

Modélisation physique en géotechnique

II - Validation de la méthode et exemples d'applications⁽¹⁾

J. GARNIER

LCPC

Route de Bouaye, BP 4129
44341 Bouguenais Cedex

Résumé

Les domaines d'application des modèles physiques en géotechnique ne cessent de s'étendre apportant de nouvelles questions sur les règles de similitude et la représentativité des modèles. Les deux méthodes utilisées pour valider les essais sur modèles réduits centrifugés consistent, soit à comparer les résultats obtenus avec les données provenant d'ouvrages en vraie grandeur, soit à effectuer des études sur des familles de modèles (*modelling of models*). Ces approches ont par exemple été récemment mises en œuvre pour examiner les conditions de similitude dans les cisaillements d'interface (effet de la taille des grains), les écoulements en sols saturés, le battage des pieux, l'état de la frange capillaire, le comportement de fondations superficielles et profondes, la stabilité du front de taille d'un tunnel, la consolidation de sol lâche sous poids propre. Des règles sont proposées permettant de garantir une simulation satisfaisante du comportement des ouvrages en vraie grandeur. Quelques exemples d'application de la modélisation sont également présentés permettant d'illustrer les potentialités de la méthode.

Physical models in geotechnics

II - Validation of the models and examples of application

Abstract

The major progress achieved in centrifuge modelling has not only opened new fields of application, but has also raised new similitude issues. Experimental validations remain essential and two methods may be used to calibrate the centrifuge models: comparison of centrifuge tests results and data from true scale structures or modelling of models (when data from the prototype are not available). These two methods have been for example used to study the scaling conditions of shear interfaces (effect of the grain size), of water flows in saturated soils, of pile driving, of capillary phenomena, of bearing capacity of footings and piles, of tunnel face stability, of self-weight consolidation of very soft clay. Rules are proposed to guarantee that the centrifuge model will correctly simulate the behaviour of the true scale prototype. Some examples of model studies of both shallow and deep foundations are given to illustrate the potential of centrifuge modelling.

Key words : physical model, scaling law, scale effect, geotechnical centrifuge, footing, pile, suction caisson.

(1) Cet article reproduit la seconde partie de la biennale Coulomb prononcée par l'auteur dans le cadre de la Conférence Caquot (Paris, CNIT La Défense, 3 octobre 2001).

Contributions à l'étude des conditions de similitude et à la validation de la modélisation physique en centrifugeuse

Comme nous l'avons montré dans la première partie de cet article (cf. n° 97), les techniques expérimentales ont beaucoup progressé ouvrant de nouveaux champs d'application mais amenant aussi de nouvelles questions de similitude. Nous avons conduit diverses études sur ce sujet dont les principaux résultats sont résumés ci-après.

1.1

Effet de taille dans les cisaillements d'interface

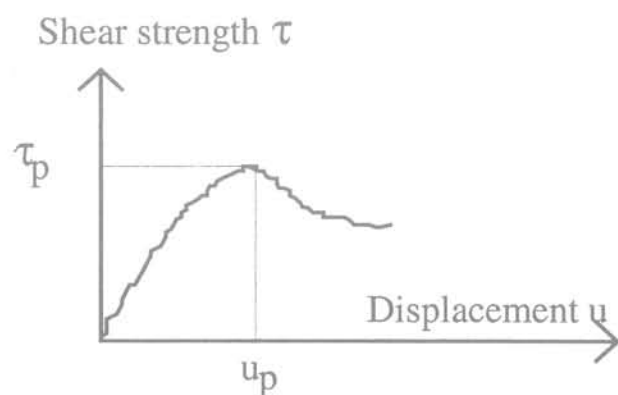
Le problème des interfaces se pose de façon particulièrement aiguë pour toutes les modélisations physiques (centrifugeuse, chambre d'étalonnage mais aussi essais de cisaillement en laboratoire et *in situ* avec mesure du frottement sol-inclusion) ou numériques (lois de contact, éléments d'interface).

Nous avons initié plusieurs programmes sur les effets d'échelle dans les cisaillements d'interface en coopération avec différents partenaires (Laboratoire 3S de Grenoble, École centrale de Nantes, INSA de Rennes et université de Bochum).

Diverses approches expérimentales ont été mises en œuvre (cisaillement d'interface à la boîte, traction sur des inclusions dans une cellule triaxiale modifiée, essais de torsion ou de traction sur des inclusions cylindriques en modèles centrifugés).

Lors d'un cisaillement d'interface, la contrainte τ est mobilisée progressivement en fonction du déplacement relatif selon une courbe type schématisée sur la figure 1.

Différentes variables dont la dimension est une longueur (et qui vont donc être affectées par la réduction de taille des modèles) interviennent dans ce cisaillement



τ_p : résistance maximale au pic

u_p : déplacement relatif au pic

Cette courbe de mobilisation du cisaillement dépend-elle de la taille des grains et des dimensions de l'inclusion ?

FIG. 1

Courbe type de cisaillement d'interface.

Typical curve of interface shear stress mobilisation.

d'interface et pourraient en particulier avoir un effet sur les caractéristiques τ_p et u_p de la réponse de l'interface :

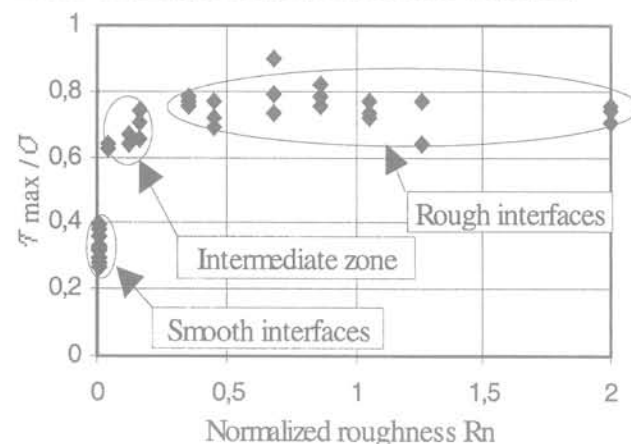
- dimensions de l'inclusion ou de l'éprouvette (cas des essais de laboratoire) notée B ;
- taille des particules du sol notée d ;
- rugosité de l'interface notée R.

1.1.1

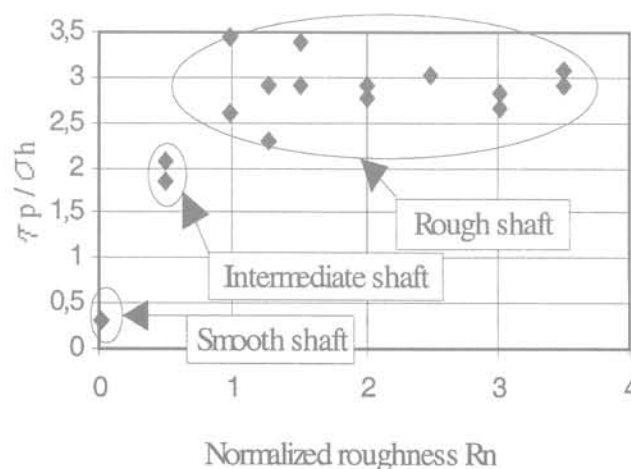
Effet de la rugosité d'interface R

Le cas de la rugosité est plus facile à traiter et nous avons confirmé, par des essais de cisaillement à la boîte et par des essais de traction sur des inclusions mises en place dans des massifs centrifugés, les résultats obtenus par exemple par Yoshimi et Kischida (1981), Kischida et Uesugi (1987), Paikowski *et al.* (1995) ou plus récemment par Dietz (2000).

La rugosité R de la surface en contact avec le sol peut être normalisée en $R_n = R/d_{50}$ et tous les essais montrent qu'il existe trois plages de rugosité. La figure 2 donne les valeurs de τ_p (normalisées) que nous avons obtenues respectivement lors d'essais à la boîte et lors d'essais de traction en centrifugeuse sur des inclusions verticales.



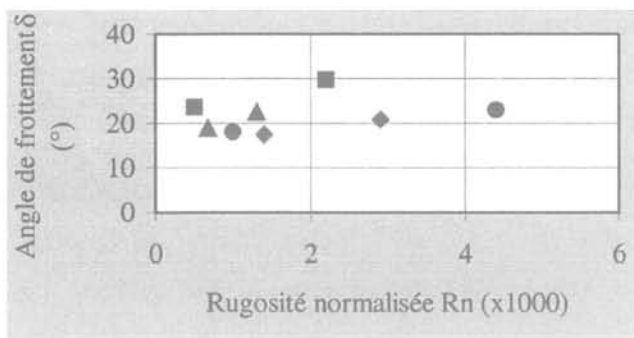
(a) Cisaillement à la boîte
Modified shear box tests



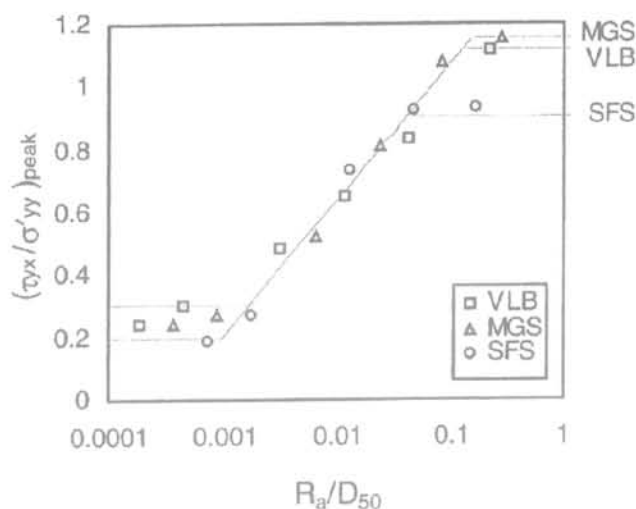
(b) Traction sur inclusions verticales
Centrifuge pull-out tests on vertical inclusions

FIG. 2

Effet de la rugosité normalisée sur la résistance au cisaillement d'interface obtenu sur le sable de Fontainebleau et le sable d'Hostun (Garnier & König, 1998).
Effect of normalised roughness on interface shear strength τ_p in Fontainebleau sand and in Hostun sand.



(a) D'après les données de Reddy *et al.* (2000)
From the data of Reddy *et al.*



(b) Essais de Dietz (2000)
(R_a/D_{50} : rugosité normalisée)
Dietz tests (R_a/D_{50} : normalised roughness)

FIG. 3 Interfaces lisses – Évolution de la résistance au cisaillement à l'interface en fonction de la rugosité normalisée R_n (ou R_a sur la figure 3b avec la notation de Dietz).
Smooth interfaces – Evolution of interface peak friction with normalised roughness.

Elle montre trois types d'interfaces :

a) *Interface lisse*. Pour les très faibles rugosités ($R_n < 0,01$) l'interface est lisse, la rupture se produit par glissement des grains sur l'inclusion, le coefficient de frottement est très inférieur au frottement interne du sable et la dilatance est nulle.

Des essais récents réalisés par Reddy *et al.* (2000) ou par Dietz (2000) dans la gamme $R_n = 0,0005$ à $0,005$ sur différents sables et différents matériaux semblent montrer que le frottement maximum mobilisable à l'interface dépend alors peu de la rugosité (Fig. 3). Sur la figure 3a, les couples de points représentés par un même symbole correspondent à des essais sur le même sable au contact du même métal et seule la rugosité est différente.

b) *Interface rugueuse*. Au contraire, lorsque R_n dépasse $0,5$ ou 1 , l'interface est totalement rugueuse, le cisaillement se produit dans le sol car des grains sont alors assez petits pour être entraînés dans les aspérités de l'interface. La dilatance peut être forte si les caractéristiques du sol le permettent. Il est encore très intéressant de noter que lorsque l'interface est totalement rugueuse ($R_n > 1$), la rugosité n'a plus d'effet sur le frottement mobilisé, ce qui est logique puisque le cisaillement s'opère alors au sein du sol.

c) *Interface de transition*. Cette zone correspondrait à des rugosités normalisées R_n dans la plage $0,01$ à 1 . Elle montre une nette croissance du frottement d'interface avec la rugosité. Il est intéressant de noter que des résultats du même type ont été récemment obtenus lors de travaux conduits à l'Imperial College sur des argiles constituées de particules entre $0,001$ et 1 mm et avec des rugosités d'interface de $0,005$ à 7 microns (Lemos et Vaughan, 2000).

Dans la pratique, les interfaces prises en compte dans les modèles réduits sont soit lisses soit rugueuses. Il suffit donc, pour que la simulation soit correcte, que les rugosités normalisées R_n du modèle et du prototype soient dans la même plage. Le cas intermédiaire est

beaucoup plus complexe et n'a jamais fait l'objet, à notre connaissance, d'étude approfondie.

1.1.2

Effet de la taille de l'inclusion sur la résistance au cisaillement τ_p

a) Interfaces totalement rugueuses ($R_n > 1$)

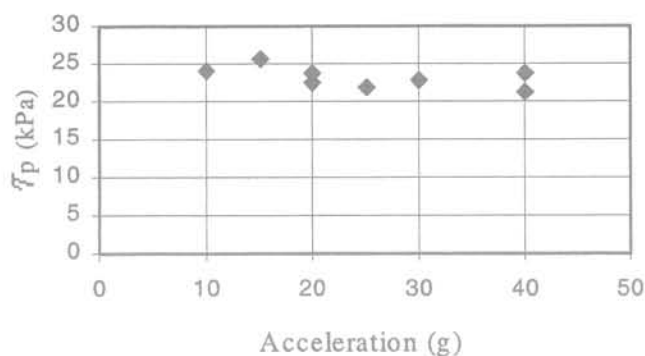
Pour simplifier le problème, toutes les études qui sont évoquées dans ce paragraphe ont été effectuées sur des interfaces très rugueuses ($R_n > 1$) de telle sorte que la rugosité n'ait plus d'effet.

Tous les essais réalisés sur modèles centrifugés (traction sur des plaques ou sur des tiges et essai en torsion de tiges verticales) montrent que si les grains sont suffisamment petits par rapport aux dimensions des inclusions, aucun effet de taille ne se manifeste. La figure 4a montre un exemple de résultats obtenus sur des plaques à différentes échelles de réduction (*modeling of models*).

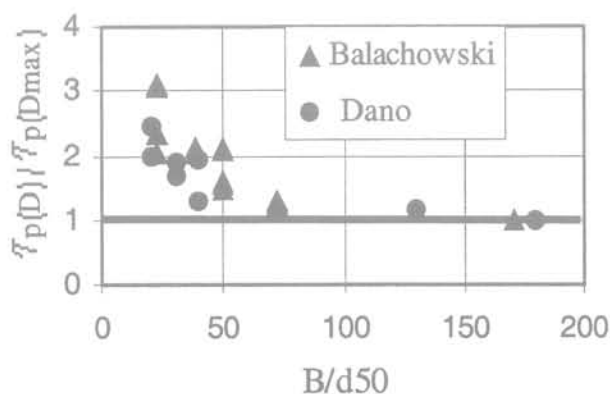
Par contre, lorsque le rapport entre le diamètre B des inclusions et celui des grains descend au-dessous d'environ $B/d_{50} = 75$, la contrainte τ_p mobilisée ne reste pas constante (Fig. 4b). Elle croît lorsque le diamètre B diminue et le rapport d'amplification peut atteindre 3 pour les plus petites inclusions.

La figure 4b regroupe deux séries d'essais effectués sur la centrifugeuse du LCPC mais totalement indépendantes : ceux de Balachowski (1995) sur des inclusions cylindriques de 16 mm à 55 mm de diamètre dans du sable d'Hostun et ceux de Dano (1995) portant sur des inclusions de 4 mm à 36 mm de diamètre dans du sable de Fontainebleau.

Dans les résultats ci-dessus, le rapport B/d_{50} reste supérieur ou égale à 20 . Les essais sur des inclusions de plus petit diamètre tel que $B/d_{50} \sim 10$ ont donné des résultats qui s'écartent nettement des courbes précédentes. La résistance au cisaillement mobilisée est deux



(a) Traction sur des plaques verticales simulant le même prototype
Centrifuge pull-out tests on rectangular vertical plates simulating the same prototype



(b) Traction sur des inclusions cylindriques de différents diamètres B
Centrifuge pull-out tests on cylindrical rods of different diameters

FIG. 4 Interfaces rugueuses – Effet des dimensions de l'inclusion sur le frottement latéral mobilisé τ_p .
Rough interfaces – Effect of inclusion dimensions on peak friction τ_p (Garnier & König, 1998).

à trois fois plus faible et la mobilisation est beaucoup plus progressive. Pour des rapports B/d_{50} inférieurs à 10 ou 15, il semble que d'autres mécanismes entrent en jeu comme des effets de voûte autour de l'inclusion réduisant les contraintes normales qu'elle supporte et donc le frottement d'interface.

b) Interfaces totalement lisses $R_p < 0,01$

Le cas des interfaces lisses semble nettement plus favorable, ce qui ne serait pas très surprenant puisque le cisaillement se produit alors au contact entre le sol et l'inclusion, sans manifestation de dilatance importante. La taille relative des grains par rapport au diamètre de l'inclusion n'interviendrait donc pas.

Ce résultat a été récemment obtenu par Reddy *et al.* (2000) lors d'essais de traction d'inclusions cylindriques placées dans l'axe d'une éprouvette triaxiale (Fig. 5). Lorsque le rapport B/d_{50} décroît de 41 à 14, le frottement latéral mobilisé au pic ne varie que de 2 à 3 %.

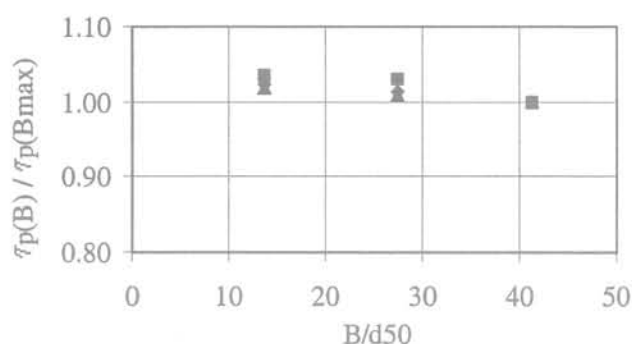


FIG. 5 Interfaces lisses – Effet du diamètre de l'inclusion sur le frottement latéral mobilisé τ_p d'après les données de Reddy *et al.* (2000).
Smooth interfaces – Effect of inclusion dimensions on peak friction τ_p from Reddy *et al.* (2000) data.

1.1.3

Effet de la taille de l'inclusion sur le déplacement au pic u_p

Pour l'effet des dimensions de l'inclusion sur le déplacement au pic u_p , la situation est moins claire que pour le cisaillement maximal. Les essais que nous avons réalisés tant sur les plaques que sur les cylindres en traction ou en rotation ne permettent pas de conclure :

- pour des cylindres en traction, de même longueur et testés sous une même accélération, le déplacement u_p croît légèrement avec leur diamètre B (Fig. 6a) ;
- pour des cylindres en torsion simulant le même prototype (*modelling of models*), le déplacement u_p semble pratiquement indépendant de l'accélération (et donc de l'échelle de réduction) comme le montre la figure 6b. Il n'y aurait pas dans ce cas d'effet de taille sur u_p du moins dans la gamme des modèles testés.

De nouvelles recherches sont donc nécessaires mais l'approche expérimentale de ce problème est cependant délicate car une partie plus ou moins grande du cisaillement maximum est mobilisé avant même le début de l'application de l'effort (de traction ou de torsion).

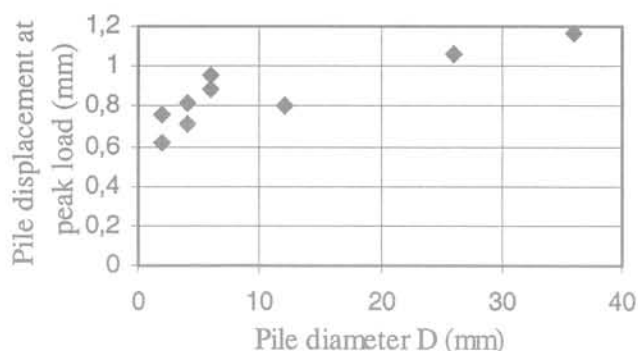
La mise sous contrainte de l'éprouvette (cas des essais en cellule triaxiale modifiée) ou du massif de sol (cas des essais en modèles centrifugés) induit en effet de légers déplacements relatifs sol-inclusion. Ces déplacements relatifs même très faibles peuvent être suffisants pour mobiliser des contraintes de cisaillement non négligeables à l'interface perturbant l'état initial avant application de la sollicitation (Garnier et König, 1998).

1.2

Battage de pieux

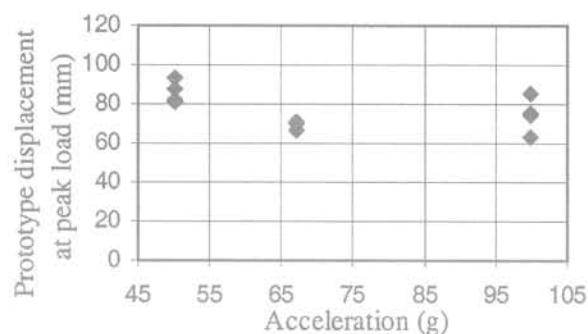
La vérification des lois de similitude en battage a été entreprise dans le cadre du programme national Macrogravité 92-93 (Sieffert et Levacher, 1995). Un batteur à vérin hydraulique fonctionnant sous accélération a d'abord été conçu puis utilisé pour battre une série de pieux modèles simulant tous le prototype suivant (pieu métallique fermé en pointe) :

Longueur du pieu 12,5 m Diamètre du pieu 0,5 m
Masse du marteau 5 000 kg Hauteur de chute 1,00 m



(a) Traction sur des inclusions cylindriques de différents diamètres sous même accélération

Centrifuge pull-out tests on cylindrical rods of different diameters under the same acceleration



(b) Torsion d'inclusions cylindriques simulant le même prototype à trois échelles différentes

Centrifuge torsion tests on cylindrical rods simulating the same prototype at different scales

FIG. 6 Effet de la taille de l'inclusion sur le déplacement au pic d'effort u_p .
Effect of the inclusion size on displacement u_p at peak load (Garnier & König, 1998).

Les diamètres B des pieux modèles varient entre 8 et 16 mm et le sol est un sable de Fontainebleau sec à faible densité ($I_D = 36\%$). Les facteurs d'échelle théoriques sont rappelés dans le tableau I ci-dessous.

TABIEAU I Facteurs d'échelle théoriques du choc et du battage (modèle à l'échelle $1/n$ testé à ng).
Theoretical scaling factors in pile-driving ($1/n$ reduced scale model tested at ng).

Grandeur	Facteur d'échelle
Vitesse (propagation des ondes, vitesse particulière)	$v^* = 1$
Accélération	$a^* = n$
Temps (durée du choc, durée d'un aller-retour)	$t^* = 1/n$
Impédance	$Z^* = 1$
Contrainte	$\sigma^* = 1$
Force	$F^* = 1/n^2$
Énergie	$W^* = 1/n^3$
Nombre de coups (pour un même enfoncement)	$N^* = 1$

Les pieux étant instrumentés de jauges, il est possible d'en déduire l'évolution des contraintes, des forces, des énergies transmises, des vitesses de propagation et de l'amortissement. Les facteurs d'échelle de ces différentes grandeurs ont ainsi pu être déterminés expérimentalement et comparés aux valeurs théoriques précédentes (tableau II).

À la fin du battage, le dispositif conçu pour ce programme permet d'effectuer le chargement vertical statique du pieu sans arrêt de la centrifugeuse. Les courbes de chargement force-déplacement en unités prototype et les capacités portantes observées sur tous les modèles se sont trouvées très concordantes, confirmant la validité de la modélisation (Sieffert et Levacher, 1995).

Les principales conclusions qui peuvent être tirées de ces études sont les suivantes :

– il est possible de réaliser des essais de battage de pieux en modèles centrifugés, représentatifs des situations réelles ;

TABIEAU II Comparaison des facteurs d'échelle de battage théoriques et expérimentaux.

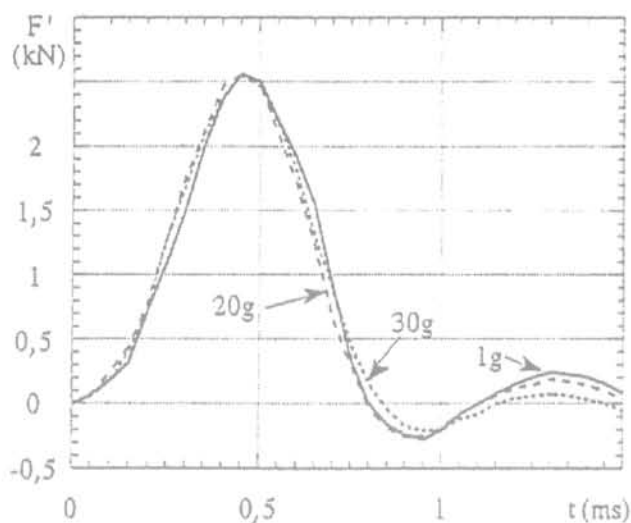
Comparison of theoretical and experimental scaling factors in pile-driving.

Grandeur	Rapport entre facteurs d'échelle théoriques et expérimentaux	Commentaires
Durée du choc	$1 \pm 0,12$	Sauf pieu B = 8 mm
Accélération maximale en tête	$1 \pm 0,002$	
Contrainte maximale	$1 \pm 0,04$	
Force d'impact	$1 \pm 0,02$	Cf. figure 7a
Amortissement ⁽¹⁾	~ 1	Cf. figure 7b
Énergie transmise lors du choc	W^*/W_{Exp}^* décroît de 1,22 à 1 lorsque B passe de 8 à 16 mm	Cf. figure 8a
Énergie transmise lors du battage entre 3,1 m et 5,9 m	W^*/W_{Exp}^* croît de 0,75 à 1 lorsque B passe de 8 à 16 mm	Cf. figure 8b
Nombre de coups pour passer la fiche de 3,1 m à 5,9 m	N^*/N_{Exp}^* croît de 0,66 à 1 lorsque B passe de 8 à 16 mm	

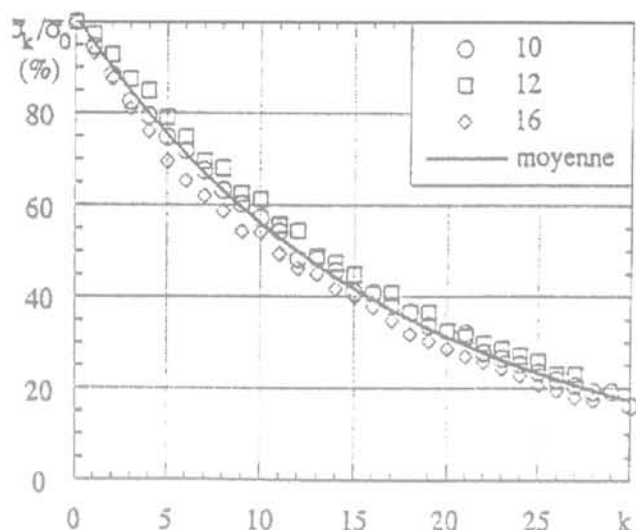
(1) Les paramètres d'amortissement α et β sont déduits de la relation $\sigma_0/\sigma_k = \alpha \exp(-\beta k)$ où σ_0 et σ_k sont les contraintes maximales mesurées en tête au choc et au k ème aller-retour de l'onde.

– les facteurs d'échelle théoriques pour le choc sont vérifiés (force et contrainte, accélération, durée du choc) même avec des modèles de très petite taille (le mouton du pieu B = 8 mm ne pèse que 20,5 grammes) ;

– seuls les résultats relatifs à l'énergie transmise au pieu posent encore problème. Nous avons tracé sur la figure 8 l'évolution des énergies en fonction de l'accélération centrifuge n (modèles aux échelles $1/n$). Ces évolutions sont très bien représentées par des fonctions puissances mais les exposants ne sont pas exactement égaux à la valeur théorique -3 (car $W^* = 1/n^3$). L'énergie transmise lors du choc (calculée en intégrant le produit $F.v$) varie en $1/n^{2,69}$ alors que celle transmise pour passer de la fiche de 3,1 m à celle de 5,9 m (calculée à partir du nombre de coups) varie en $1/n^{3,38}$.



(a) Forces d'impact réduites à 1 g obtenue lors d'essais de battage à 1 g, 20 g et 30 g
Impact forces reduced to 1 g (1 g, 20 g and 30 g tests)



(b) Amortissement observé à trois échelles de réduction (σ_0 et σ_k sont les contraintes maximales mesurées en tête du choc et au kième aller-retour de l'onde)
Damping (σ_k/σ_0 ratio vs. time)

FIG. 7 Étude expérimentale des conditions de similitude lors du battage de pieux.
Experimental study of scaling laws in pile-driving (Sieffert et Levacher, 1995).

Ces résultats un peu contradictoires concernant l'exposant donnent toutefois des valeurs centrées sur la valeur - 3. Les écarts par rapport à la valeur théorique pourraient donc provenir d'incertitudes dans les mesures (qui peuvent être amplifiées par le traitement des données brutes) ou de phénomènes parasites survenant lors des essais, en particulier pour les modèles les plus petits. De nouvelles expériences sont nécessaires pour conclure définitivement sur l'ensemble des facteurs d'échelle.

On peut en outre signaler que le centre de recherches d'Exxon a confié à nos collègues du CEA-CESTA au début des années 90 un important programme d'études sur le battage de pieux ouverts dans des sables denses. Un batteur très performant a été

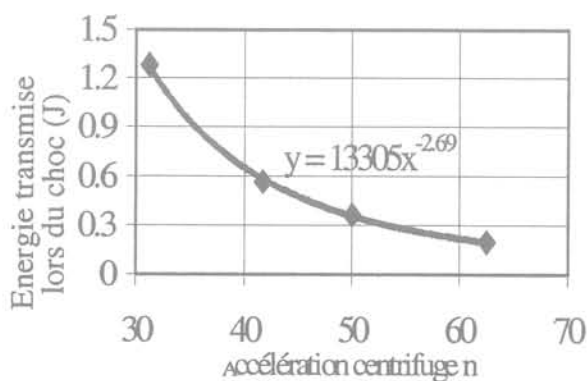
conçu dans ce programme (Zelikson *et al.*, 1994). Comme le plus souvent, les résultats de ces travaux n'ont pas, à notre connaissance, été diffusés par Exxon.

1.3

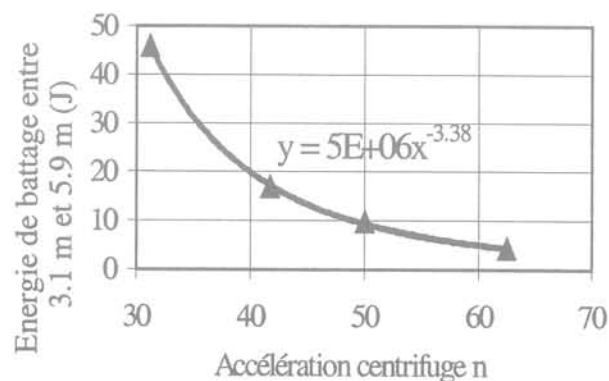
Écoulements souterrains en sol saturé

Les conditions de similitude régissant les écoulements souterrains ont fait l'objet de nombreuses études tant expérimentales que théoriques car plusieurs questions se posent concernant :

- la valeur des facteurs d'échelle ;
- l'effet de l'accélération centrifuge sur la perméabilité ;



(a) Énergie transmise lors du choc du mouton
Energy transmitted during impact



(b) Énergie transmise pour passer la fiche du pieu de 3,1 m à 5,9 m
Energy transmitted to penetrate the pile from 3.1 m to 5.9 m

FIG. 8 Énergie de battage en fonction de l'accélération centrifuge.
Pile-driving energy E vs. centrifuge acceleration n.

- les limites de validité de la loi de Darcy et la valeur de l'accélération centrifuge critique.

L'analyse dimensionnelle récemment publiée par Butterfield (2000) conduit comme on pouvait s'y attendre à la nécessité de changer soit le fluide interstitiel soit la taille des particules, pour obtenir une similitude totale (mêmes nombres de Froude et de Reynolds dans tous les régimes d'écoulement).

Cette contrainte incontournable dans certains cas (étude de la liquéfaction sous séisme par exemple) ne s'impose toutefois pas à tous les essais sur modèles. Dans la plupart des ouvrages géotechniques prototypes, du fait des relativement faibles gradients hydrauliques qui y règnent, les écoulements souterrains sont en effet de type laminaire régi par la loi de Darcy (faible nombre de Reynolds). Cette loi expérimentale approchée traduit une relation linéaire entre la vitesse d'écoulement v (m/s) et le gradient hydraulique i , nombre sans dimension car rapport de la perte de charge hydraulique Δh (exprimée en hauteur d'eau) à la longueur de l'écoulement :

$$v = ki \text{ ou } i = v/k \quad (1)$$

Le coefficient k (m/s) ou perméabilité de Darcy est une fonction dépendant à la fois des propriétés du fluide utilisé et de celles du sol :

$$K = K_{pg}/\eta = K_g/\mu \quad (2)$$

Dans cette dernière relation, K (m^2) est la perméabilité géométrique ou intrinsèque liée aux propriétés du sol, ρ est la masse volumique du fluide, η (kg/m/s) et μ (m^2/s) sont les viscosités dynamique et cinématique ($\eta = \mu \cdot \rho$) et g est l'accélération de la pesanteur.

1.3.1

Effet de l'accélération centrifuge sur la perméabilité

Lorsque les expériences sont réalisées sur modèles réduits en macrogravité avec le sol et le fluide du prototype, la question des facteurs d'échelle des différentes variables se pose. Si l'échelle des longueurs est notée $l^* = 1/n$, l'échelle des temps est $t^* = 1/n^2$ (phénomène de diffusion) et celle des vitesses $v^* = l^*/t^* = n$. La vitesse apparente est, sans ambiguïté, multipliée par n sur le modèle réduit testé sous n g. La valeur des facteurs d'échelle i^* et k^* a par contre pendant quelque temps divisé la communauté, sans raison fondée comme nous l'avons récemment montré (Khalifa *et al.*, 2000). Les deux propositions opposées étaient les suivantes :

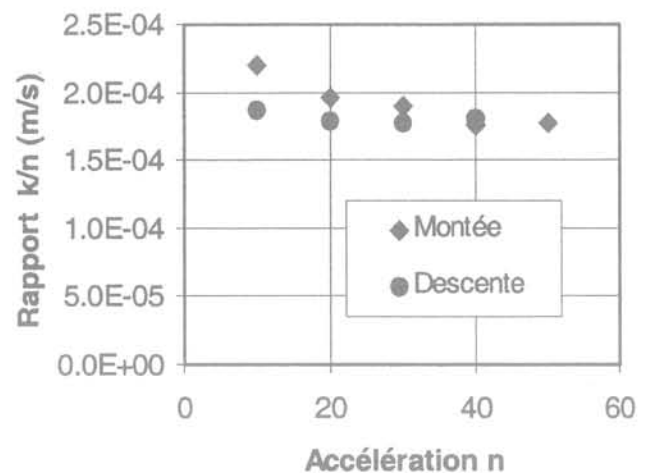
- **Formulation A.** En suivant la formulation de Darcy, on peut considérer que le gradient hydraulique est un nombre sans dimension $i = \Delta h/l$ et la perméabilité s'exprime alors comme la vitesse en m/s. On a dans ces conditions $i_m = i_p$ d'où $i^* = 1$ et donc $k^* = n$ (puisque $k = i/v$). La perméabilité k dans le modèle réduit varierait ainsi avec l'accélération centrifuge ;

- **Formulation B.** Si on exprime au contraire la charge hydraulique en terme de gradients de pression (Coussy, 1995), les gradients hydrauliques sont $i_p = \Delta p/l_p$ et $i_m = \Delta p_m/l_m$. Les pressions étant les mêmes sur le modèle et le prototype, on obtient alors $i_m = N \cdot i_p$ soit $i^* = n$ et donc $k^* = 1$. Le rapport k entre la vitesse d'écoulement et le gradient hydraulique i serait alors une caractéristique du milieu poreux indépendante de

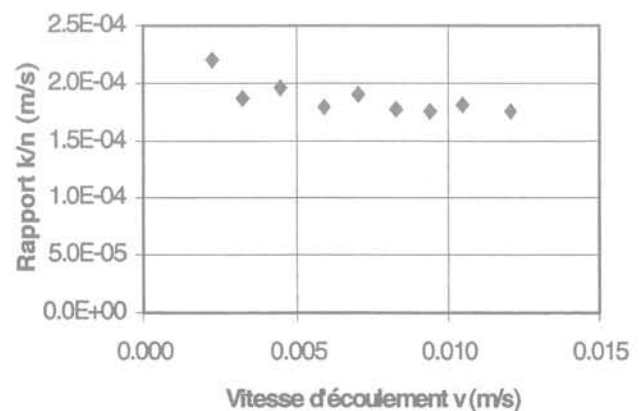
l'accélération. Il est parfois appelé mobilité et s'exprime en $m^2/kPa/s$.

En réalité, les deux formulations sont équivalentes mais l'énergie potentielle est exprimée dans la première comme une énergie par unité de poids et dans la seconde comme une énergie par unité de volume (Goforth *et al.*, 1991).

Pour étudier l'effet de l'accélération sur la perméabilité, nous avons conçu un perméamètre embarquable et effectué des essais d'écoulement sous différentes accélérations. En admettant la formulation de Darcy, les résultats reproduits sur la figure 9a montrent que la perméabilité k mesurée est assez bien proportionnelle à l'accélération centrifuge n , du moins dans la gamme des accélérations pratiquées. Il se peut que la légère diminution observée de k/n avec n résulte en réalité de l'apparition de forces d'inertie non négligeables due à l'augmentation de la vitesse d'écoulement. Les conditions des essais en macrogravité (perméamètre à charge variable) étaient en effet telles que la vitesse d'écoulement augmentait aussi avec l'accélération centrifuge (Fig. 9b).



(a) Rapport k/n en fonction de n
k/n ratio vs. acceleration level n



(b) Rapport k/n en fonction de la vitesse v
k/n ratio vs. flow rate v

FIG. 9 Effet de l'accélération centrifuge n sur la perméabilité k .
Effect of centrifuge acceleration n on permeability k .

D'autres expériences similaires ont été récemment réalisées par Singh et Gupta (2000) sur des sols dont la perméabilité varie entre 2×10^{-7} m/s et 10^{-5} m/s. Les auteurs ont comparé les perméabilités k_{ng} mesurées en centrifugeuse entre 50 g et 200 g avec celles qu'il ont obtenues en laboratoire (sous 1 g). Les rapports $k_{ng}/k_{1g} = n^x$ ont permis de calculer l'exposant x du facteur d'échelle représenté sur la figure 10 en fonction de n .

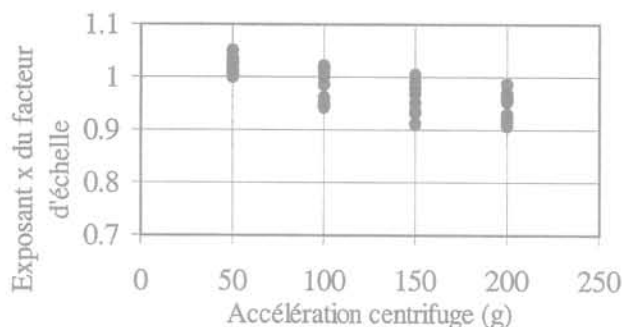


FIG. 10 Effet de l'accélération centrifuge sur le facteur d'échelle de la perméabilité d'après les données de Singh et Gupta (2000).
Effect of centrifuge acceleration on permeability scaling factor from Singh and Gupta (2000) data.

On retiendra de l'ensemble de ces essais que la perméabilité intrinsèque $K = k\mu/g$ ne dépend pas de l'accélération, du moins dans la gamme des accélérations centrifuges étudiée, et garde bien la même valeur dans le modèle et dans le prototype si les mêmes sols et les mêmes fluides y sont utilisés.

1.3.2

Limite de validité de la loi de Darcy et accélération critique

La question de la validité de la loi de Darcy peut par contre être un autre problème pour les modèles centrifugés où les vitesses sont considérablement amplifiées par rapport à celles des prototypes. Il convient de s'assurer que cet accroissement des vitesses ne s'accompagne pas d'un changement des caractéristiques des écoulements et, en particulier, d'une sortie du domaine de validité de la loi de Darcy par apparition de forces d'inertie (Goodings, 1994).

Un programme de recherche a été entrepris sur ce sujet en coopération avec le LGCNSN (Laboratoire de génie civil de Nantes-Saint-Nazaire) où un dispositif d'essais a été spécialement réalisé permettant de générer dans une colonne de sol des écoulements intenses en conditions contrôlées de pression, de débit et de température (Wahyudi, 1998).

Les résultats obtenus sur les cinq sables utilisés au LCPC dans les modèles centrifugés sont reproduits sur la figure 11 qui montre la relation entre i/v et v . La loi de Darcy correspondrait à une valeur constante du rapport i/v et son domaine de validité se trouve donc très limité. Sur la gamme des vitesses d'écoulements testées, la loi de Forcheimer (1901) rend par contre beaucoup mieux compte des résultats expérimentaux obtenus. Elle se traduit sur la figure 11 par des droites d'équation :

$$i/v = av + b \quad (3)$$

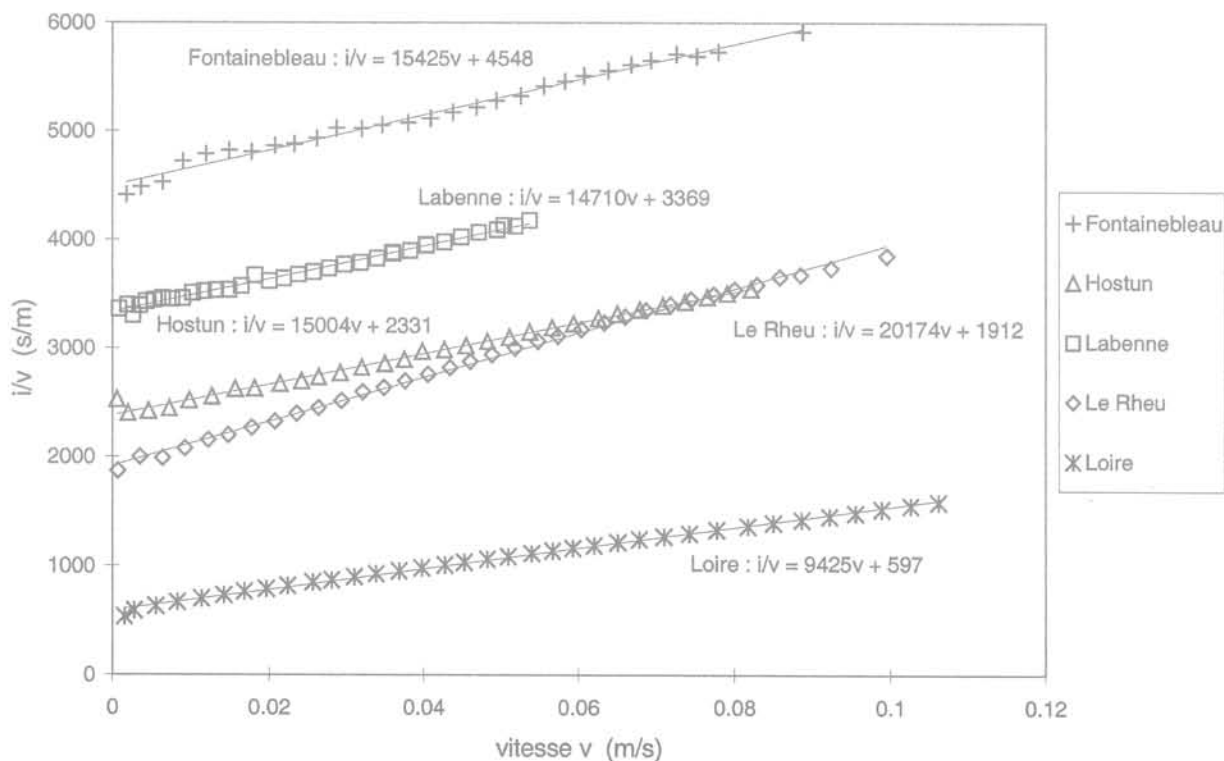


FIG. 11 Résultats des essais d'écoulement forcé dans cinq sables utilisés au LCPC dans les modèles réduits centrifugés (Khalifa et al., 2000).
Results of high-velocity flow tests performed on five sands used in centrifuge models.

Une autre présentation permet de mieux mettre en évidence le domaine de validité de la loi de Darcy (Goodings, 1994). Elle consiste à étudier la relation entre le nombre de Reynolds $R_e = \rho v d / \mu$ et le facteur de frottement $F_f = i g d / v^2$ (où d est une dimension caractéristique de l'écoulement ou du milieu poreux). La loi de Darcy correspond alors au domaine $F_f = \alpha / R_e$ (partie linéaire de la relation entre $\log R_e$ et $\log F_f$).

Il existe cependant plusieurs expressions différentes des nombres sans dimensions R_e et F_f suivant que l'on prend en compte la vitesse macroscopique ou microscopique, la dimension des particules ou celle des pores, le diamètre moyen d_{50} ou un diamètre équivalent d_{eq} , la tortuosité τ du milieu poreux ou non.

Nous avons montré qu'en introduisant dans R_e et F_f les caractéristiques des pores au lieu de celles des particules, selon le modèle développé par Comiti et Renaud (1989), les résultats de la figure 11 se réduisaient à une courbe unique pour les cinq sables testés (Fig. 12). Le nombre de Reynolds de pore Re_{pore} et le facteur de frottement de pore $F_{f_{pore}}$ prennent ici les valeurs suivantes :

$$Re_{pore} = \frac{2 \rho v d_{eq}}{3 \mu (1 - n_s)} \quad \text{et} \quad F_{f_{pore}} = \frac{i g n^3 d_{eq}}{3 v^2 \tau^3 (1 - n_s)} \quad (4)$$

où n_s est la porosité du sol et d_{eq} le diamètre équivalent des grains du sable.

TABEAU III Accélération centrifuge maximale admissible permettant de modéliser un écoulement prototype de gradient $i_p < 1$ en fonction de l'écart toléré par rapport à la loi de Darcy.
Maximum centrifuge acceleration to be applied to the model for simulating a prototype flow with a hydraulic gradient $i_p = 1$ (for two accepted errors with respect to Darcy's law).

Sables	Fontainebleau	Labenne	Hostun	Le Rheu	Loire
Écart toléré par rapport à la loi de Darcy					
5 %	78 g	36 g	21 g	12 g	2 g
10 %	155 g	72 g	43 g	23 g	5 g

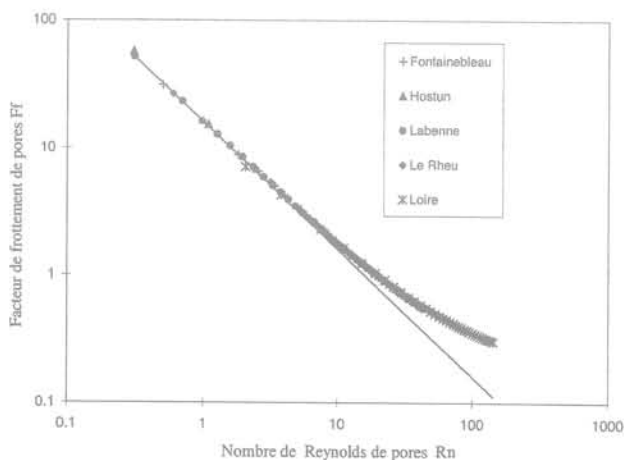


FIG. 12 Résultats de la figure 11 traduits en une relation entre le nombre de Reynolds de pores et le facteur de frottement de pores (Khalifa *et al.*, 2000).

Data from Figure 11 translated into a relationship between the pore Reynolds number Re_{pore} and the pore friction factor $F_{f_{pore}}$.

La figure 12 confirme que la sortie du domaine de Darcy est très progressive. Il est donc nécessaire de choisir un écart maximum admissible si l'on souhaite définir une limite de validité à cette loi. En admettant par exemple que le gradient hydraulique maximum dans le prototype est $i_p = 1$, les accélérations centrifuges maximales (et donc les échelles de réduction minimales) qu'il ne faut pas dépasser sont données dans le tableau III pour deux valeurs d'écarts admissibles avec la loi de Darcy.

1.4

Zone capillaire et sols non saturés

L'une des raisons pour lesquelles les sols non saturés sont peu souvent mis en œuvre dans les essais sur modèles centrifugés réside dans les incertitudes qui règnent sur la distribution des teneurs en eau et des suctions dans les massifs soumis à macrogravité.

Nous avons engagé un important programme de recherches sur cette question au sein du réseau européen NECER (Network of European Centrifuges for Environmental Geotechnics Research) en associant des approches théoriques et des essais en centrifugeuse. Les principaux résultats obtenus ont été présentés dans plusieurs articles publiés en 2000 (International Symposium on Physical Modelling and Testing in Environmental Geotechnics, Garnier *et al.*, 2000) et nous en résumons ci-après les données essentielles.

1.4.1

Hauteur et vitesse d'ascension capillaire

Le problème le plus simple est celui de la hauteur d'ascension capillaire h_c . La loi de Jurin donne pour une colonne de liquide cylindrique verticale la valeur suivante :

$$h_c = \frac{2T \cos \delta}{\rho g r} \quad (5)$$

où T est la tension superficielle (N/m), δ l'angle de contact du ménisque avec la paroi du tube, ρ la masse volumique du fluide et r le rayon du tube capillaire.

D'après cette loi, le facteur d'échelle sur h_c serait $h_c^* = 1/n$ si le même sol et le même fluide sont utilisés dans le modèle à l'échelle $1/n$ et dans le prototype (car alors $T^* = \delta^* = \rho^* = r^* = 1$). La similitude sur la hauteur d'ascension capillaire serait donc respectée puisque l'épaisseur de la frange capillaire serait réduite dans le modèle d'un facteur n .

En ce qui concerne la vitesse d'ascension capillaire, les différentes formulations théoriques proposées ont été analysées et conduisent toutes à un facteur d'échelle théorique sur le temps de $t^* = 1/n^2$ et donc $v^* = n$ sur la vitesse (Rezzoug *et al.*, 2000a). Indépendamment de ces travaux du réseau NECER, Lord (1999) a montré analytiquement que ces résultats sont encore valables pour des tubes capillaires inclinés ou horizontaux et pour des écoulements descendants.

Ces formulations théoriques supposent toutefois que les pores sont assez fins pour que les ménisques puissent être assimilés à des surfaces sphériques et on pourrait craindre que la macrogravité n'ait des effets (sur l'angle de contact ou la forme du ménisque, par exemple) non pris en compte dans les lois précédentes.

Il est donc difficile de se passer de vérifications expérimentales et des essais croisés ont été réalisés dans plusieurs laboratoires européens du réseau NECER. Ces expériences portent sur des colonnes de sol dans lesquelles des écoulements verticaux sont provoqués par saturation de sables secs ou par drainage de sables saturés. Les dispositifs d'essai sont du type de celui de l'université de Bochum présenté sur la figure 13.

Dans ces expériences, différents sables ont été testés (sable de Congleton, sable de Fontainebleau), à plusieurs densités et sous des accélérations allant de 1 g (essais en laboratoire) à 40 g. Un exemple de résultats est montré sur la figure 14 donnant l'épaisseur atteinte par la frange capillaire en fonction du temps (sable de Congleton, $\gamma_d = 16,9 \text{ kN/m}^3$) en unités modèle et prototype.

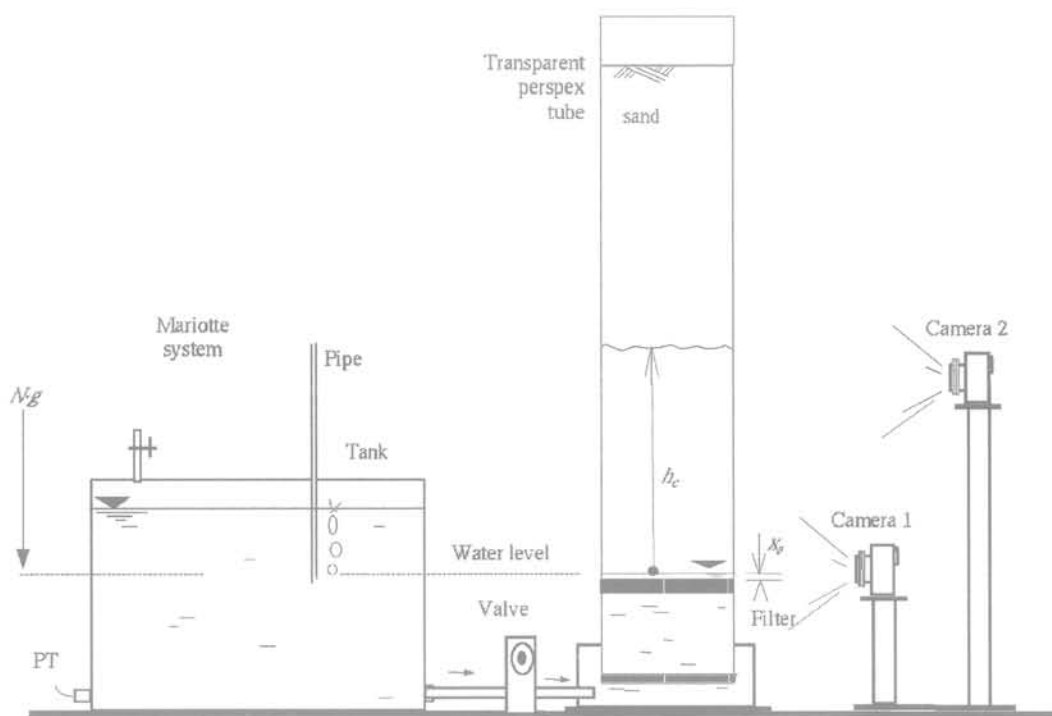
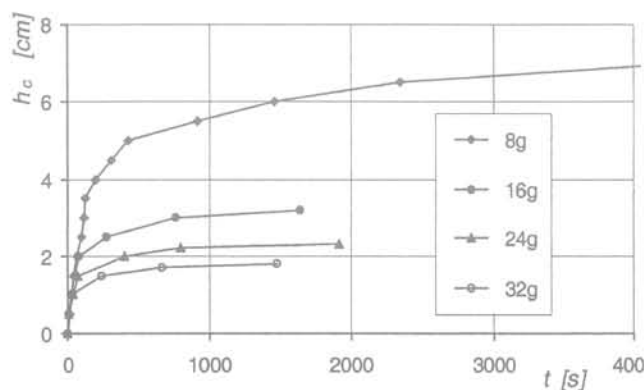
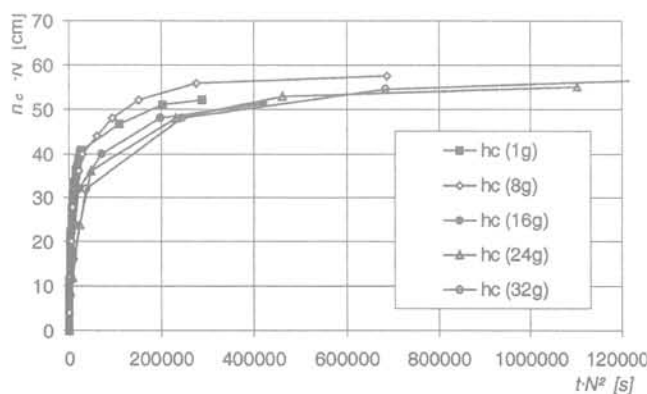


FIG. 13 Dispositif type d'écoulement en colonne (Rezzoug *et al.*, 2000b).
Experimental column set-up for centrifuge tests on capillary rise.



(a) Unités modèle
Model units



(b) Unités prototype avec les facteurs d'échelle $h_c^* = n^{-1}$ et $t^* = n^{-2}$
Prototype units assuming scale factors $h_c^* = n^{-1}$ and $t^* = n^{-2}$

FIG. 14 Essais d'ascension capillaire en modèles centrifugés (Rezzoug *et al.*, 2000b).
Capillary height vs. time in centrifuge model tests.

D'autres essais ont confirmé que les lois de similitude déduites des études théoriques apparaissent ainsi assez bien vérifiées expérimentalement (Crançon *et al.*, 2000 ; Thorel *et al.*, 2000). Lorsque les sols et les fluides du prototype sont utilisés dans le modèle, les facteurs d'échelle pour l'ascension capillaire sont donc bien : Hauteur $h_c^* = n^{-1}$ Vitesse $v^* = n$ Temps $t^* = n^{-2}$ (6)

1.4.2

Profils de teneurs en eau et de succion

L'étude de la frange capillaire a nécessité d'équiper les colonnes d'essais de sondes TDR (Time Domain Reflectometry) pour la mesure des teneurs en eau et de tensiomètres pour celle des suctions (Fig. 15). Un exemple de résultats obtenus lors d'essais sur du sable des Landes de Gascogne sous des accélérations allant de 1 g à 20 g est montré sur les courbes de la figure 16 (Crançon *et al.*, 2000). Les points repérés par les symboles sur la figure 16 correspondent aux résultats des mesures de teneur en eau volumique θ . Les courbes en trait continu ont été calées sur les données expérimentales à l'aide de fonctions de Van Genuchten (Leong et Rahardjo, 1997).

Avec des moyens plus simples (mesure de la teneur en eau par prélèvement d'échantillons dans la colonne), Esposito (2000) obtenu les profils de la Figure 17a.

Des résultats expérimentaux obtenus récemment par d'autres auteurs hors du réseau NECER (Fig. 17b) semblent confirmer que les facteurs d'échelle sur profils de teneurs en eau dans un modèle centrifugés à ng sont :

$$\text{Profondeur } z^* = n^{-1} \quad \text{Teneur en eau } w^* = 1 \quad (7)$$

Les travaux se poursuivent mais d'après les données actuelles sur les hauteurs et les vitesses d'ascension capillaire et sur les distributions de teneur en eau et de succion, il semble bien que la frange capillaire dans le modèle centrifugé soit la réplique fidèle de celle du prototype. Ces conclusions encore provisoires ne sont évidemment valables que si les sols sont les mêmes dans le modèle et le prototype.

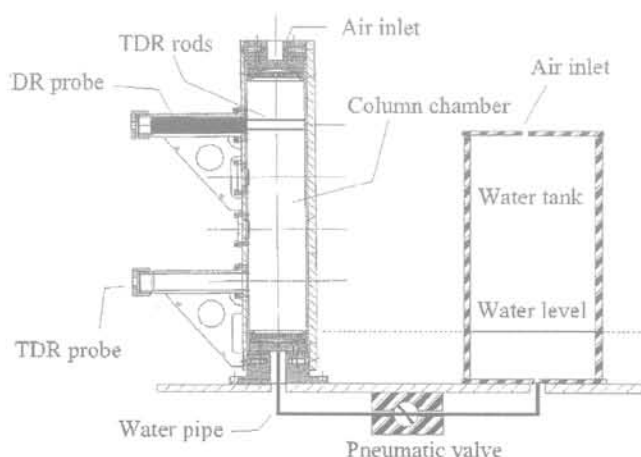


FIG. 15

Colonnes équipées de sondes TDR TRIME IT pour la mesure des teneurs en eau en cours de centrifugation (Crançon *et al.*, 2000).

Column tests equipped with TDR probes TRIME IT for water content measurement.

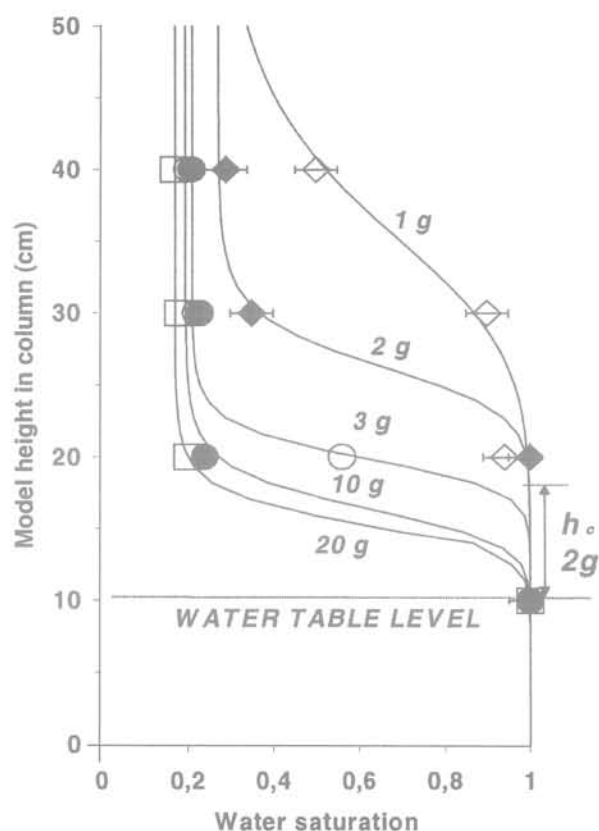


FIG. 16

Distributions de la teneur en eau observées dans la frange capillaire.

Distribution of water content vs. depth observed in the vadose zone (1 g to 20 g tests).

2

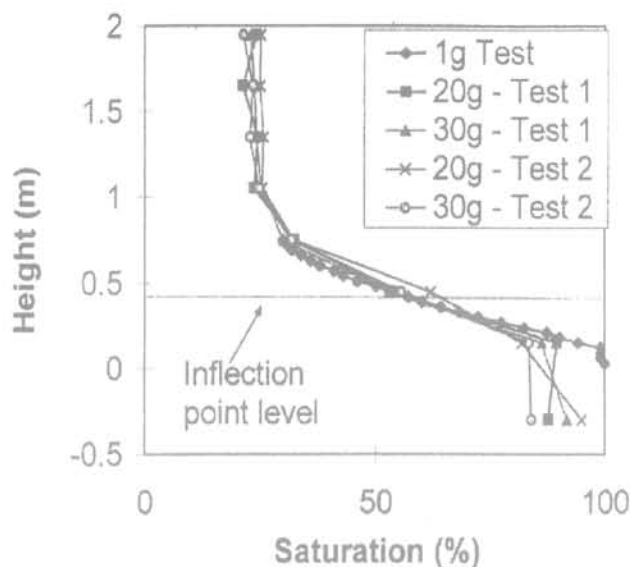
Validations expérimentales de la modélisation physique

Le respect des conditions de similitude théoriques n'est pas toujours une condition suffisante pour garantir la validité des essais sur modèles en macrogravité car d'autres phénomènes peuvent introduire des biais dans cette approche expérimentale (effet de la taille des grains, caractéristiques des sols modèles, conditions aux limites, conflit sur les échelles de temps). Des validations expérimentales restent très souvent indispensables et deux méthodes sont employées (familles de modèles et comparaison modèle-prototype).

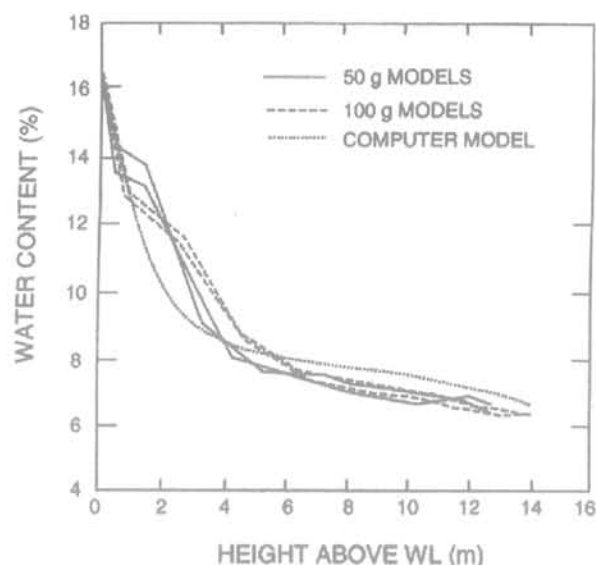
2.1

Familles de modèles

Lorsque la réponse du prototype simulé n'est pas connue, il faut recourir à la technique des familles de modèles (*modelling of models*). Cette méthode consiste à réaliser une série d'essais sur des modèles à différentes échelles de réduction et donc sous différentes accélérations. Lorsque la modélisation ne présente pas de biais tous ces modèles doivent donner les mêmes résultats en valeurs prototypes. Dans différents programmes, souvent conduits en coopération au niveau national ou européen, nous avons utilisé cette approche pour examiner la pertinence des modèles dans les cas suivants :



(a) Essais de Esposito (2000)
Esposito (2000) tests



(b) Essais de Knight *et al.* (2000)
Knight *et al.* (2000) tests

FIG. 17 Profils de teneur en eau observés dans la frange capillaire sur des modèles à différentes échelles de réduction (unités prototype).
Water content distribution vs. depth in the vadose zone observed on models at different scales (prototype units).

- essais au scissomètre dans les argiles (Corté *et al.*, 1991) ;
- essais au pénétromètre statique dans les sables (Corté *et al.*, 1991) ;
- capacité portante des fondations superficielles (Corté *et al.*, 1988 ; Portugal, 1999) ;
- chargement axial de pieux mis en place à 1 g (Leva-cher *et al.*, 1992) ;
- chargement axial de pieux battus en cours de centri-fugation (Sieffert et Levacher, 1995) ;
- chargement horizontal de pieux (Remaud, 1999) ;
- battage de pieux (cf. § 1.2) ;
- traction sur des pieux ou des inclusions verticales (cf. § 1.1.2) ;
- stabilité du front de taille de tunnels (Chambon & König, 1998) ;
- chargement de caissons à effet de succion (cf. § 3.3) ;
- écoulements souterrains en sol saturé (cf. § 1.3) ;
- hauteur et vitesse d'ascension capillaire (cf. § 1.4.1) ;
- profils de teneur en eau et de succion en sol non saturé (cf. § 1.4.2) ;
- migration de polluants non miscibles dans le sol (Gar-nier, 2002) ;
- sédimentation de vases sous poids propre (Marot, 1997).

Il n'est pas possible de présenter ici l'ensemble de ces études et quelques-unes ont été brièvement évo-quées plus haut. Le lecteur pourra trouver des infor-mations plus complètes sur ces travaux dans les publi-cations citées en référence.

On retiendra de ces études expérimentales utilisant la méthode des familles de modèles les principaux enseignements suivants :

- pour les problèmes de capacité portante (fondation superficielle, résistance de pointe des pieux, péné-tromètre statique), la règle d'Ovesen (Ovesen, 1979 ; Fugl-sang et Ovesen, 1988) se trouve confirmée par tous les essais réalisés. Selon cette règle purement empirique, les modèles ne sont pas l'objet d'effet d'échelle signifi-catif si le rapport $B_{\text{modèle}}/d_{50}$ reste supérieur à 30 (soit une aire de contact sur environ 1 000 grains). Il semblerait même que l'on puisse descendre un peu en des-sous de cette valeur limite avec des effets tolérables ;
- pour la stabilité du front de taille d'un tunnel, les don-nées actuellement disponibles situeraient plutôt la limite $B_{\text{modèle}}/d_{50}$ à environ 60 ;
- le cas où les interactions sol-structure sont essentiel-lement régies par des cisaillements d'interface semble toutefois différent. Il a fait l'objet de nombreuses études présentées au § 1.1 qui semblent montrer que le cisaillement maximum mobilisable ne serait pas affecté d'effet d'échelle significatif si le rapport $B_{\text{modèle}}/d_{50}$ reste supérieur à 75. Par contre, l'effet de ce rapport sur le déplacement relatif reste encore assez mal connu.

2.2

Comparaisons modèle-prototype

Cette méthode de validation est plus délicate que la précédente car elle nécessite d'une part de disposer d'observations et de mesures fiables faites sur un ouvrage en vraie grandeur et d'autre part de pouvoir reconstituer les sols modèles avec les mêmes proprié-tés que le massif réel simulé. Il est clair que de nom-breux sites d'essais présentent des hétérogénéités spa-tiales telles qu'il serait illusoire d'espérer les modéliser correctement. Les biais observés entre modèle et pro-totype peuvent donc souvent provenir de différences entre les caractéristiques mécaniques du sol modèle et celles du massif réel.

Des sites relativement complexes ont cependant été simulés avec succès comme par exemple lors des

études sur modèles centrifugés réalisées à l'ISMES pour le choix du système de confortement de la Tour de Pise (Pepe et Renzi, 1994).

Au LCPC, nous avons pu simuler sur modèles réduits centrifugés les ouvrages réels suivants :

- la consolidation sous poids propre des vases de dragages du site de La Rochelle (Balay *et al.* 1988) ;
- le chargement de fondations superficielles circulaires des sites de Châtenay-sur-Seine (Bagge *et al.*, 1989 ; Corté et Garnier, 1993) et de Labenne (Canépa *et al.*, 1988) ;
- le chargement latéral des deux pieux du site du Rheu (Bouafia, 1990) ;
- les essais de mise en place et de chargement de caissons à effet de succion du site de Lysaker (Morrison *et al.*, 1994).

Le dernier cas a été traité à la demande du centre de recherches d'Exxon. Dans le cadre d'un programme sur l'ancrage de la plate-forme Snorre en mer du Nord, Exxon et le NGI ont réalisé des essais sur le site de Lysaker près d'Oslo. Les caissons prototypes sont constitués de quatre cellules adjacentes de 914 mm de diamètre et de 820 mm de hauteur.

Nous avons simulé les essais de chargement statique et cyclique sur modèles à l'échelle 1/10 (Fig. 18). Deux types d'argile ont été utilisés : l'argile du site (Lysaker), dont 2 tonnes ont été acheminées du site au LCPC, et le kaolin (Speswhite). Le profil de cohésion non drainée du site est reproduit sur la figure 19 où il est comparé à ceux des massifs reconstitués.

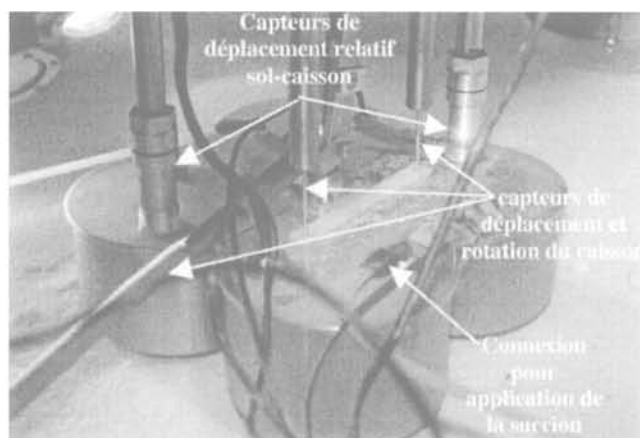


FIG. 18 Vue d'un modèle au 1/10 simulant le caisson utilisé par le NGI sur le site de Lysaker.
View before placement of a 4-cells model caisson at a 1/10 scale.

On note que les caractéristiques du premier massif reconstitué avec l'argile de Lysaker (modèle Lysaker 1) s'écartent très sensiblement du profil souhaité, malgré une étude préalable effectuée sur la consolidation de cette nouvelle argile.

Un dispositif spécial a été conçu pour permettre le fonçage des caissons puis leur chargement, sans arrêt de la centrifugeuse (Fig. 20). La prévision du comportement des caissons est de classe A puisque nous ne disposons d'aucun résultat du site lorsque les essais sur

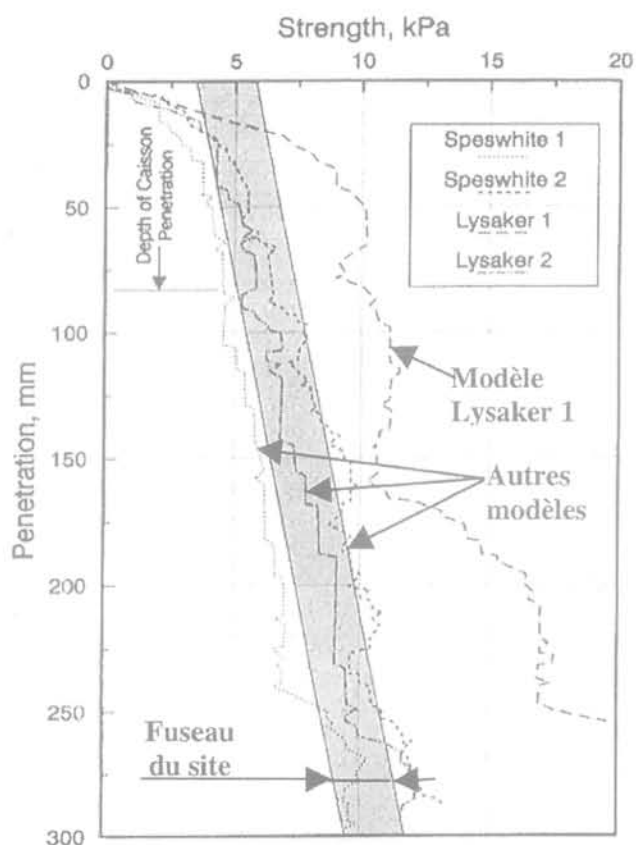


FIG. 19 Profil de cohésion non drainée du site de Lysaker (fuseau grisé) et des différents modèles.
Undrained shear strength profiles of the Lysaker site and of the centrifuge models (Morrison *et al.*, 1994).

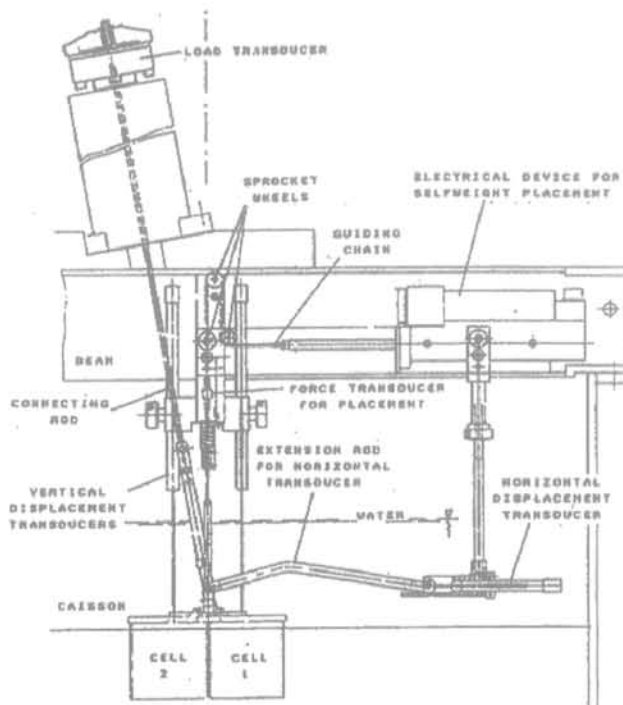


FIG. 20 Dispositif expérimental pour le fonçage et le chargement des caissons.
Experimental device used for placing and loading the caisson without stopping the centrifuge.

modèles ont été réalisés. La comparaison des résultats du site et des modèles a été effectuée et publiée par le centre de recherches d'Exxon (Morrison *et al.*, 1994). La figure 21 montre l'excellent accord entre les résultats du site et ceux des trois modèles dont les massifs d'argile avaient des caractéristiques mécaniques correctes.

La comparaison entre essais sur site et sur modèles reste un exercice délicat. Dans le cas des massifs sableux, l'absence de cohésion des sols actuellement reconstitués (sables secs ou saturés) peut conduire à des écarts significatifs entre modèles et prototypes, en particulier en début de chargement. Pour les argiles, si les techniques de reconstitution des massifs existent et sont bien maîtrisées (Garnier, 2002), une certaine expérience de l'argile utilisée est néanmoins nécessaire.

Le problème de la représentativité des modèles ne sera jamais définitivement réglé puisque des simulations de nouveaux ouvrages sont sans cesse tentées. Il serait d'ailleurs très utile de regrouper dans une même base toutes les données relatives à la validation de la modélisation par centrifugation.

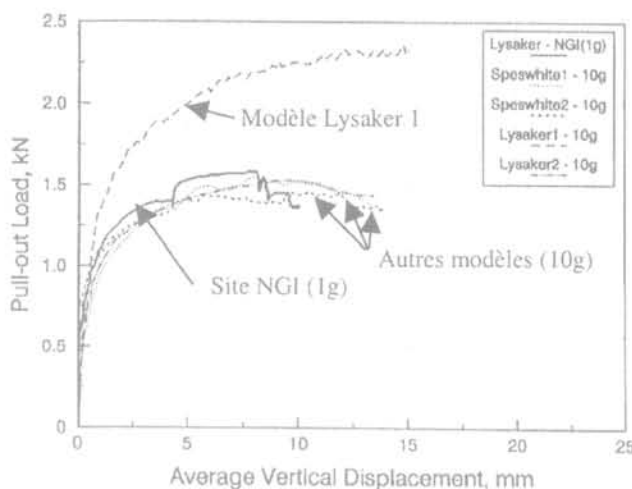


FIG. 21 Comparaison des courbes de chargement obtenues par le NGI sur le site de Lysaker et celles des modèles centrifugés (Morrison *et al.*, 1994).
Comparison between the site and centrifuge model caisson loading tests.

Exemples d'application de la modélisation aux fondations

Dans les années 80, les expériences sur modèles réduits centrifugés étaient encore considérées par la communauté scientifique nationale comme une curiosité. Une bonne dizaine d'années d'efforts aura été nécessaire pour démontrer et faire admettre leur intérêt qui devient pourtant évident lorsque les autres approches ont atteint leurs limites.

Les études paramétriques requièrent en effet un grand nombre d'essais et sont donc à peu près impossibles à réaliser sur des ouvrages en grandeur réelle. Les modèles numériques présentent parfois les mêmes limites liées à la durée et au coût d'étude lorsque le problème est tridimensionnel ou lorsque les lois de chargement sont complexes (chargement cyclique, par exemple). En outre, la question du choix des modèles rhéologiques et de la détermination des valeurs des paramètres qui interviennent constitue une difficulté supplémentaire. La solution optimale réside en fait dans le couplage des différentes approches qui a parfois pu être opéré dans les études présentées ci-après et devrait être systématiquement recherché.

La figure 22 donne la répartition par type d'ouvrage des études effectuées sur la centrifugeuse du LCPC depuis 1986.

Un panorama des principaux thèmes traités est présenté par ailleurs (Garnier *et al.*, 2001) et nous avons choisi, pour illustrer les potentialités de la méthode, de décrire succinctement quelques études représentatives portant sur le comportement de fondations d'ouvrages en site terrestre, maritime ou offshore.

3.1

Fondations profondes sous charges latérales

Les méthodes actuellement les plus utilisées pour prévoir la réponse de pieux sous charges latérales sont fondées sur les courbes de réaction p-y reliant, à une profondeur donnée, le déplacement horizontal relatif sol-pieu y à la réaction horizontale du sol p. Dans la pratique, les courbes de réaction p-y sont déduites des caractéristiques physiques ou mécaniques du terrain obtenues soit par des essais de laboratoire soit par des essais en place.

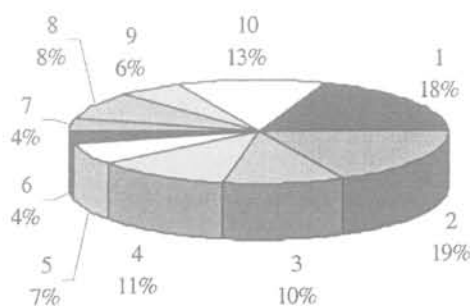


FIG. 22 Répartition des essais sur modèles réduits par type d'ouvrage étudié.
Distribution of LCPC centrifuge model studies by type of geotechnical problem studied.

D'importantes lacunes subsistent dans les méthodes de dimensionnement et plusieurs programmes successifs ont été consacrés à l'étude des charges limites (thèse Bouafia, 1990), des effets de la proximité d'un talus (thèse Mezazigh, 1995) et des effets de groupe (thèse Remaud, 1999).

La figure 23 montre l'un des dispositifs d'essai utilisé dans ces études. Une méthode a d'abord été développée au LCPC pour la détermination expérimentale des courbes p-y. Les moments de flexion dans les modèles se mesurent assez facilement à l'aide de jauges collées à l'intérieur ou à l'extérieur des pieux et des fonctions splines quintiques sont ajustées sur ces données (logiciel SLIVALICS-LCPC).

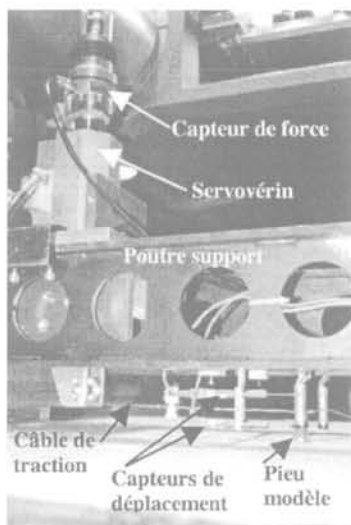
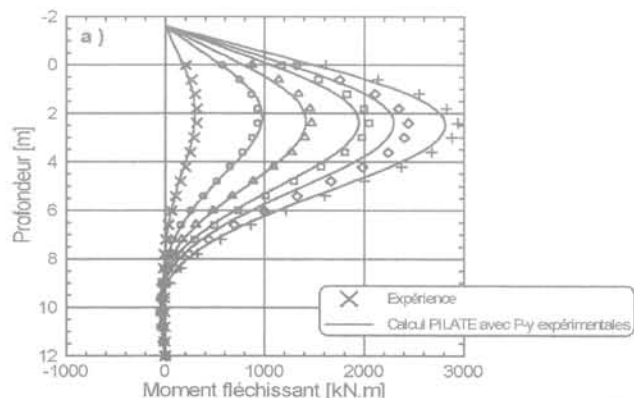


FIG. 23 Dispositif de chargement latéral de pieux. Model piles and device used in horizontal loading tests.

Les profils de déplacements $y(z)$ sont ensuite obtenus par double intégration de la fonction $M(z)$ et les réactions du sol $p(z)$ par double dérivation. Cette opération est délicate puisque les données à extraire des mesures sont les courbures de $M(z)$.

Les courbes p-y expérimentales dont un exemple est donné sur la figure 24 doivent donc être d'abord validées en les réintroduisant dans le logiciel PILATE-LCPC



(a) Profils de moment
Bending moment vs. depth

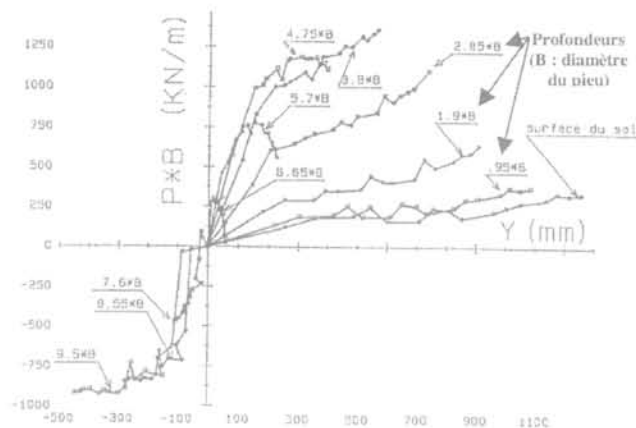


FIG. 24 Exemple de courbes p-y déterminées expérimentalement (Bouafia et Garnier, 1991).
Example of p-y curves determined from centrifuge test data.

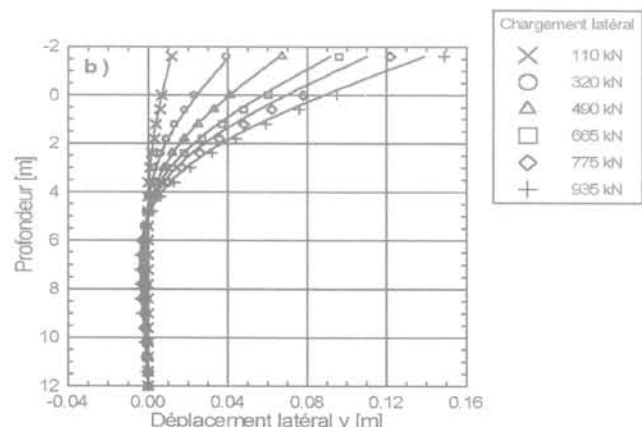
et en calculant la réponse du pieu. Les moments et les déplacements ainsi calculés sont ensuite comparés aux valeurs directement mesurées lors de l'essai (Fig. 25).

Avec cette méthode, il est ainsi possible d'obtenir et de valider des courbes p-y expérimentales puis d'étudier l'effet de différents paramètres sur ces courbes p-y (caractéristiques du sol, présence d'un talus, effet de groupe, chargement cyclique...).

Dans les sols frottants utilisés, les courbes p-y évoluent rapidement avec la profondeur et on observe une augmentation de la résistance du sol jusqu'à une profondeur d'environ $4B$ qui pourrait correspondre à la profondeur critique. On note aussi que le déplacement y et la réaction p changent en même temps de signe indiquant que le point de rotation du pieu est atteint (à la profondeur $z = 7B$ sur l'exemple de la figure 24).

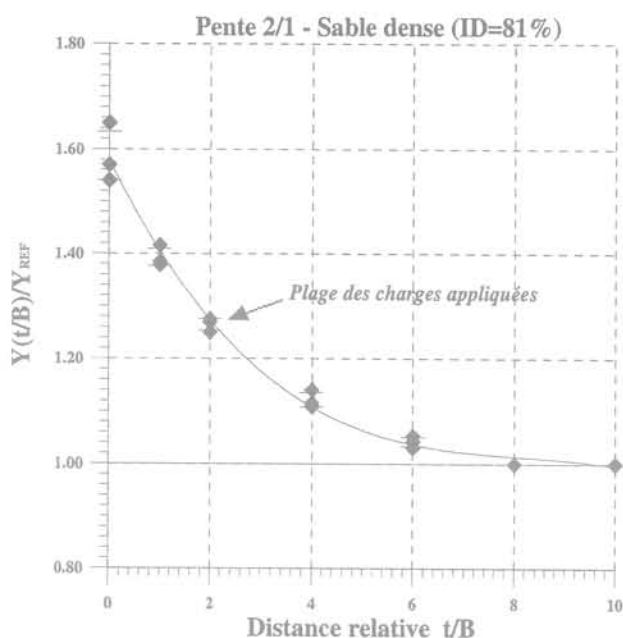
Dans ces sols sableux, les courbes p-y expérimentales sont fortement non linéaires (Fig. 25) et nous avons montré que le meilleur lissage est obtenu avec des fonctions puissance :

$$p \cdot B = \alpha(I_D) \cdot \frac{z}{B} \cdot \left(\frac{y}{B}\right)^{0.7} \quad (8)$$

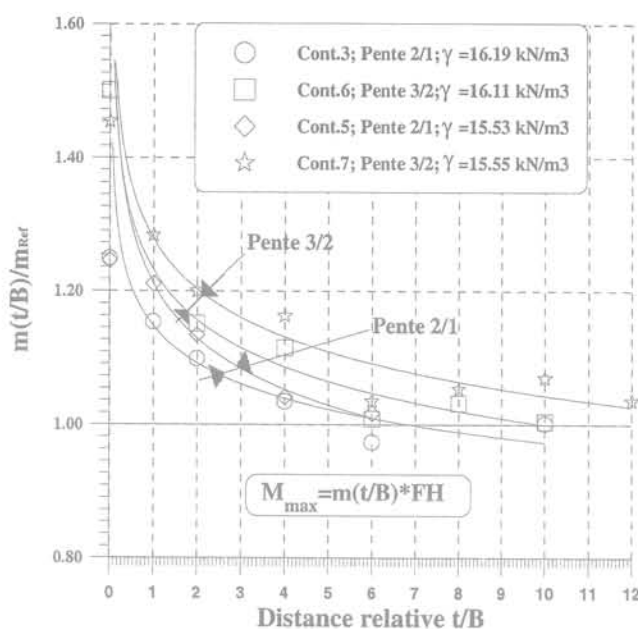


(b) Déformation du pieu (Remaud, 1999)
Horizontal pile displacement vs. depth

FIG. 25 Validation des courbes p-y par comparaison de la réponse du pieu calculée et observée.
Validation of the experimental p-y curves by comparison of the observed and back-calculated responses.



(a) Coefficient d'amplification du déplacement de la tête du pieu
Effect on displacement of the pile head



(b) Coefficient d'amplification du moment maximum
Effect on maximum bending moment

FIG. 26 Effet de la distance relative t/B à la crête d'un talus sur la résistance latérale d'un pieu.
Effect of the relative distance t/B to the slope on laterally loaded piles (Garnier et al., 2000).

Une première application de la méthode exposée ci-dessus concerne le cas d'un pieu voisin d'un talus. Près de 60 essais ont été effectués sur des pieux correspondant à un prototype flexible (module de rigidité $EI = 514 \text{ MN.m}^2$ et $D/l_0 > 4,3$), de 12 m de fiche et 0,72 m de diamètre mis en place dans des massifs de sable de Fontainebleau (Mezazigh, 1995). Les paramètres étudiés sont la distance t entre le pieu et la crête du talus (t/B de 0 à 12), la pente du talus ($\tan \beta = 1/2$ et $3/2$) et la compacité du sol ($I_p = 58\%$ et 81%).

L'effet de la proximité du talus se traduit par un accroissement des déplacements de la tête du pieu (Fig. 26a) et du moment de flexion maximum (Fig. 26b).

Les courbes $p-y$ sont elles aussi largement affectées par la proximité d'un talus si la distance est inférieure à environ $6B$ (figure 27 présentant des courbes $p-y$ relatives à la même profondeur $z = 1,7B$). Sur cette figure, les courbes $p-y$ de pieux situés à des distances au talus $t/B = 6, 8, 10$ et 12 sont très proches de celle du pieu de référence (notée Pieu Ref1) signifiant qu'à ces distances, le talus n'a plus d'influence.

Dans la pratique, les règles de dimensionnement des fondations proposent des méthodes pour la détermination des courbes $p-y$ du pieu de référence en sol horizontal. Le programme d'essais sur modèles a permis d'obtenir un coefficient de réduction I_p à appliquer aux pressions des courbes $p-y$ de référence pour prendre en compte la présence d'un talus. Ce coefficient I_p peut être calculé par (Garnier et al., 2000c) :

$$I_p = \frac{17 - 15 \tan \beta}{100} \frac{t}{B} + \frac{1 - \tan \beta}{2} \quad \text{pour } t < t_{\text{lim}} \quad (9a)$$

$$I_p = 1 \quad \text{pour } t > t_{\text{lim}} \quad (9b)$$

$$\text{avec } t_{\text{lim}} = 4B(6 \tan \beta - 1) \quad (10)$$

Dans ces formules, t est la distance entre le pieu et la crête de talus, β est l'angle du talus, B le diamètre du pieu et t_{lim} la distance au-delà de laquelle le talus n'a plus d'effet sur la réponse du pieu.

Des travaux de même nature se poursuivent sur l'effet de groupe (Remaud, 1999) et plus d'une centaine d'essais de chargement latéral a été effectuée sur des pieux isolés servant de référence, sur des groupes de 2 ou 3 pieux disposés en rangées ou en lignes et sur un groupe de 9 pieux (Fig. 28).

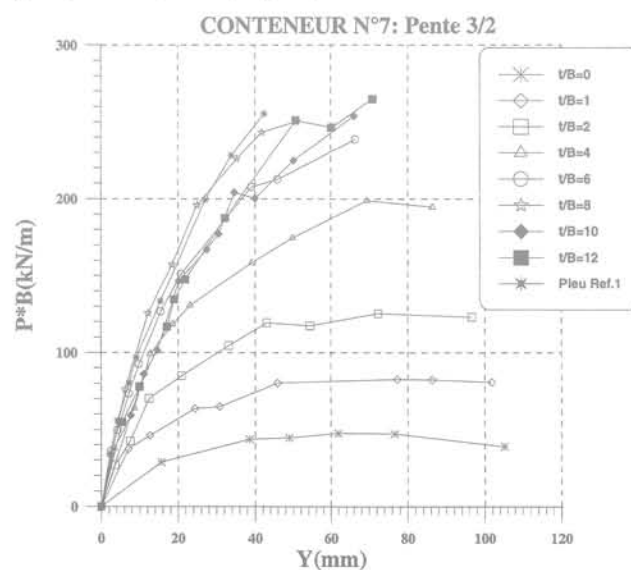
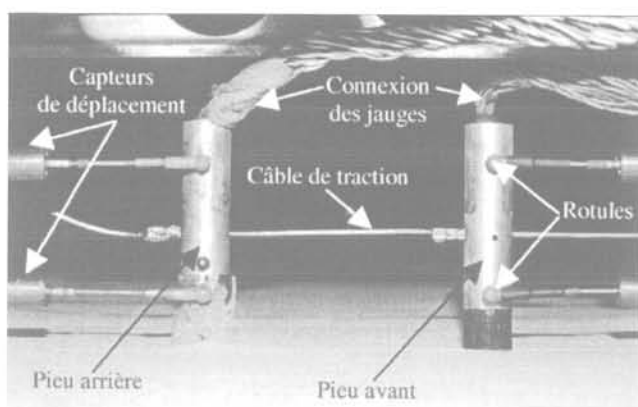
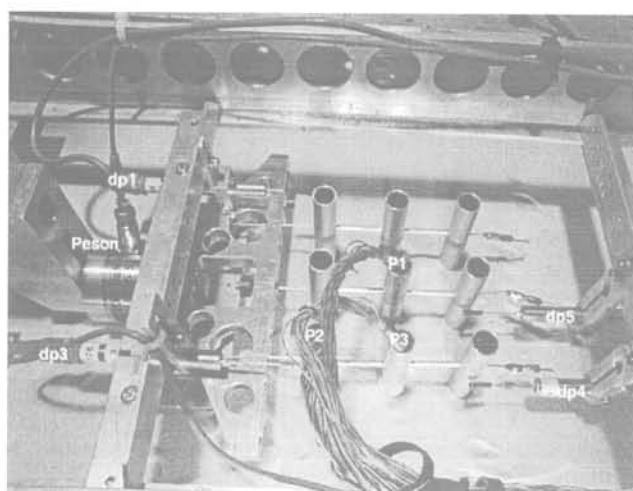


FIG. 27 Courbes $p-y$ à la profondeur $z/B = 1,7$ pour des pieux à différentes distances t/B du talus (Mezazigh, 1995).
 $p-y$ reaction curves at depth $z/B = 1.7$ for piles placed at different distances t/B from the slope.



(a) Couple de pieux en ligne et instrumentation
Couples of piles and instrumentation



(b) Groupe de 9 pieux espacés de 3 diamètres
Group of 9 piles at a spacing of 3 diameters

FIG. 28 Modèles de groupes de pieux sous charge latérale.
Lateral loading of pile groups.

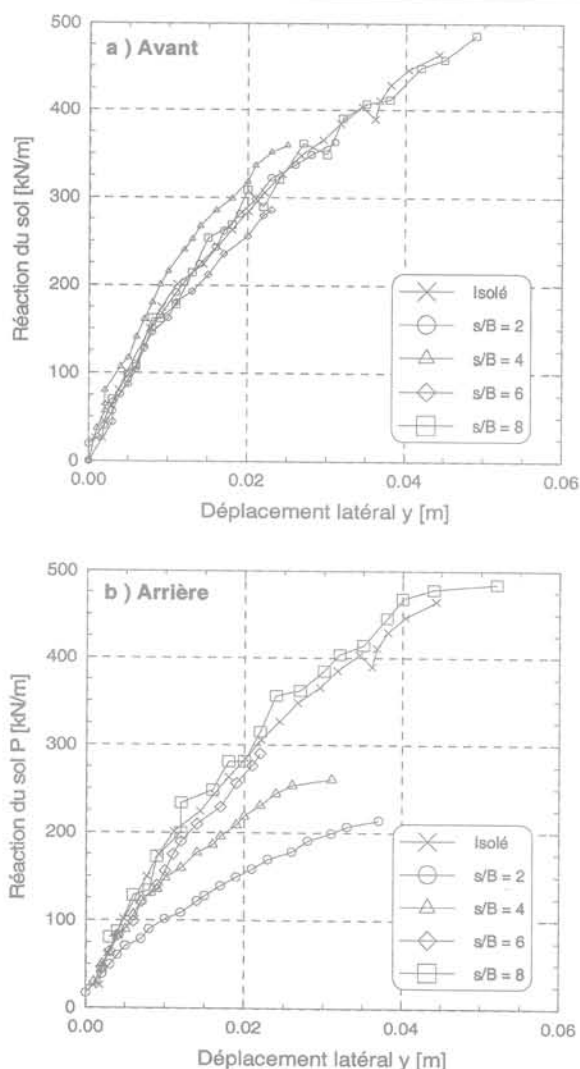
L'étude a permis de quantifier l'effet de groupe sur le déplacement en tête, sur les moments, sur l'efficacité du groupe et, bien entendu, sur les courbes p-y. La figure 29 montre les courbes de réactions à la profondeur $z = 1,8B$ pour des couples à différents entre-axes s/B. Les pieux situés à l'arrière sont nettement plus affectés et l'effet est évidemment d'autant plus fort que la distance entre pieux diminue.

Le problème est toutefois complexe puisque, comme on pouvait s'y attendre, les essais ont montré que l'effet de groupe est en réalité la superposition de deux phénomènes :

- un effet géométrique ou mécanique résultant des interactions pieu-sol-pieu, d'autant plus prononcé que les pieux sont rapprochés. Il réduit toujours la résistance du groupe et est présent quelque soit le mode de mise en place des pieux (avec ou sans refoulement) ;
- un effet lié à l'évolution de l'état et des caractéristiques mécaniques du massif pouvant être généré par la mise en place des pieux dans le sol. Cet effet n'existe que pour les pieux refoulant le sol mais il peut parfois être positif et améliorer le comportement du groupe (par densification du sol et/ou accroissement des contraintes horizontales, par exemple).

Au stade actuel, les données disponibles pour les groupes de 3 pieux en ligne sont reproduites sur la figure 30. Les coefficients P_m à appliquer aux réactions p du pieu isolé diffèrent selon que les pieux sont mis en place sans refoulement ou avec refoulement. Dans le premier cas, seul l'effet de groupe négatif se manifeste conduisant aux valeurs de P_m les plus faibles. Lorsque les pieux sont mis en place avec refoulement, la seconde composante de l'effet de groupe apparaît conduisant à des valeurs des coefficients P_m supérieures.

Il est très probable que l'intensité de cet effet positif dépende des caractéristiques initiales du massif et en particulier de sa densité relative. On peut même imaginer que cette seconde composante puisse dans certains cas extrêmes se révéler négative (sols sensibles ou au contraire sols très denses). De nouvelles recherches sont programmées pour préciser ces questions lors desquelles le robot sera utilisé pour mettre en place les pieux sous accélération.



(a) Pieux avant
Front pile

(b) Pieux arrière
Rear pile

FIG. 29 Courbes de réaction à $z = 1,8B$ pour des couples de pieux à différents entre-axes s/B (Remaud, 1999).
Experimental p-y curves at depth $z = 1,8B$ for couples of piles at different centre-to-centre spacings s/B.

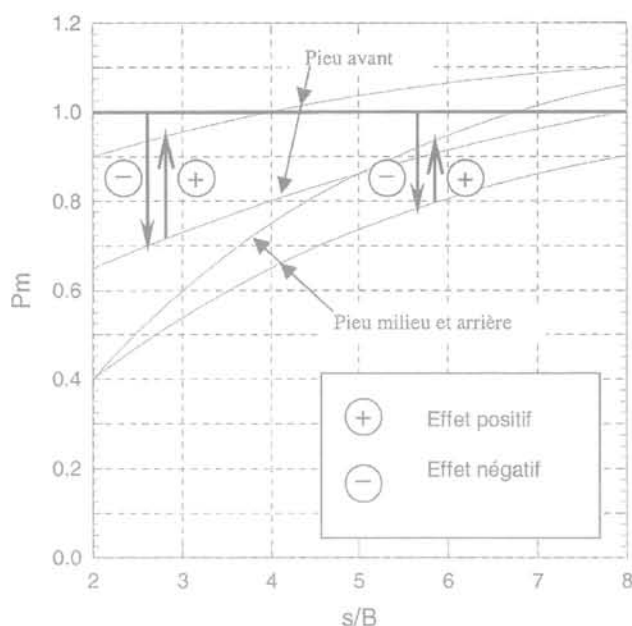


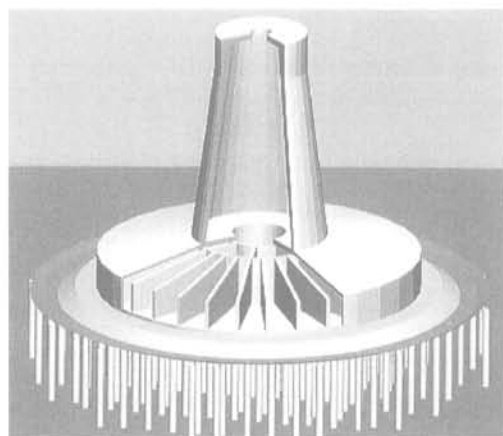
FIG. 30 Représentation des deux composantes de l'effet de groupe dans le cas de groupes de 3 pieux mis en place avec et sans refoulement du sol (Remaud, 1999).
 P_m coefficients to be applied to single-pile p-y curves to account for the two components of group effects.

3.2

Fondations du pont de Rion-Antirion

Cet ouvrage exceptionnel sur bien des plans est en cours de construction dans le golfe de Corinthe à proximité de la ville de Patras. Il fait appel à des solutions très innovantes tant pour les superstructures que pour les fondations (Teyssandier *et al.*, 2000 ; Combault, 2000 ; Pecker, 2000). Le site est exceptionnel du point de vue des fondations pour les raisons suivantes :

- profondeur de mer de 60 à 65 m ;
- très grande épaisseur de sols médiocres (plus de 500 m) ;



(a) Principe de fondation des piles
 Principle of the pier foundation



(b) Construction des piles en cale sèche
 Construction of the concrete footing in the wet dock

FIG. 31 Fondations du pont de Rion-Antirion.
 Rion-Antirion Bridge foundations.

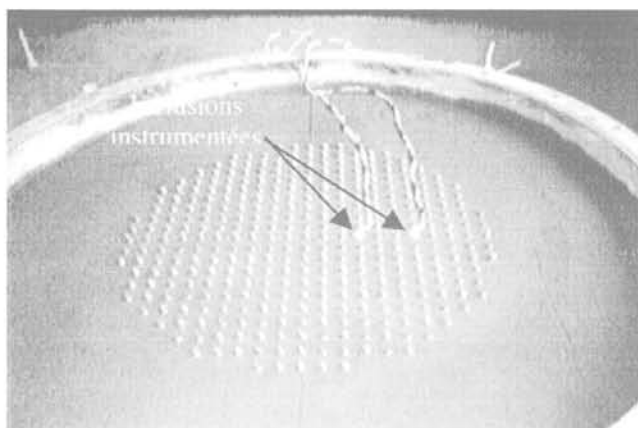
– très forte sismicité (intensité 6,5 sur l'échelle de Richter, accélération de 0,48 g au niveau du sol, existence d'une faille avec des déplacements possibles des appuis de 2 m, tant horizontalement que verticalement).

Les fondations des quatre appuis conçues par Géodynamique et Structure (GDS) et Dumez-GTM sont des massifs circulaires de 90 m de diamètre qui supportent les pylônes de forme tronconique (Fig. 31). La hauteur totale des pylônes atteint 220 m et le poids d'une pile 800 MN. Durant le séisme, la fondation doit supporter une force horizontale de 600 MN et un moment de renversement de 20 000 MN.m. Le sol est d'abord renforcé sous chaque appui par environ 250 tubes métalliques de 2 m de diamètre et 20 à 30 m de fiche. Une couche de matériau de ballast de plusieurs mètres d'épaisseur est ensuite interposée entre la tête des inclusions et la sous-face du radier en béton (Fig. 31a). Cette couche répartira les charges sur le sol renforcé, préviendra les phénomènes de succion survenant sous l'effet des moments de renversement et servira de fusible en cas de très fortes sollicitations sismiques.

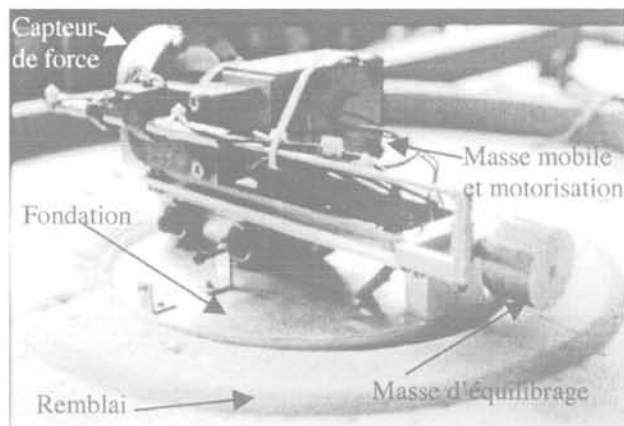
Des essais sur modèles centrifugés ont été réalisés pour aider à la conception et à la justification de ce système de fondations (Garnier et Pecker, 1999). Ces modèles testés sous 100 g sont à l'échelle 1/100 et simulent un prototype de 30 m de diamètre. L'argile utilisée est celle du site (4 tonnes prélevées sur place et acheminées à Nantes) et les massifs sont reconstitués avec un profil de cohésion non drainé croissant d'environ 4 kPa/m avec la profondeur. Le sol de fondation est ensuite renforcé par les inclusions verticales dont certaines sont instrumentées de jauges pour le suivi des efforts qui s'y développent (Fig. 32a).

Lors des essais de chargement, l'effort vertical est maintenu constant simulant le poids propre de la pile et des cycles sont exercés selon la figure 33 couplant un effort horizontal T et un moment de renversement M d'amplitudes croissantes. Tous les essais se terminent par un chargement monotone horizontal jusqu'à rupture.

La figure 34a montre à titre d'exemple le déplacement horizontal de la fondation en fonction de l'effort T lors des cycles de séquence 2 et la figure 34b les surpressions interstitielles générées dans le sol lors des cycles de séquence 4. Les boucles d'hystérésis se stabilisent en quelques cycles, même sous des charges atteignant 75 % de la résistance limite.



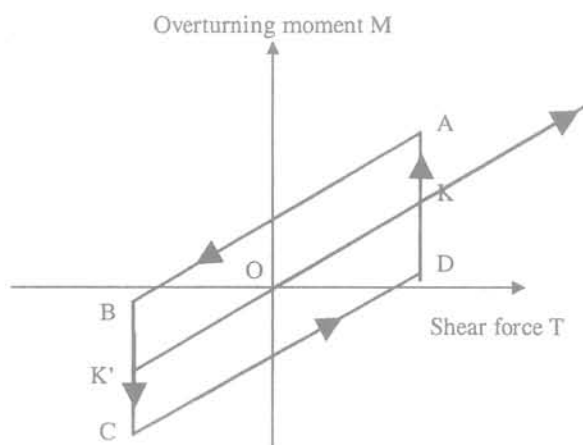
(a) Renforcement du massif argileux par inclusions
Reinforcement of the clay bed with stiff vertical pipes



(b) Fondation et dispositif de chargement après essai
Model foundation and loading device after a centrifuge test

FIG. 32

Vues du modèle réduit de fondation du pont de Rion.
Views of the centrifuge model of the Rion bridge foundation.



(a) Cycles couplant effort horizontal T et moment de renversement M

Loading cycles coupling the horizontal shear force T and the overturning moment M

FIG. 33

Programmes de chargement appliqués aux trois premiers modèles (unités prototype).
Cyclic loading applied to the centrifuge models in the first 3 tests (prototype units).

Test Sequence	Test 1	Test 2	Test 3
1	10 cycles $T = \pm 6.5 \text{ MN}$	10 cycles $T = \pm 5 \text{ MN}$	10 cycles $T = \pm 15 \text{ MN}$
2	10 cycles $T = \pm 14 \text{ MN}$	10 cycles $T = \pm 15 \text{ MN}$	10 cycles $T = \pm 15 \text{ MN}$ et $M = \pm 70 \text{ MN.m}$
3	10 cycles $T = \pm 35 \text{ MN}$	10 cycles $T = \pm 15 \text{ MN}$ et $M = \pm 70 \text{ MN.m}$	10 cycles $T = \pm 35 \text{ MN}$
4	Chargement monotone T à rupture	10 cycles $T = \pm 35 \text{ MN}$ et $M = \pm 170 \text{ MN.m}$	5 cycles $T = \pm 35 \text{ MN}$ et $M = \pm 170 \text{ MN.m}$
5		Chargement monotone T à rupture	5 cycles $T = \pm 35 \text{ MN}$
6			Chargement monotone T à rupture

(b) Contenu des séquences de chargement
Loading sequences in Tests 1 to 3

Les inclusions participent de façon significative à la réponse du système de fondation, même sous les faibles charges. L'évolution des profils du moment de flexion dans une inclusion située à 13,8 m de l'axe dans la direction de l'effort horizontal est reproduite sur la figure 35a. Le moment maximum est situé à mi-profondeur et l'inclusion commence à plastifier sous des charges T d'environ 45 MN. Cette valeur correspond d'ailleurs à peu près à la résistance ultime de la fondation sous charge horizontale (Fig. 35b).

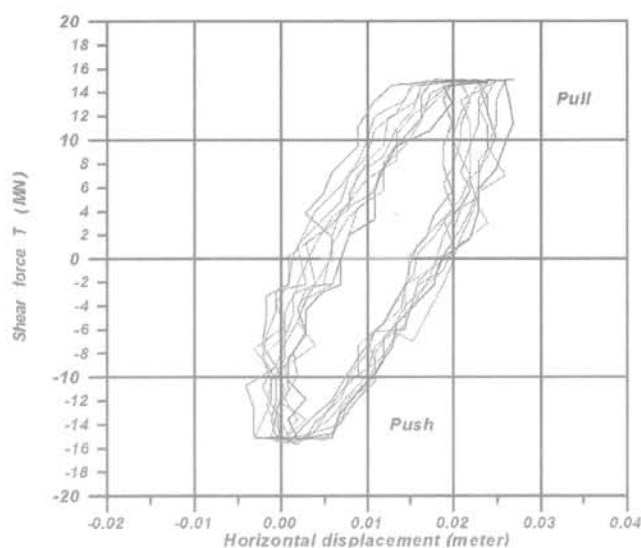
Les essais ont ainsi permis de déterminer les charges limites, d'étudier le comportement de la fondation sous différentes séquences de charges cycliques, de valider les modèles de dimensionnement par analyse limite et éléments finis et d'optimiser le renforcement par inclusions.

3.3

Caissons à effet de succion pour l'ancrage de plates-formes en mers profondes

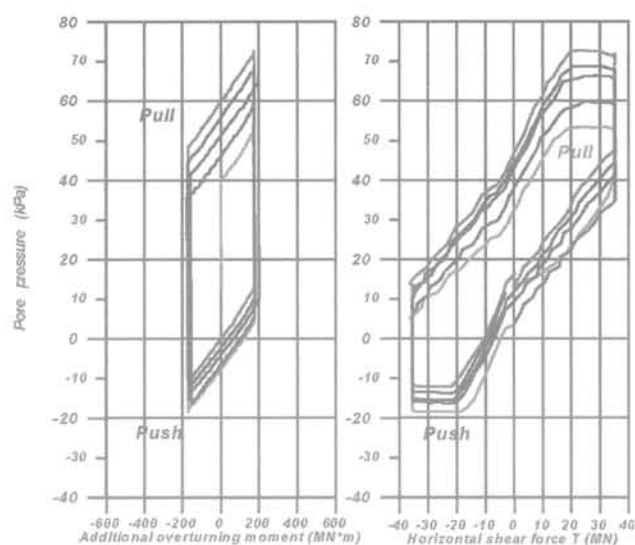
Pour les raisons exposées en 1996 par Murff (centre de recherches d'Exxon) lors de la conférence OTC (Offshore Technology Conference), les modèles centrifugés sont largement utilisés dans le domaine offshore.

Le déplacement vers les mers profondes (plus de 2000 m d'eau) des sites pétroliers impose de trouver de nouvelles solutions pour l'ancrage des ouvrages offshore. Les caissons à effet de succion font l'objet de recherches incessantes du fait de leur coût d'installation réduit par rapport aux pieux battus sous de telles



(a) Déplacement horizontal en fonction de l'effort (séquence 2)

Horizontal displacement vs. shear force (load sequence 2)



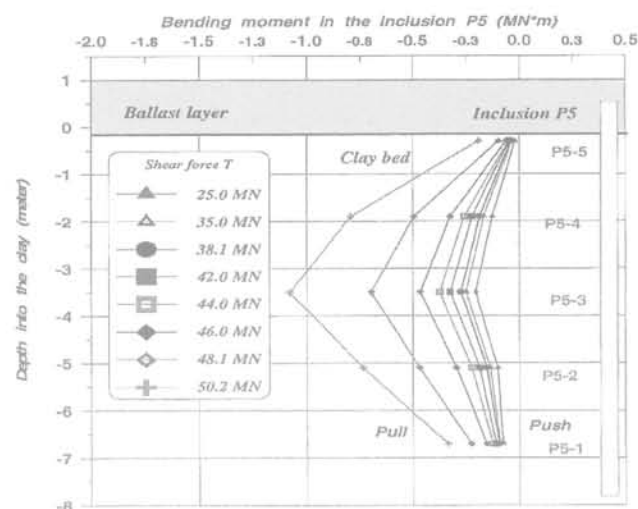
(b) Surpressions interstitielles à 12,8 m de profondeur et à 10 m de l'axe de la fondation (séquence 4)

Pore pressures at a depth of 12.8 m and a distance of 10 m from the foundation axis (load sequence 4)

FIG. 34

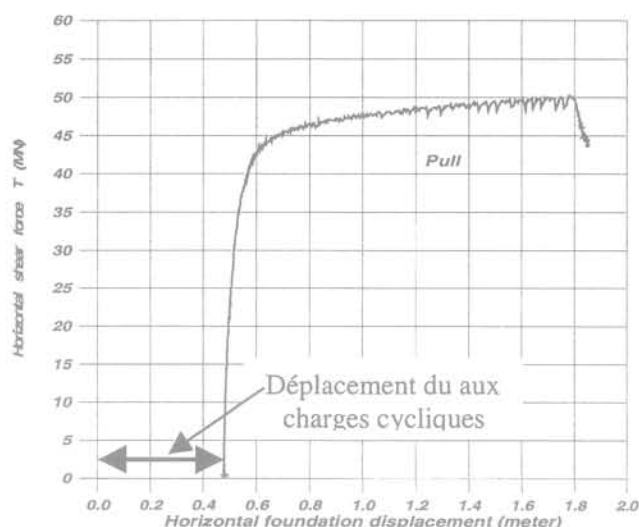
Réponse de la fondation aux chargements cycliques lors du Test 2.

Response of the foundation during cyclic loading in Test 2.



(a) Évolution des profils de moment dans une inclusion

Bending moment distribution in an inclusion



(b) Déplacement horizontal en fonction de l'effort

Horizontal footing displacement vs. shear force T

FIG. 35

Chargement monotone jusqu'à la rupture (séquence 5 du Test 2).

Monotonic loading to failure (loading sequence 5 in Test 2).

hauteurs d'eau, de leur capacité à reprendre des efforts inclinés et de la possibilité d'y placer un ballast additionnel augmentant leur fiabilité. Ces caissons ont été utilisés sur une vingtaine de sites depuis ces trois dernières années (Colliat, 1999).

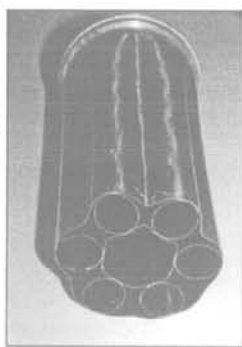
Nous avons conduit depuis une douzaine d'années différents programmes d'études expérimentales pour Exxon, ExxonMobil, Bouygues Offshore, Géodia, Sage et Ifremer dont le dernier a débuté mi-2000 et se terminera fin 2002. Ces études comprennent parfois des clauses de confidentialité et nous ne présenterons qu'un exemple dont les résultats ont été déjà publiés en partie par Exxon (Clukey *et al.*, 1995 ; Murff, 1996). Il s'agit d'un important programme d'essais sur modèles au 1/100 de caissons prototypes mono et multicellu-

lares, de 30 m de hauteur et 15 m de diamètre (figures 36a et 36b). Les dispositifs d'essai développés permettent d'étudier à la fois la phase de mise en place du caisson dans le sol, avec génération d'une succion active et la phase de chargement, avec apparition d'une succion passive. Dans cette seconde phase d'essais, différents chargements en traction peuvent être appliqués au caisson (Fig. 37) :

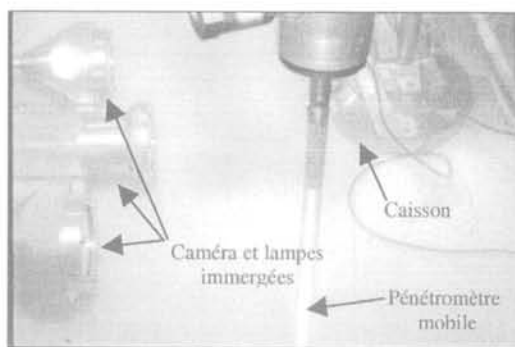
- vertical statique et cyclique ;
- horizontal statique ;
- incliné statique et cyclique ;
- incliné statique et cyclique, avec variation cyclique de l'inclinaison de l'effort.



(a) Différents modèles testés
Different suction caissons tested



(b) Caisson multi-cellulaire
Muticell caisson



(c) Vue générale d'un modèle lors d'un essai sur caisson à succion (100 g)
Overview of test set-up (100 g test)

FIG. 36

Modèles de caisson à effet de succion et dispositifs d'essai.
Centrifuge models and devices for suction caisson placement and loading.

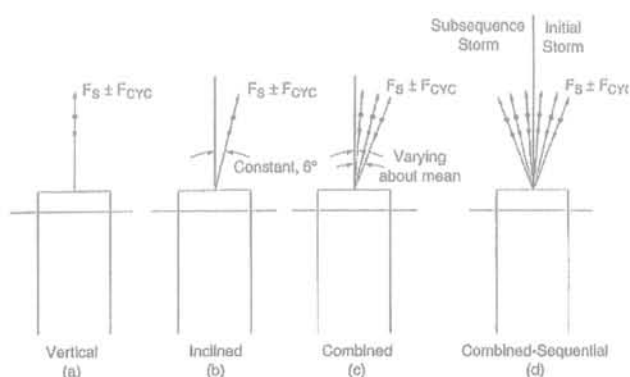


FIG. 37

Différents programmes de chargement appliqués aux caissons.
Different loading sequences applied to the suction caissons.

Le sol est reconstitué pour présenter une cohésion non drainée croissante avec la profondeur de quelques kPa en surface à 60 kPa à 40 m de profondeur et ses caractéristiques sont déterminées en cours de centrifugation à l'aide du pénétromètre et du scissomètre mobiles (Garnier, 2002). L'instrumentation du modèle permet de suivre les déplacements et rotation du caisson, le déplacement relatif du caisson et du sol intérieur, les efforts appliqués, les pressions interstitielles générées sous la tête et en différents points du sol autour et à l'intérieur du caisson.

Environ quarante essais ont été réalisés se terminant toujours par un chargement du caisson jusqu'à la rupture. Du fait des fortes suctions qui se mobilisent alors sous la tête du caisson et dans le sol au voisinage de sa base, les modes de rupture sont de type capacité portante inverse (reverse bearing capacity) comme l'illustre la figure 38. Ils conduisent à des résistances exceptionnelles (plus de 100 MN dans le cas présent) pour des déplacements relativement réduits.

Les résultats ont été utilisés pour mettre au point une méthode de dimensionnement de ces ouvrages dont l'une des difficultés réside dans le caractère cyclique des charges auxquelles ils sont exposés. Le nombre et les caractéristiques des cycles (valeur moyenne Q et amplitude $\pm Q_{cyc}$) varient. La valeur moyenne et l'amplitude sont normalisées par la résistance statique ultime Q_{us} respectivement en Q/Q_{us} et Q_{cyc}/Q_{us} .

Pour estimer le nombre de cycle conduisant à la rupture, un nombre de cycles équivalent aux cycles d'amplitudes différentes doit être déterminé. Il faut pour cela établir, d'après les données expérimentales, la relation entre le nombre de cycles conduisant à la rupture et Q_{cyc}/Q_{us} (Fig. 39).

Lorsque le nombre de cycles équivalent a été évalué pour tous les essais réalisés, il est possible de regrouper l'ensemble des données sur la figure 40 présentant le nombre de cycles aboutissant à la rupture en fonction des caractéristiques des cycles (amplitude relative Q_{cyc}/Q_{us} et valeur moyenne relative Q/Q_{us}). Les

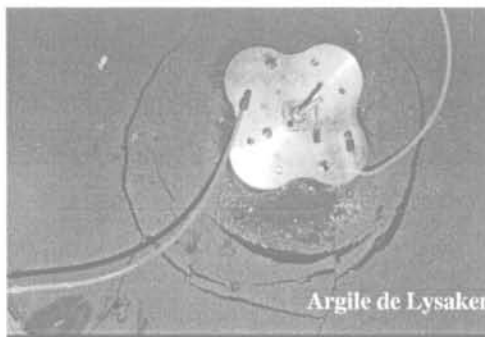


FIG. 38

Vues de modèles de caisson en fin d'essai de traction inclinée.
Suction caissons after centrifuge inclined pull-out loading tests to failure.

Cyclic Load Ratio, $\pm Q_{cyc}/Q_{us}$

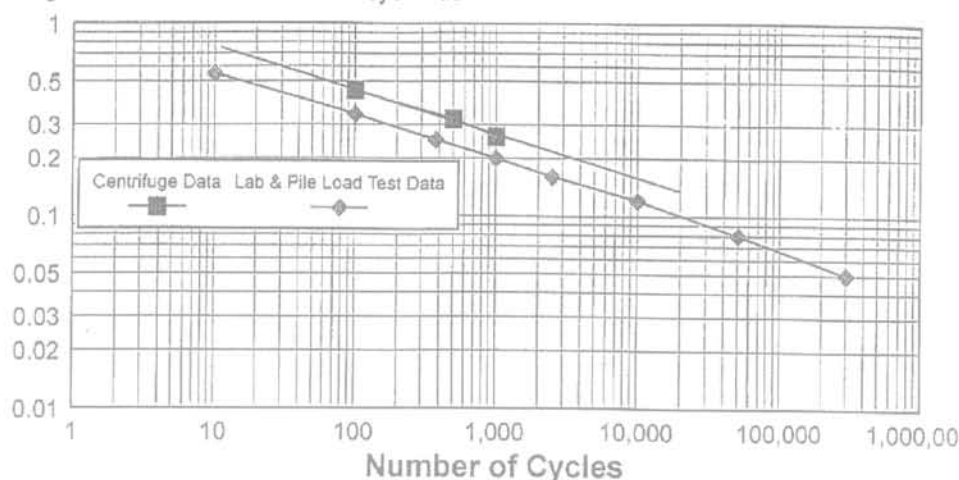


FIG. 39 Relation entre l'amplitude des cycles et le nombre de cycle à la rupture (Clukey *et al.*, 1995).
Relationship between cyclic load ratio Q_{cyc}/Q_{us} and the number of cycles leading to failure.

Cyclic Load Ratio, $\pm Q_{cyc}/Q_{us}$ (%)

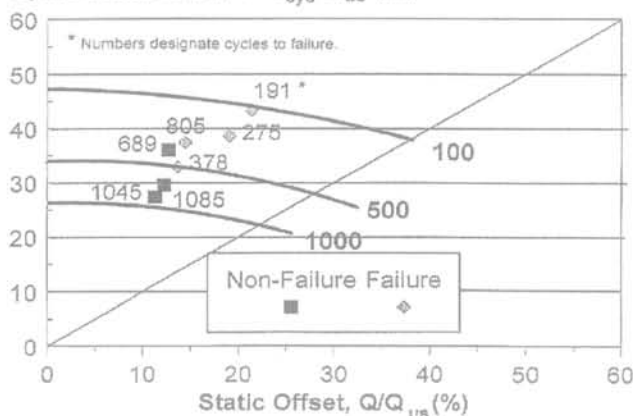


FIG. 40 Nombre et caractéristique des cycles conduisant à la rupture (Clukey *et al.*, 1995).
Number and characteristics of the cyclic loads leading to failure.

figures 39 et 40 permettent d'effectuer une analyse complète du comportement du caisson sous une succession de différentes séquences de cycles et de vérifier le dimensionnement pour tout spectre de tempête (Clukey *et al.*, 1995).

4

Conclusion

La pertinence des modèles centrifugés avait déjà été montrée pour les interactions sol-structure classiques (fondations superficielles et profondes, cavités souterraines et tunnels, renforcements de sol, ancrages). Des

données nouvelles ont été obtenues sur d'autres problèmes de similitude permettent de mieux évaluer les conditions et les limites d'utilisation des modèles réduits. L'effet de la taille des particules dans les cisaillements d'interfaces, les écoulements en sols saturés, l'état de la frange capillaire, le transport de polluants ont ainsi été récemment étudiés. Certains aspects nécessitent des investigations complémentaires mais les travaux de validation ont montré qu'en respectant les règles proposées, le modèle réduit pouvait reproduire de façon satisfaisante les situations réelles dans ce type de problèmes.

Comme le montrent les quelques exemples d'application présentés, les modèles réduits sont aujourd'hui régulièrement utilisés pour aider à la conception et au dimensionnement d'ouvrages géotechniques. Ils sont souvent associés à d'autres méthodes et en particulier aux modèles numériques. Ce couplage se révèle toujours efficace mais sa mise en œuvre nécessite de lever certains obstacles liés au cloisonnement des disciplines et des équipes et au problème de la détermination des paramètres rhéologiques des sols dans les modèles réduits. Il serait souhaitable de constituer au niveau national ou européen un réseau permettant aux différents partenaires de coopérer au sein des mêmes programmes comme vient de le faire la communauté scientifique nord-américaine pour le génie parasismique avec le programme NEES (Network for Earthquake Engineering Simulation).

Des ouvrages géotechniques très divers peuvent ainsi être étudiés sur modèles réduits sous réserve que les conditions de similitude soient soigneusement examinées. Toutefois, les modèles, qu'ils soient numériques ou physiques, ne représenteront jamais un ouvrage complet sous tous les aspects de son comportement. Ils doivent être conçus pour répondre à des objectifs précis et limités et leur représentativité doit toujours avoir été démontrée.

- Bagge G., Fulgsang L., James R.G., Tan F., Corté J.-F., Fargeix D., Garnier J. - « Surface footings on a sand with a capillary zone ». *Proceedings XII ICSMFE*, Rio, August, 2, 1989, p. 887-890.
- Balachowski L. (1995). *Différents aspects de la modélisation physique du comportement des pieux - Chambre d'étalonnage et centrifugeuse*. Thèse de doctorat, univ. de Grenoble, 1998, 360 p.
- Balay J., Berdat R., Harfouche L. - *Étude en centrifugeuse de la consolidation sous poids propre de sols très lâches*. Centrifuge 88, Paris, Corté (Ed.), Balkema, 193-202.
- Bouafia A. - *Modélisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse*. Thèse de doctorat École centrale et université de Nantes, 1990, 267 p.
- Bouafia A., Garnier J. - « Experimental study of p-y curves for piles in sand ». *Centrifuge 91*, Ko et al. (Ed.), Balkema, 1991, p. 261-268.
- Butterfield R. - « Scale-modelling of fluid flow in geotechnical centrifuge ». *Soils and Foundations*, 40 (6), 2000, p. 39-45.
- Canépa Y., Garnier J., Amar S., Corté J.-F. - « Confrontation d'essais de chargement de fondations superficielles réalisés en vraie grandeur et en centrifugeuse ». *Centrifuge 88*, Paris, Corté (Ed.), Balkema, 1988, p. 313-323.
- Chambon P., König D. - « Stabilité du front de taille d'un tunnel : étude de l'effet d'échelle ». *Des géomatériaux aux ouvrages*, Petit et al. (Ed.), Hermes, 1998, p. 117-131.
- Clukey E.C., Morrison M.J., Garnier J., Corté J.-F. - « The Response of Suction Caisson in Normally Consolidated Clays to Cyclic TLP Loading Conditions ». *Offshore Technology Conference*, OTC 7796, Houston, 1995, p. 909-918.
- Colliat J.-F. - « Caissons à succion pour l'ancrage de structures en mer profonde ». *Revue française de géotechnique*, 88, 1999, p. 11-19.
- Combault J. - « Le pont de Rion-Antirion : conception et réalisation ». *La sécurité des grands ouvrages*, Presses ENPC, Delage et al. (ss la dir. de) 2000, p. 39-52.
- Comiti J., Renaud M. - « A new model for determining mean structure parameters of fixed beds from pressure drop measurements: application to beds packed with parallelepipedal particles ». *Chemical Eng. Sci.*, 44, 1989, p. 1539-1545.
- Corté J.-F., Fargeix D., Garnier J., Bagge G., Fulgsang L., James R.G., Shi Q., Tan F. - « Centrifugal modelling of the behaviour of a shallow foundation : a cooperative test programme ». *Centrifuge 88*, Paris, Corté (Ed.), Balkema, 1988, p. 325-336.
- Corté J.-F., Garnier J., Cottineau L.M., Rault G. - « Determination of model soil properties in the centrifuge ». *Centrifuge 91*, Boulder, Colorado, Ko (Ed.), Balkema, 1991, p. 607-614.
- Corté J.-F., Garnier J. - « La modélisation en centrifugeuse : un outil d'étude des fondations pour l'ingénieur ». *Bull. des LPC*, 183, janv.-fév. 1993, p. 49-58.
- Coussy O. - *Mechanics of porous continua*. John Wiley & Sons, 1995.
- Crançon P., Guy C., Pili E., Dutheil S., Gaudet J.-P. - « Modeling of capillary rise and water retention in centrifuge tests using time domain reflectometry ». *Int. Symp. on Physical Modelling and Testing in Environmental Geotechnics*, La Baule, Garnier et al. (ss la dir. de), 2000, p. 199-206.
- Dano C. - *Étude expérimentale des lois d'interface*. Mémoire de fin d'études, INSA Rennes, LCPC, 1996, 166 p.
- Dietz M.S. - *Developing an holistic understanding of interface friction using sand within the direct shear apparatus*. Degree of Doctor of Philosophy, University of Bristol, 2000, 282 p.
- Esposito G. - « Centrifuge simulation of light hydrocarbon spill in partially saturated Dutch dune sand ». *Bull. Eng. Geol. Env.* 58, 2000, p. 89-93.
- Forcheimer P. - « Wasserbewegung durch Boden ». *Forchtltf ver. D. Ing.*, 45, 1901, p.1782-1788.
- Fuglsang L.D., Ovesen N.K. - « The application of the theory of modelling to centrifuge studies ». *Centrifuge in Soil Mechanics*, Craig et al. (Ed.), Balkema, 1988, p. 119-138.
- Garnier J., König D. - « Scale effects in piles and nails loading tests in sand ». *Int. Conf. Centrifuge 98*, Tokyo, Kimura et al. (Ed.), Balkema, 1, 1998, p. 205-210.
- Garnier J., Pecker A. - « Use of centrifuge tests for the validation of innovative concepts in foundation engineering ». *2nd Int. Conf. on Earthquake Geotech. Eng.*, Lisbon, 1999, 7 p.
- Garnier J., Thorel L., Haza E. - *Proceed. Int. Symp. on Physical Modelling and Testing in Environmental Geotechnics*, La Baule, 15-17 May 2000, 400 p.
- Garnier J., Amar S., Mezazigh S., Maréchal O. - « New results for slope-foundation interactions ». *GEOENG 2000*, Melbourne (Award three best papers), 2000, paper 0784, 8 p.
- Garnier J., Thorel L., Rault G. - « Les modèles réduits centrifugés : une aide pour la conception des ouvrages géotechniques ». *1^{re} Conf. intern. Albert Caquot*, Paris, Presses des Ponts et Chaussées, 2001, 9 p.
- Garnier J. - « Modélisation physique - I. Évolution des techniques expérimentales et des domaines d'application ». *Revue française de géotechnique*, n°97, 2002.
- Goforth G.F., Townsend F.C., Bloomquist D. - « Saturated and unsaturated fluid flow in a centrifuge ». *Centrifuge 91*, Boulder, Ko (Ed.), Balkema, 1991, p. 497-502.
- Goodings D.J. - « Implications of changes in seepage flow regimes for centrifuge models ». *Centrifuge 94*, Singapore, Leung et al. (Ed.), Balkema, 1994, p. 393-398.
- Khalifa A., Garnier J., Thomas P., Rault G. - « Scaling laws of water flow in centrifuge models ». *Int. Symp. on Physical Modelling and Testing in Environmental Geotechnics*, La Baule, Garnier et al. (ss la dir. de.), 2000, p. 207-216.
- Kishida H., Uesugi M. - « Tests of the interface between sand and steel in simple shear apparatus ». *Géotechnique* 37, 1987, p. 45-52.
- Knight M.A., Cooke A.B., Mitchell R.J. (2000). « Scaling of the movement and fate of contaminant releases in the vadose zone by centrifuge modelling ». *Int. Symp. on Physical Modelling and Testing in Environmental Geotechnics*, La Baule, Garnier et al. (ss la dir. de.), 2000, p. 233-242.
- Lemos L.J.L., Vaughan P.R. - « Clay-interface shear resistance ». *Geotechnique* 50 (1), 2000, p. 55-64.
- Leong E.C., Rahardjo H. - « Review of soil-water characteristic curve equations ». *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*, ASCE, 123 (12), 1997, p. 1106-1117.
- Lord A.E. - « Capillary flow in the geotechnical centrifuge ». *Geotech. Testing Journal*, ASTM, 22 (4), 1999, p. 292-300.
- Marot F. - *Caractérisation et traitement de sédiments de dragage contenant des polluants métalliques*, Thèse de doctorat, université du Havre, 1997, 330 p.
- Mezazigh S. - *Étude expérimentale de pieux chargés latéralement : proximité d'un talus et effet de groupe*. Thèse de doctorat, université de Nantes-École centrale de Nantes, 1995, 272 p.
- Morrison M.J., Clukey E.C., Garnier J. - « Behavior of suction caissons under static uplift loading ». *Centrifuge 94*, Singapore, Leung et al. (Ed.), Balkema, 1994, p. 823-828.
- Murff J.D. - « The geotechnical centrifuge in offshore ». *Offshore Technology Conf.*, OTC 8265, 1996, p. 1-15.
- Ovesen N.K. - « The scaling law relationship ». Panel discussion, *Proc. 7th ECSMFE*, Brighton, 4, 1979, p. 319-323.
- Paikowski S.G., Player C.M., Connors P.J. - « A dual interface apparatus for testing unrestricted friction of soil along solid surfaces ». *Geot. Test. J.* 2, 1995, p. 168-193.
- Pecker A. - « Pont de Rion-Antirion : fiabilité et conception parasismique des fondations ». *La sécurité des grands ouvrages*, Presses ENPC, Delage et al. (ss la dir. de.), 2000, p. 21-38.
- Pepe M., Renzi R. - « Modeling the stress history of Pisa clay ». *Centrifuge 94*, Leung et al. (Ed.), Balkema, 1994, p. 785-790.
- Portugal J. - *Modelação física com centrifugadora*. Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, LNEC, Universidade Tecnica de Lisboa, 1999, 274 p.
- Reddy E.S., Chapman D.N., Sastry V.V.R.N. - « Direct shear interface test for shaft capacity of piles in sand ». *Geotechnical Testing Journal*, 23 (2), 2000, p. 199-205.
- Remaud D. - *Pieux sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe*. Thèse de doctorat, université de Nantes, 1999, 328 p.
- Rezzoug A., König D., Triantafyllidis Th., Coumoulos H., Soga K. - « Numerical analysis of scaling laws for capillary rise ». *Int. Symp. on Phys. Model. and Testing in Env. Geotechnics*, La Baule, Garnier et al. (ss la dir. de.), 2000, p. 225-232.
- Rezzoug A., König D., Triantafyllidis Th. - « Scaling laws in centrifuge modelling for capillary rise in soils ». *Int. Symp. on*

Phys. Model. and Testing in Env. Geotechnics, NECER2000, La Baule, Garnier et al. (ss la dir. de.), 2000, p. 217-224.

Sieffert J.-G., Levacher D. – « Étude de l'effet d'échelle de pieux battus en cours de centrifugation ». *Revue française de géotechnique*, 10, 1995, p. 55-68.

Singh D.N., Gupta A.K. – « Modelling hydraulic conductivity in a small centrifuge ». *Can. Geot. J.*, 37, 2000, p. 1150-1155.

Teyssandier J.-P., Combault J., Pecker A. – « Rion-Antirion, le pont qui défie des séismes ». *La Recherche*, 334, 2000, p. 42-46.

Thorel L., Noblet S., Garnier J., Bisson A. – « Capillary rise and drainage flow through a centrifuged porous media ». *Int. Symp. on Physical Modelling and Testing in Env. Geotechnics*, La Baule, Garnier et al. (ss la dir. de.), 2000, p. 251-258.

Wahyudi I. – *Écoulement dans les sols granulaires saturés en régime permanent et transitoire*. Thèse de doctorat, université de Nantes, 1998, 193 p.

Yoshimi Y., Kishida T. – « A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surfaces ». *Geot. Test. J.* 4, 1981, p. 145-152.

Zelikson A., Raines D.D., Malalel P. – « Design and limitations of a pile-driving robot ». *Centrifuge 94*, Singapore, Leung et al. (ed.), Balkema, 1994, p. 467-472.

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS

a	[a] = LT ⁻²	Accélération
B	[B] = L	Diamètre ou côté des fondations ou inclusions
c	[c] = ML ⁻¹ T ⁻²	Cohésion du sol
d	[d] = L	Dimension caractéristique
d _c	[d _c] = L	Diamètre de la pointe du pénétromètre
d ₅₀	[d ₅₀] = L	Diamètre moyen des grains de sol
D	[D] = L	Profondeur d'encastrement des fondations, fiche des pieux
F	[F] = MLT ⁻²	Force
F _f	[FF] = 1	Facteur de frottement (igd/v ²)
g	[g] = LT ⁻²	Accélération de la pesanteur (9,81 m/s ²)
H _c	[H _c] = L	Hauteur d'ascension capillaire
i	[i] = 1	Gradient hydraulique (formulation de Darcy)
	[i] = ML ⁻² T ⁻²	Gradient hydraulique (formulation de Coussy)
I _D	[I _D] = 1	Indice de densité ou densité relative
k	[k] = LT ⁻¹	Perméabilité de Darcy
	[k] = M ⁻¹ L ³ T	Mobilité
k _p	[k _p] = 1	Rapport de σ_v à σ_v (coefficient des terres au repos)
K _p	[K _p] = L ²	Perméabilité intrinsèque ou géométrique
n	[n] = 1	Facteur d'accélération centrifuge (exprimée en nombre de g)
OCR	[OCR] = 1	Degré de surconsolidation (Overconsolidation ratio)
P	[p] = ML ⁻¹ T ⁻²	Réaction latérale du sol (pieu sous charge latérale)
q _c	[q _c] = ML ⁻¹ T ⁻²	Résistance de pointe mesurée au pénétromètre statique
Q _c	[Q _c] = 1	Résistance de pointe normalisée $Q_c = q_c / \rho g z$
R _e	[R _e] = 1	Nombre de Reynolds ($\rho v d / \mu$)
R _n	[R _n] = 1	Rugosité d'interface normalisée
T _n	[T] = MT ⁻²	Tension superficielle
u _p	[u _p] = L	Déplacement relatif au pic (cisaillement d'interface)
v	[v] = LT ⁻¹	Vitesse d'écoulement apparente (ou de Darcy)
w	[w] = 1	Teneur en eau pondérale
W	[W] = ML ² T ⁻²	Énergie (de battage)
y	[y] = L	Déplacement latéral relatif sol-pieu
z _c	[z _c] = L	Profondeur critique (limite de l'influence de la surface libre)
Z	[Z] = ML ⁻¹ T ⁻²	Impédance dynamique
δ	[δ] = 1	Angle de contact d'un ménisque avec la paroi
γ	[γ] = ML ⁻² T ⁻²	Poids volumique
Δh	[Δh] = L	Perte de charge hydraulique
η	[η] = ML ⁻¹ T ⁻¹	Viscosité dynamique ($\eta = \mu \cdot \rho$)
μ	[μ] = L ² T ⁻¹	Viscosité cinématique ($\mu = \eta / \rho$)
θ	[θ] = 1	Teneur en eau volumique
ρ	[ρ] = ML ⁻³	Masse volumique
σ _v	[σ _v] = ML ⁻¹ T ⁻²	Contrainte horizontale s'exerçant sur un plan horizontal
σ _h	[σ _h] = ML ⁻¹ T ⁻²	Contrainte verticale s'exerçant sur un plan vertical
τ	[τ] = 1	Tortuosité du milieu granulaire
τ _p	[τ _p] = ML ⁻¹ T ⁻²	Résistance au cisaillement d'in-terface (pic)