

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITÉS FRANÇAIS DE
MÉCANIQUE DES SOLS
MÉCANIQUE DES ROCHES
GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR

N° 130

38 €

1^{er} TRIMESTRE 2010

Sommaire



**REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE**
N° 130
1^{er} trimestre 2010

- Contribution au calcul des fondations des grues.
Réflexions pour l'élaboration de futures recommandations** 3
M. GLANDY, M. BUSTAMANTE, J.-M. PAILLÉ
- Modélisation physique de pieux hélicoïdaux
mis en place dans du sable** 15
C. DE HOLLANDA CAVALCANTI TSUHA, N. AOKI, G. RAULT, L. THOREL, J. GARNIER
- Analyse et dimensionnement fiabilistes
des fondations superficielles filantes avec ou sans prise en compte
des efforts sismiques pseudo-statiques** 25
D. YOUSSEF ABDEL MASSIH, A.-H. SOUBRA
- Effet de la variabilité spatiale du sol dans l'étude du comportement
des fondations superficielles filantes** 41
D. YOUSSEF ABDEL MASSIH, A.-H. SOUBRA
- Effets de sollicitations hydriques cycliques sur le gonflement
d'un sol argileux traité à la chaux** 51
O. CUISINIER, D. DENELEE

La *Revue française de géotechnique* est une publication scientifique trimestrielle parrainée par les Comités français de mécanique des sols, de mécanique des roches, et de géologie de l'ingénieur, qui publie des articles et des notes techniques relevant de ces domaines. Des discussions sur les travaux publiés dans la revue sont également les bienvenues.

La *Revue française de géotechnique* se consacre à l'étude pluridisciplinaire des interactions entre l'activité humaine et le terrain naturel. Elle est donc particulièrement concernée par tout ce qui se rapporte à l'intégration de l'homme dans son environnement, dans une perspective de développement durable, ce qui inclut la prise en compte des risques naturels et anthropiques, ainsi que la fiabilité, la sécurité et la durabilité des ouvrages. Le terrain naturel intervient dans de nombreuses constructions, soit parce qu'il les porte (fondations), les constitue (remblais routiers, barrages, barrières étanches de confinement de déchets, soutènements) ou les contient (ouvrages souterrains, tunnels) ; on y extrait également de nombreuses ressources pour la production d'énergie et de matériaux et on y stocke des déchets divers.

Les terrains naturels sont des milieux complexes, spécifiques et de caractéristiques variables dans l'espace et dans le temps, composés de solides et de fluides qui y circulent ou les imprègnent. L'identification de leurs propriétés, en termes de comportement mécanique et hydraulique, est coûteuse, et donc nécessairement incomplète et incertaine. Les problèmes posés sont variés, et leur résolution engage la responsabilité de l'ingénieur. On peut citer en particulier : la conception, la construction et la maintenance d'ouvrages bâtis sur, dans ou avec le terrain, dans des sites urbains ou extra-urbains ; la stabilité de sites naturels ou construits ; l'étude de la circulation et de la qualité de l'eau souterraine ; l'exploitation des ressources naturelles...

Les instructions aux auteurs sont publiées dans chaque numéro, disponibles sur demande, et accessibles sur le site Internet des trois comités (www.geotechnique.org).

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de publication : Bruno BIEDER

Rédacteur en chef : Philippe MESTAT (LCPC)

Co-rédacteurs en chef : Denis FABRE (CNAM), Frédéric PELLET (INSA, Lyon)

Comité de lecture : Gabriel AUVINET (UNAM, Mexico), Roger COJEAN (École des mines de Paris), Alain GUILLOUX (Terrasol), D. JONGMANS (Université Joseph-Fourier, Grenoble), R. KASTNER (INSA, Lyon), A. PARRIAUX (École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse), A. POUYA (LCPC, Paris), C. SCHROEDER (Université de Liège), J.-P. TISOT (ENSG, Nancy), Pierre VEZOLE (Eiffage), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

Revue trimestrielle

Abonnement 2010 (numéros 130-133) franco : 140 €

Prix au numéro franco : 38 € (valable également pour les numéros anciens)

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École nationale des ponts et chaussées

15, rue de la Fontaine-au-Roi, 75127 Paris Cedex 11 – Tél. : 01 44 58 27 40
presses.ponts@mail.enpc.fr

Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.

N° d'imprimeur : 127843. Dépôt légal : mai 2010

Contribution au calcul des fondations des grues. Réflexions pour l'élaboration de futures recommandations

M. GLANDY

Soletanche-Bachy-Pieux
18, rue des Pyrénées
94653 Wissous

M. BUSTAMANTE

MB Fondations
189, bd de la République
92210 Saint-Cloud

J.-M. PAILLÉ

Socotec
78 Saint-Quentin-
en-Yvelines

Résumé

Le présent article a pour objet le calcul des fondations des grues à tour en relation avec les nouvelles contraintes qu'imposent : a) la tendance à augmenter les charges de levage, lesquelles conduisent à élargir les fondations superficielles ou fonder sur pieux ; b) l'évolution des règlements de calculs de béton armé, mais aussi ceux des fondations qui mettent l'accent sur la vérification de la portance et de la résistance des matériaux aux états limites de service (ELS) et aux états limites ultimes (ELU). Ces raisons font que le constructeur (ou le loueur) de grue doit donner au BET de l'entreprise de GO ou de fondations, des données précises sur les points suivants : a) la décomposition des efforts entre efforts permanents, efforts d'exploitation et effets du vent ; b) les valeurs des coefficients de pondération pour chaque cas d'utilisation, c'est-à-dire en service et hors service. Ce n'est pas le cas actuellement.

Le flou actuel relatif à l'importance et aux conditions d'application des différents efforts non seulement complique la collaboration entre les acteurs de la profession mais peut être à l'origine de litiges en cas de sinistre. Il mériterait à ce titre d'être levé et de recevoir une solution appropriée, qui consisterait à établir des recommandations agréées par les constructeurs, les utilisateurs, les bureaux de contrôles et les organismes chargés de la sécurité (CNAM...).

Le présent article, en mettant l'accent sur les omissions de la pratique actuelle et sur les contradictions entre les deux normes de calcul, FEM et BAEL ou Eurocode, fait un certain nombre de propositions pour l'élaboration de recommandations qui permettraient de lever le flou actuel.

Mots-clés : grues, Eurocodes, fondations profondes, fondations superficielles, descentes de charges.

A contribution to the design of tower crane's foundations. Proposals for new recommendations

Abstract

This note is to clarify the design of tower crane foundations in relation with the present constraints due to : a) a drastic increase of the up lift loads, so that the tower cranes have to be founded on wider superficial foundations or pile foundations ; b) a change of the reinforced concrete and foundations standards which are demanding to check the bearing capacity and the material resistance for both Service Limit State (SLS) and Ultimate Limit State (ULS).

Consequently, the tower crane manufacturer (or hirer out) has to give to the Foundation Company or Main Contractor design office the specific data concerning the dead and live loads and values of wind forces for lateral and vertical directions, as well as the attenuation coefficients for service and out of service cases. This is not common practice. The present vagueness concerning the tower crane's loading conditions is a real problem complicating the relations between companies which can lead to be in litigation in case of accident. It seems useful therefore, to set up an appropriate solution with new recommendations that could be validated by the interested parties (manufacturer, users, control and safety offices). This article highlights the different contradictions between the 3 design codes, FEM, BAEL and Eurocodes, and gives some proposals in order to draft out relevant standards.

Key words: tower crane, Eurocodes, piling foundation, superficial foundations, design loads.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} septembre 2010.

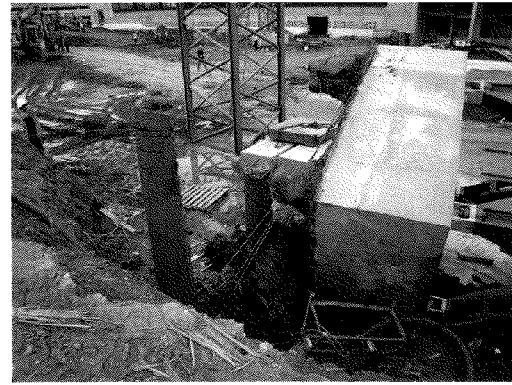
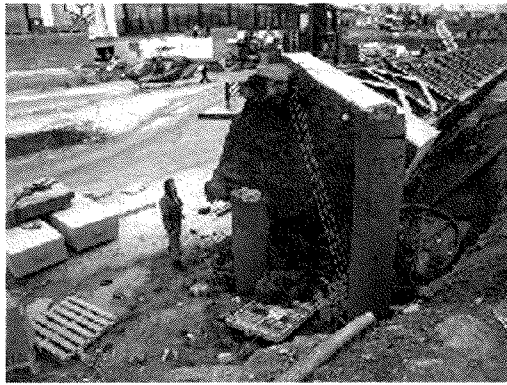


FIG. 1 Exemple de grue tombée en République Tchèque.
Examples of collapsed tower.

1

Récapitulatif des informations pour le dimensionnement

On rappelle dans le tableau I le type de données qui sont habituellement fournies au bureau d'études (BET) de l'entreprise chargée de réaliser et de dimensionner les fondations. La brièveté du tableau I explique pourquoi le bureau d'études, chargé de dimensionner les fondations à l'ELS et à l'ELU, est en droit de se poser des questions et de souhaiter des informations complémentaires.

Les notations suivantes sont utilisées :

- V_{HS} vitesse du vent pour la grue hors service ;
- V_{ELS} vitesse du vent pour la grue en service ;
- V_{car} vitesse du vent caractéristique selon l'Eurocode ;
- V_{reg} vent réglementaire à ne pas dépasser pendant la mise en service de la grue ;
- CP charge permanente (poids propre de la grue, des lests de base et des contrepoids) ;
- Q charge d'exploitation ;
- M_{CP} moment du contrepoids ;
- M_Q moment induit par la charge de levage ;
- M_V moment induit par le vent V ;
- M_t moment induit par la torsion.

1.1

Cas des sollicitations hors service

L'analyse du tableau I conduit à se poser les questions suivantes :

- ces sollicitations sont-elles de type ELU ? Quelles distinctions faire lorsque le vent provient de l'arrière de la grue ou de devant ?
- si ces sollicitations sont de type ELS, et étant donné la valeur importante de la vitesse du vent déjà prise en compte (vitesse supérieure à la vitesse caractéristique au sens de l'Eurocode) : quelle est la vitesse du vent V_{HS} à considérer dans les calculs, à comparer à la vitesse des vents caractéristique V_{car} des règlements en vigueur (Eurocode 1 XP ENV 1991-2-4) ? Quelle est, appui par appui, la décomposition verticale en charge permanente (CP) et en charge induite par le vent V_{HS} ? Quels sont les coefficients de pondération à appliquer sur la charge permanente CP et sur V_{HS} pour passer de l'ELS à l'ELU ?

1.2

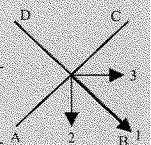
Cas des sollicitations en service

De même, plusieurs questions se posent pour les sollicitations en service :

- quelle est la vitesse du vent V_{ELS} à considérer dans les calculs ?

TABLEAU I Exemple de données fournies par le constructeur.
Examples of data provided by crane manufacturer.

Zone de vent E10/D50								
écartement 6 m								
	en service réaction par coin (kN), MD = 396 kNm				hors service réaction par coin (kN), MD = 0 kNm			
	Position de la flèche				Position de la flèche			
Coin	1	2	3	Force H	1'	2'	3'	Force H
A	520	777	217	64	399	870	104	202
B	953	870	823		1 150	870	870	
C	520	264	823		399	104	870	
D	87	171	217		104	104		



– quelle est, appui par appui, la décomposition verticale en charge permanente CP, en charge d'exploitation Q et en charge induite par le vent V_{ELS} ?

– quels sont les coefficients de pondération à appliquer sur CP, Q et V_{ELS} pour passer de l'ELS à l'ELU ? En particulier, l'utilisation de la grue étant interdite en cas de dépassement de vent au-delà du vent de référence V_{ELS} , doit-on étudier à l'ELU une combinaison du vent et des charges d'exploitation ? Par ailleurs, peut-on considérer la charge d'exploitation de la grue comme étroitement bornée, grâce à l'utilisation des limiteurs de charges ?

– les efforts horizontaux sont-ils donnés pour l'ensemble des quatre appuis de la grue ? Et, dans ce cas, comment les répartir par pieu en cas de recours à des fondations profondes : au prorata des efforts de compression en cas de grue non scellée ? Au prorata de la raideur de tous les pieux quand ces derniers sont reliés par un massif très rigide ou par des longrines ?

– le moment de torsion est-il un moment induit par les charges d'exploitation ? Comment se traduit-il en effort horizontal au droit des pieux ? S'applique-t-il hors service ?

Et enfin une dernière question essentielle : quelles sont les dimensions de la base de la grue ?

2

Règlements utilisés par les constructeurs de grues

Dans l'attente des Eucocodes, les constructeurs (ou loueurs) se réfèrent actuellement à plusieurs règlements.

Avant 1995, les normes françaises NF 520 81 et NF 520 82 fixaient entre autres trois cas de vent extrême de référence, en utilisation hors service :

- 130 km/h (36 m/s) pour les grues de hauteur inférieure à 20 m ;
- 152 km/h (42 m/s) pour les grues de hauteur inférieure à 100 m ;
- 165 km/h (46 m/s) pour les grues de hauteur supérieure à 100 m.

Depuis 1995, la directive machine 98/37/CE a conduit à deux normes européennes : NF EN 13001 et EN 14409.

Concernant la norme NF EN 13001, les parties 1 et 2 sont parues mais ne concernent pas les règles de calculs que régira la partie 3 dont la parution est prévue entre 2007 et 2010.

Dans l'attente de cette partie 3, les dimensionnements des constructeurs sont établis à partir des règles FEM 1001 et 1004, modifiées en 1998, dont le principal élément est le cahier 9.

En sus de ces règlements, les fournisseurs et utilisateurs de grues sont tenus de respecter le document n° R406 de la CNAM qui :

- confirme un vent limite en service V_{reg} de 72 km/h (20 m/s), et les prescriptions réglementaires qui y sont liées ;
- fixe les conditions de vents, avec un intervalle de récurrence de 50 ans (mesurés à une hauteur de 10 m, en terrain plat et moyennés sur une période de 10 min) ;
- et cela en deux zones C (28 m/s) et D (32 m/s) comme schématisé sur la figure 2.

Ces zones ne correspondent pas aux zones fixées par l'Eurocode, tant en termes de numérogie qu'en termes de qualification en vitesses. Ces vitesses ne seraient donc pas des vitesses caractéristiques au sens de l'Eurocode.

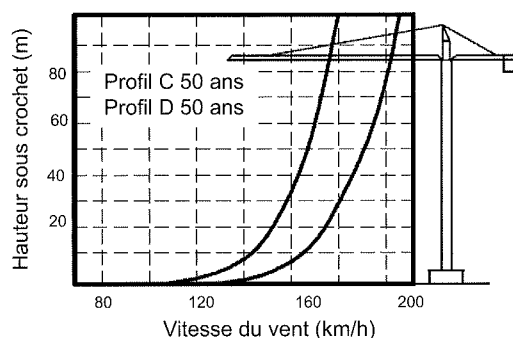


FIG. 2 Profil des vents C et D. Wind diagrams.

3

Rappel sur la conduite des calculs

Il importe, avant d'en arriver aux propositions de modifications, de rappeler le modus operandi que doit observer l'ingénieur chargé du calcul des fondations. Celui-là débute par le calcul de la descente de charges (estimation des charges permanentes CP, d'exploitation Q, et du vent V), se poursuit par l'étude de la grue hors service et en service, et se termine par la détermination des combinaisons ELU.

3.1

Calcul de la descente de charges

3.1.1

Action des charges permanentes (CP)

Elle se résume sous la forme d'un torseur (CP, M_{CP}), sans effort horizontal, où M_{CP} est le moment de renversement induit par la différence entre le poids de la flèche sans contrepoids et celui de la flèche arrière avec contrepoids (Fig. 3).

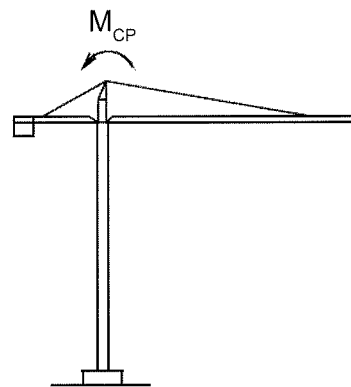


FIG. 3 Action du contre-poids. Counterweight action.

Le moment M_{CP} a tendance à faire pencher l'ensemble du côté du contrepoids. C'est un moment moteur en termes de stabilité et de dimensionnement des fondations en absence de moments induits par les phases d'exploitation ou par le vent, sinon c'est un moment résistant en présence de ces moments. Ce moment se traduit en traction-compression en pied de grue.

A titre d'exemple de calcul, considérons une grue scellée et d'abord le cas le plus défavorable, celui de la flèche positionnée en diagonale (Fig. 4a).

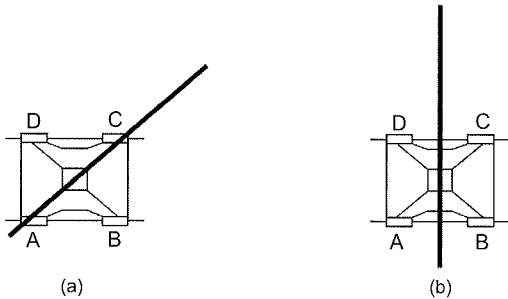


FIG. 4 Situation de calcul : a) flèche positionnée en diagonale ; b) flèche positionnée en parallèle à un des côtés du fût.
Calculation layout of the jib : a) diagonally, b) parallel to crane side.

On note e la distance entre les pieds de grue (D et C).

Dans ce premier cas, les équations d'équilibre conduisent aux relations :

$$R_A = CP / 4 + M_{CP} / (1,414 \times e) ;$$

$$R_B = R_D = CP / 4 ;$$

$$R_C = CP / 4 - M_{CP} / (1,414 \times e) ;$$

$$M_{CP} = (R_C - R_A) \times e \times 1,414.$$

Dans le cas d'une grue non scellée au point C, on a $R_C = 0$, lorsque $M > CP / 4 \times e \times 1,414$, et de plus :

$$R_A = 2 \times M_{CP} / (1,414 \times e) ;$$

$$R_B = R_D = CP / 2 - M_{CP} / (1,414 \times e) ;$$

$$M_{CP} = -R_A \times e \times 1,414.$$

Lorsque la flèche est parallèle à un des côtés du fût, les équations d'équilibre deviennent :

$$R_A = R_B = CP / 4 + M_{CP} / 2e ;$$

$$R_C = R_D = CP / 4 - M_{CP} / 2e ;$$

$$M_{CP} = (R_D - R_A) \times e.$$

3.1.2

Action des charges d'exploitation Q

Ces charges résultent de la manutention des charges d'exploitation (Fig. 5) et se résument à un torseur (Q, M_Q, M_t, H_Q), fonction de la distance d de la charge Q à soulever :

$$M_Q = Q \times d ;$$

M_t est le moment de torsion induit par la rotation de la grue ;

H_Q désigne l'effort de freinage appliqué dans le cas d'une grue circulant sur une voie.

Le moment M_Q se traduit par des efforts de traction-compression en pied de grue (cf. calcul selon § 4.1.1). En général, les données du constructeur ne font pas apparaître la part de l'effet dynamique.

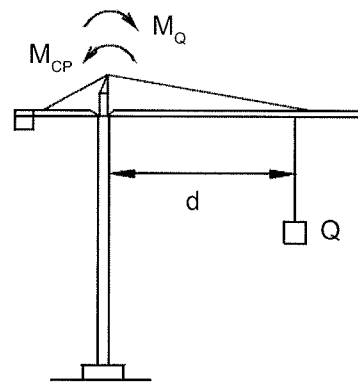


FIG. 5 Actions des charges d'exploitation Q.
Operating load action.

3.1.3

Action du vent

Cette action se traduit par un effort horizontal et un moment de renversement, soit un torseur (H_V, M_V) (Fig. 6). Le vent peut être parallèle à la flèche, perpendiculaire à la flèche, ou dans toutes autres positions. En général, l'effet du vent est plus important dans le deuxième cas que dans le premier.

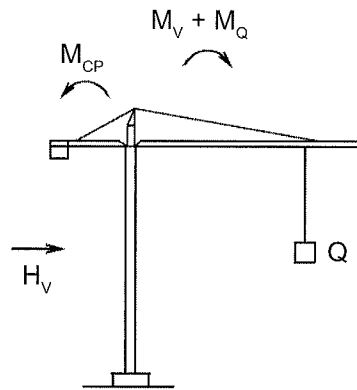


FIG. 6 Action du vent.
Wind action.

L'action du vent est variable selon sa vitesse (proportionnelle au carré de la vitesse) et selon la hauteur de la grue. Là encore, les données du constructeur ne font généralement pas apparaître la part de l'effet dynamique.

- Action du vent en service V_{ELS1}, V_{ELS2}

En service, cette action est calculée pour une vitesse de 72 km/h, vitesse au-delà de laquelle l'utilisation est interdite, et se traduit par un torseur (effort horizontal H_V , moment de renversement M_V) : pour le vent parallèle (H_{VELS1}, M_{VELS1}) et pour le vent perpendiculaire (H_{VELS2}, M_{VELS2}).

- Action du vent hors service V_{HS}

Hors service, cette action est calculée pour la seule position de mise en girouette de la grue (vent parallèle) et pour un vent dépendant de la zone. Elle se traduit par le torseur : H_{VHS}, M_{VHS} .

La valeur du vent prise en compte dans les calculs dépend de la zone (C ou D) et de la hauteur de la grue ; on peut la calculer à l'aide de la figure 1. C'est une valeur différente des valeurs caractéristiques V_{car} au sens de l'Eurocode, lesquelles dépendent de la région (quatre zones) et de la rugosité du sol (cinq catégories).

Étude de la grue en service (action ELS)

Dans la pratique, le constructeur fournit en pied de fût (cf. tableau I) :

- les quatre réactions verticales. Certains constructeurs indiquent parfois qu'ils ont majoré Q de 10 % ;
- un moment de torsion ;
- un effort horizontal provenant de deux sollicitations : celle du vent (vent parallèle H_{V1} , vent perpendiculaire H_{V2}) et celle du freinage (charge d'exploitation) en cas de grue circulant sur une voie : H_Q .

N.B. L'action de freinage n'est à prendre en compte que si la grue est sur une voie.

Au sens du BAEL ou de l'Eurocode 2, il s'agit d'actions de type ELS, et on peut considérer que les données du constructeur sont suffisantes pour calculer à l'ELS les fondations profondes (portance et résistance du pieu en flexion composée) ou superficielles (portance, tassement et rotation).

Au sens de l'Eurocode, on ne cumule pas totalement les actions variables, mais on pondère l'une ou l'autre par un facteur 0,77. Les combinaisons du constructeur n'intègrent pas cette pondération et seraient donc des actions de type ELS majorées.

Efforts horizontaux

En ce qui concerne les efforts horizontaux, aucun constructeur ne fournit en pied de fût la décomposition selon H_Q et H_V . Pourtant, séparer ces deux composantes horizontales est facile lorsque le constructeur fournit :

- les deux configurations correspondant au vent parallèle à la flèche et au vent perpendiculaire à la flèche ;
- la décomposition de l'effort horizontal selon les deux directions, parallèle à la flèche et perpendiculaire à la flèche.

En fonction de la zone (C ou D) et de la hauteur de la grue (Fig. 1), on peut connaître la vitesse de pointe V_{HS} en haut de la grue et en déduire le rapport $H_{VHS} / H_{reg} = (V_{HS} / 72 \text{ km/h})^2$.

En absence de la décomposition précédente, et par sécurité vis-à-vis de l'ELU, on doit donc qualifier cet effort horizontal « d'effort dû au vent ».

• Efforts verticaux

De même en ce qui concerne les efforts verticaux, aucun constructeur ne fournit en pied de fût la décomposition selon les charges permanentes (CP), les charges d'exploitation (Q) et l'effet du vent (V).

Pourtant, conformément aux règlements en vigueur pour dimensionner les fondations, il faut transformer ces actions de type ELS en actions de type ELU (cf. § 4.4.1). Pour cela, il est nécessaire de connaître leur décomposition. Ce point est fondamental et cet article met l'accent sur les difficultés pour y parvenir.

Néanmoins, dans certains cas, on arrive à retrouver cette décomposition avec plus ou moins de difficultés, voire parfois avec des hypothèses discutables (cf. exemples présentés en annexes 1 et 2).

Par ailleurs, on suppose généralement que les actions de la grue hors service sont des actions de type ELS majorées (en fonction du rapport $\beta = V_{HS} / V_{car}$).

Pour un calcul à l'ELU, on rappelle qu'il faut majorer les valeurs caractéristiques par 1,22 de façon à ce que l'effort induit soit majoré de 1,5 ($= 1,22 \times 1,22$).

Si le rapport $\beta = V_{HS} / V_{car}$ est supérieur à 1,22, ce vent est un vent de type ELU. Si ce rapport est supérieur à 1, c'est un vent intermédiaire entre l'ELS et l'ELU. Si ce rapport est inférieur à 1, c'est un vent de type ELS insuffisant (mais c'est peu probable !).

En général, les constructeurs fournissent les sollicitations correspondant au vent arrière mettant la grue en girouette. Certains donnent parfois des sollicitations correspondant au vent avant, sollicitations instables avant la mise en girouette. Une question reste toutefois à débattre : ce dernier cas est-il un cas accidentel ?

Étude de la grue hors service

La grue est alors en girouette et n'est soumise qu'aux actions du vent arrière (voire du vent avant !) et des charges permanentes. Ces actions se traduisent par l'application du torseur : CP, M_{CP} , H_{VHS} , M_{VHS} .

On rappelle que ce vent a une vitesse variable selon les zones C ou D et que ce n'est pas un vent caractéristique au sens de l'Eurocode. Dans cette configuration, le constructeur vérifie deux équilibres :

- celui de la stabilité au renversement, avec un coefficient de sécurité égal à 1,2 (cas IV du tableau T.9.15.a du cahier 9 des règles FEM) ;
- celui de la résistance des matériaux de la grue, avec un coefficient de sécurité de 1,1.

Si on compare ces coefficients de sécurité avec celui de l'acier du béton armé (1,15 à l'ELU) et celui de l'acier en structure métallique (1,1 à l'ELU), on peut considérer que la configuration de grue hors service est un cas de type ELU.

Néanmoins, par sécurité pour une vérification des fondations à l'ELU, on pourrait majorer les actions du vent (H_{VHS} , M_{VHS}) par 1,2, mais pas plus, sachant qu'au-delà de ce coefficient la stabilité de la grue n'est plus garantie au renversement. Deux cas se présentent :

- $\beta = V_{HS} / V_{car} > 1,2$ et on peut considérer cette configuration comme un « vrai ELU » ;
- ou $\beta < 1,2$ et on peut considérer cette configuration comme un « faux ELU ».

Dans tous les cas, on doit donc vérifier les fondations en majorant les actions CP et V par les coefficients suivants sur les torseurs s'appliquant à la base du massif de fondation :

- $1,35 \times (CP, M_{CP})$ associé à $1,2 \times (H_V, M_V)$;
- $1,00 \times (CP, M_{CP})$ associé à $1,2 \times (H_V, M_V)$.

On peut, par sécurité, porter le coefficient 1,2 à 1,5 (majoration de 1,5 comme dans l'Eurocode) si et seulement si la grue est stable avec cette majoration.

On vérifie cette stabilité si la traction-compression par appui induite par le moment de renversement $M = 1,5 \times M_V + M_{CP}$ est inférieure CP / 4 :

$$-(1,5 \times M_V + M_{CP}) / (2 \times d) < CP/4.$$

Grue en service – Vérification à l'ELU

3.4.1

Combinaisons ELU

Dans tous les cas, on doit vérifier les fondations en majorant les actions CP, Q et V par des coefficients conformes aux règlements en vigueur (Eurocode), qui fixent les coefficients (1,35 et 1,5) et les combinaisons à appliquer aux torseurs à la base du massif de fondation :

– $1,35 \times (CP, M_{CP})$ associé à $1,5^* \times (Q, M_Q, H_Q)$ et à $1,0 \times (V, M_V, H_V)$;

– $1,35 \times (CP, M_{CP})$ associé à $1,0 \times (Q, M_Q, H_Q)$ et à $1,5 \times (V, M_V, H_V)$;

– $1,00 \times (CP, M_{CP})$ associé à $1,5^* \times (Q, M_Q, H_Q)$ et à $1,0 \times (V, M_V, H_V)$;

– $1,00 \times (CP, M_{CP})$ associé à $1,0 \times (Q, M_Q, H_Q)$ et à $1,5 \times (V, M_V, H_V)$.

* Commentaire : l'action de la charge étant limitée par des dispositifs de sécurité, on pourrait considérer cette action variable « Q » comme étroitement bornée et ne la majorer à l'ELU que par 1,35 (au lieu de 1,5).

Enfin, il ne faut pas oublier de rajouter comme charges permanentes le poids des massifs de réaction.

En ce qui concerne les fondations profondes, ces combinaisons conduisent aux vérifications de la portance et de la résistance en flexion composée des trois cas suivants :

– effort ELU maximal en compression, moment induit par l'effort horizontal associé ;

– effort ELU minimal en compression, moment induit par l'effort horizontal associé ;

– effort ELU horizontal maximal, moment induit et effort en compression minimale associé.

Pour les fondations superficielles, ces combinaisons conduisent aux vérifications de la portance du sol, du tassement et de la rotation de la semelle sans oublier la prise en compte des effets de second ordre et de la résistance en flexion composée de la semelle.

Combinaisons FEM

La validation de la stabilité de la grue est supposée vérifiée par le constructeur avec les coefficients du tableau II, ce qui constitue donc une hypothèse fondamentale. En conséquence, si la stabilité de la grue n'est pas assurée dans une des deux dernières combinaisons indiquées précédemment (§ 4.4.1), il convient de remplacer dans ces dernières les coefficients 1,0 et 1,5 par les coefficients prévus dans le tableau T.9.15.a du cahier 9 de la norme FEM 1005 (cas I et II).

Il est à noter que ces coefficients sont nettement différents de ceux utilisés par les Eurocodes.

3.4.3

Conséquence de l'absence de décomposition des charges

Si on connaissait la décomposition des charges de type ELS en charges permanentes (CP), charges d'exploitation (Q) et effet du vent (V), le calcul des valeurs de type ELU (cf. § 4.4.1) serait simple. On peut toutefois arriver à résoudre le problème, en faisant des hypothèses plus ou moins discutables (cf. annexe 1), lesquelles permettent de calculer :

– les valeurs verticales cumulées CP et Q ;

– les valeurs horizontales H_Q et H_V ;

– les valeurs des moments de renversement induits par les charges CP, Q et V, soit respectivement M_{CP} , M_Q et M_V .

On pondère alors les valeurs verticales et horizontales, ainsi que les moments, par les coefficients de pondérations explicités au § 4.4.1.

Cela se traduit en pied de massif par l'application des torseurs suivants (compression, effort horizontal, moment) :

– $CP \times \Psi_{ELUCP} + Q \times \Psi_{ELUQ}$

– $H_Q \times \Psi_{ELUQ} + H_{VELS} \times \Psi_{ELUV}$

– $M = M_{CP} \times \Psi_{ELUCP} + M_Q \times \Psi_{ELUQ} + M_{VS} \times \Psi_{ELUV}$

où Ψ_{ELUCP} vaut 1 ou 1,35 ; Ψ_{ELUQ} est égal à 1 ou 1,5 (voire 1,35) et Ψ_{ELUV} vaut 1 ou 1,5.

TABEAU II Facteurs de charge donnés par le tableau T.9.15.a du cahier 9 de la norme FEM 1005.
Factors of security : extracts FEM.

Conditions	Charge	Facteur de charge à considérer
I. Stabilité de base	Charges dues au poids	1,00
	Charge appliquée	1,60
	Charge du vent	0,00
	Forces d'inerties	0,00
II. Stabilité dynamique	Charges dues au poids	1,00
	Charges appliquées	1,35
	Charge du vent	1,00
	Forces d'inertie	1,00
III. Stabilité arrière	Charges dues au poids	1,00
	Charges appliquées	0,20
	Charge du vent	1,00
	Forces d'inertie	0,00
IV. Charge de vent extrême	Charge dues au poids	1,00
	Charge appliquée	1,00
	Charge du vent	1,20
	Forces d'inertie	0,00

Après transformation du moment M en traction-compression TC, on obtient des torseurs simplifiés (compression, effort horizontal) en pied de grue et en tête de pieux.

Les annexes 1 et 2 présentent un exemple de calcul, facilement exploitable sur un tableur.

3.4.4

Cas particuliers des grues non scellées

L'approche proposée ci-dessus peut cependant conduire à des aberrations à l'ELU dans deux cas particuliers avec les coefficients de pondération du BAEL ou de l'Eurocode décrits au §. 4.4.1 quand :

- la flèche est parallèle à un des côtés de la grue et le vent parallèle à la flèche ;
- la flèche est en diagonale et le vent parallèle à la flèche.

• *Flèche parallèle à un des côtés de la grue avec vent parallèle à la flèche*

Il peut arriver que la charge moyenne R_{moy} soit inférieure à la traction/compression induite par le moment de renversement TC_{ELU} , ce qui correspond à un état d'instabilité de la grue comme le montre l'exemple ci-dessous en supposant que $TC_{CP} = -TC_Q/2$.

A partir des données du tableau III (et par exemple pour le cas 3), on peut calculer la charge moyenne R_{moy} et les différentes valeurs de traction compression TC :

- $CP = (606 + 70) / 2 = 338$ kN ;
- $R_{moy} = (CP + Q) / 4 = 360$ kN ;
- $Q = (627 + 94) / 2 - 338 = 22$ kN.

En posant :

- $TC_{HS} = TC_{VHS} + TC_{CP}$;
- $TC_{ELS} = TC_{CP} + TC_Q + TC_{VELS}$;
- $TC_{VHS} = TC_{VELS} \times H_{VHS} / H_{VELS} = TC_{VELS} \times 102/38$;

on déduit :

$$TC_{ELU} = TC_{CP} \times 1 + TC_Q \times \Psi_{ELUQ} + TC_{V_{ELS}} \times \Psi_{ELUV}$$

Application numérique : $TC_{HS} = (606 - 70) / 2 = 273$ kN et $TC_{ELS} = (627 - 94) / 2 = 267$ kN.

Les calculs conduisent aux valeurs suivantes, regroupées dans le tableau IV, pour TC_{ELU} et la stabilité en fonction des majorations de type Eurocodes et des valeurs possibles de TC_{CP} .

TABEAU III Exemple de données.
Data examples.

Réaction par coin en service (kN) MD = 200 kNm				Réaction par coin en service (kN) MD 0 kNm					
Coin	Position de la flèche			Force H	Coin	Position de la flèche			Force H
	1	2	3			1	2	3	
A	304	545	94	38	A	272	608	70	102
B	779	881	627		B	808	606	606	
C	358	176	627		C	272	70	606	
D	0	39	94		D	0	70	70	

TABEAU IV Exemple de calcul pour une flèche parallèle à un des côtés de la grue avec un vent parallèle à la flèche.
Calculation example of a parallel jib to one crane side with a wind blowing parallel to the jib.

TC_{CP}	$TC_{VHS} = 273 - TC_{CP}$	$TC_{VELS} = TC_{VHS} \times 38/102$	$TC_Q = 267 - TC_{VELS} - TC_{CP}$	$TC_{ELU} = TC_{VELS} + 0,5 \times TC_Q$	$TC_{ELU} > 338 + 0,5 \times 22$
0	273	101	166	350	stable
-50	323	120	197	366	stable
-100	373	139	228	381	instable
-120	393	147	240	388	instable
-150	423	158	259	396	instable
-200	473	177	290	412	instable

Pour des valeurs de TC_{CP} supérieures à 50 kN, on ne peut alors vérifier que les combinaisons FEM avec Ψ_{ELUQP} valant respectivement 1 ou 1,6 et Ψ_{ELUV} valant respectivement 1 ou 0.

En tout état de cause pour une grue non scellée, on ne peut donc majorer le moment de renversement ELS ($= M_{CP} + M_Q + M_V$) que jusqu'à une valeur M_{ELU} ($= \delta \times M_{ELS}$) telle que $M_{ELU} / (2 \times e) = R_{moy}$. Ce coefficient δ s'applique aussi au calcul pour la flèche en diagonale.

• *Flèche en diagonale avec vent parallèle à la flèche*

Il peut arriver qu'une des réactions soit nulle et que les sommes des diagonales ne soient pas égales, ce qui traduit qu'un pied se soulève (Fig. 7).

On peut trouver ce cas à partir des données constructeurs ou l'obtenir après pondération.

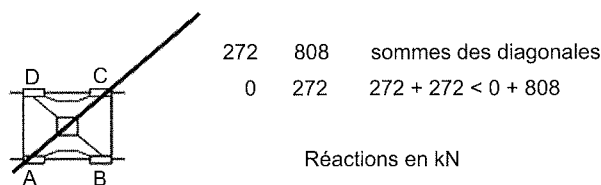


FIG. 7 Exemple de flèche en diagonale avec vent parallèle à la flèche.

Example of a jib set diagonally with a wind blowing parallel to the jib.

La structure étant relativement rigide, les quatre appuis A, B, C et D restent théoriquement dans un même plan pour des déplacements verticaux respectifs d_A, d_B, d_C et d_D :

- $d_D = d_B = (d_A + d_C) / 2$;
- donc $d_A = 2 \times d_D - d_C$.

Le déplacement vertical à la base de chaque appui est proportionnel à la charge appliquée. Donc, si le déplacement du point C est proportionnel à R_C (808 kN), et ceux de D et B proportionnels à $R_D (= R_C = 272$ kN), le déplacement du point A est proportionnel à -264 kN comme calculé ci-dessous :

$$d_A \# 272 \times 2 - 808 \# -264 < 0$$

d'où un soulèvement du point A.

Ce résultat suppose l'enfoncement des points B et C. En cas de grue posée sur une seule semelle, le soulèvement de A entraîne celui de D et de B, d'où une instabilité.

3.5

Étude de la répartition des efforts horizontaux

Ces efforts peuvent avoir plusieurs origines :

- les charges d'exploitation de la grue en service ;
- les efforts de freinage en cas de grue sur voie ;
- les moments de torsion ;
- les charges dues au vent, tant en service que hors service, qui sont :
 - toujours parallèles à la flèche quand la grue est hors service,
 - souvent données dans le cas d'un vent parallèle ou perpendiculaire à la flèche.

Si la grue est fondée sur une fondation superficielle, le bureau d'études (BET) de l'entreprise doit vérifier la stabilité au glissement de cette fondation vis-à-vis des efforts horizontaux, en mobilisant le frottement à la base et si besoin une butée suffisante (dans le respect de la compatibilité des déformations).

Si la grue est fondée sur des pieux, on suppose que la totalité des efforts horizontaux est reprise par ces pieux.

Pour que le bureau d'études de l'entreprise justifie qu'une partie de cet effort horizontal est reprise par un appui extérieur, il faut répartir cet effort au prorata des raideurs horizontales des pieux et de cet appui extérieur.

3.5.1

Effort horizontal induit par le moment de torsion

Le moment de torsion se traduit par l'application de quatre efforts identiques en valeur (mais pas en direction) en pied de fût :

$$H_{t2} = M_t / [4 \times (d \times 1,414 / 2)]$$

où d est la distance entre les pieds du fût, et par l'application de quatre efforts identiques en valeur (mais pas en direction) en tête de pieu (Fig. 8) ;

$$H_{t1} = M_t / [4 \times (e \times 1,414 / 2)]$$

où e est la distance entre les pieux.

Si les pieux ne sont pas reliés par un réseau de longrines suffisamment rigides et si un des pieux n'est pas sollicité verticalement par la grue, on ne répartit les efforts horizontaux que sur trois pieux.

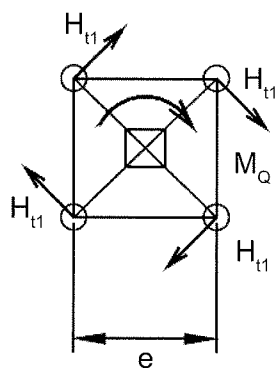


FIG. 8 Effet du moment de torsion. Incidence of the torque.

Il est à noter que ce moment de torsion ne s'applique qu'en service.

Par sécurité, et en absence de connaissance précise de la configuration des pieux, du terrassement et du génie civil, on peut ne répartir le moment de torsion que sur deux pieux diamétralement opposés :

$$H_{t1} = M_t / [2 \times (e \times 1,414 / 2)]$$

3.5.2

Autres efforts horizontaux appliqués aux fondations profondes

Il s'agit des efforts dus au vent ou au freinage.

Si les pieux sont reliés par un réseau de longrines suffisamment rigides (ou par un massif unique), chacun d'entre eux a le même déplacement horizontal sous l'effet de l'effort horizontal total : il faut donc diviser l'effort horizontal par le nombre de pieux concernés, ou le répartir au prorata de leurs raideurs si celles-ci sont différentes.

Cette approche est indépendante de la charge verticale s'appliquant sur les pieux.

Dans le cas contraire, la transmission des efforts en tête de pieux dépend de la rugosité de l'appui et des compressions respectives transmises aux pieux par la grue :

- les pieux les plus chargés seraient les plus sollicités horizontalement ;
- le cas de la flexion composée est le plus défavorable.

Néanmoins, par sécurité, il convient de vérifier les pieux les moins chargés comme s'ils étaient soumis à un minimum d'effort horizontal correspondant à l'effort total divisé par le nombre de pieux sollicités.

La géométrie de la liaison entre les pieux et la grue est donc un paramètre prépondérant pour le calcul de la répartition de l'effort horizontal, et pour le calcul de la résistance du pieu en flexion composée.

Par ailleurs, il peut arriver qu'une partie des fondations soit à proximité d'un talus, voire déchaussée suite au terrassement de celui-ci. La raideur des pieux concernés est alors fortement diminuée et le calcul de la répartition de l'effort horizontal au prorata des raideurs doit en tenir compte.

3.5.3

Cumul des efforts définis au § 3.5.1 et des efforts définis au § 3.5.2

Les efforts du vent en service se cumulent vectoriellement avec les efforts induits par le moment de torsion. Par simplification et par sécurité, on suppose généralement que ces efforts ont la même direction et qu'ils se cumulent arithmétiquement.

4

Réflexions pour l'élaboration de futures recommandations

4.1

Propositions aux constructeurs

On rappelle que les fondations doivent être vérifiées non seulement à l'ELS, mais aussi à l'ELU. Cela concerne

autant les fondations superficielles que les fondations profondes, et autant la portance du sol que la résistance des matériaux. Il importe donc que le constructeur fournisse au moins les valeurs maximales :

- de la charge permanente : CP et M_{CP} ;
- des charges d'exploitation : Q, M_Q , M_t et H_Q ;
- si possible, dans chacun des cas et en fonction de la direction du vent (parallèle ou perpendiculaire à la flèche), la décomposition du torseur du vent : V, M_v et H_v ;
- hors service, la valeur du vent prise en compte V_{HS} ainsi que la valeur caractéristique V_{car} , et les valeurs du torseur (V, H et M) afin de pouvoir calculer la pondération à appliquer sur ce torseur à l'ELU, pondération au minimum égale à 1,2 et au maximum égale à 1,5 en fonction de la vérification de la stabilité.

4.2

Propositions aux bureaux d'études

Le bureau d'études (BET) doit demander au minimum :

- un tableau des descentes de charges répondant aux prescriptions évoquées au § 4.1 ;
- une campagne de reconnaissance des sols adéquate de type projet (étape 2, mission G2 au sens de la norme NFP 94 500 de décembre 2006).

Le bureau d'études doit également prendre en compte les sujétions de terrassement.

En cas de fondation superficielle, il convient de vérifier à l'ELS la portance et la compatibilité de la rotation calculée avec le fonctionnement de l'ouvrage.

À l'ELU et à l'ELS, il faut vérifier :

- pour les fondations superficielles, la stabilité du massif vis-à-vis du glissement et du renversement, la résistance des matériaux en flexion, le pourcentage de sol comprimé sous la semelle. En cas de fondation sur un massif unique, les sols de fondations doivent rester entièrement comprimés à l'ELS_{qp} (c'est-à-dire sous la seule action de M_{CP}), et comprimés sur au moins la moitié de la surface à l'ELU ;
- pour les fondations profondes, le dimensionnement de la liaison entre les fondations et la grue en termes de résistance de matériau, sans oublier l'influence des tolérances d'exécution des pieux (en général 15 cm dans toutes les directions).

Dans le cas de fondations profondes, le bureau d'études doit communiquer à l'entreprise de fondations, en plus des renseignements fournis par le constructeur en pied de grue et en plus des plans d'exécution du génie civil, à l'ELS et à l'ELU :

- les valeurs maximales et minimales des efforts verticaux par pieu, intégrant le poids du massif ;
- les valeurs de l'effort horizontal associé.

Il doit en outre satisfaire aux dispositions constructives présentées ci-après.

5

Dispositions constructives

En cas de fondations superficielles isolées (cas d'un plot sous chaque appui), celles-ci doivent être reliées par un réseau de longrines suffisamment rigides pour répartir de façon uniforme les efforts horizontaux.

En cas de fondations superficielles sur un massif unique, les sols de fondations doivent rester entièrement comprimés à l'ELS, comprimés sur au moins la moitié de la surface à l'ELU.

En cas de fondations profondes, celles-ci doivent être reliées par un réseau de longrines suffisamment rigides pour répartir de façon uniforme les efforts horizontaux, et ne jamais être en traction à l'ELS_{qp}.

Ces fondations profondes doivent être encadrées dans ce réseau de longrines, ce qui impose un ferrailage correspondant aux moments d'encastrement pour le pieu ainsi que pour la longrine. Elles doivent aussi respecter les prescriptions suivantes :

- diamètre minimal égal à 50 cm ;
- être armées au minimum sur 8 m d'une cage composée verticalement de 5 HA 16 au minimum ;
- en cas de traction à l'ELU, être armées sur toute la hauteur.

6

Conclusion

Le dimensionnement des fondations sous les grues en l'absence de descentes de charges exploitables (sans hypothèses simplificatrices pour les calculs de type ELU) pose plusieurs questions essentielles.

La sécurité des personnels liés à l'exploitation des grues impose encore plus de rigueur dans le dimensionnement et les justifications (et donc dans la connaissance des hypothèses des descentes de charges), du fait des risques encourus importants pouvant placer tous les intervenants dans le domaine pénal.

Il est souhaitable qu'une commission associant les constructeurs de grues, l'administration centrale, les bureaux de contrôles, les bureaux d'études, les entreprises de gros œuvre et les entreprises de fondations se réunisse pour statuer sur :

- les dispositions constructives suivantes (liste non exhaustive) :
- diamètre minimal des pieux égal à 50 cm,
- cage d'armature sur au moins 8 m avec encastrement dans le génie civil (semelle, longrine, etc.),
- interdiction de traction dans les pieux à l'ELS_{qp},
- en cas de fondations superficielles sur un massif unique, obligation que les sols restent entièrement comprimés à l'ELS, comprimés sur au moins la moitié de la surface à l'ELU,
- réseaux de longrines suffisamment rigides entre les pieux ;
- la présentation des descentes de charges et les renseignements minimaux que le constructeur doit fournir, pour la grue en service ou hors service, à la base du fût :
- les charges permanentes : CP et M_{CP}
- les charges d'exploitation : Q, M_Q , M_t et H_Q
- les charges du vent : V, M_v et H_v
- les combinaisons d'actions et les coefficients de pondération correspondant qu'il faut vérifier à l'ELU.

Bibliographie

Eurocode 1 XP ENV 1991-2-4 – Base de calcul et actions sur les structures.
Eurocode 7 NF EN 1997-1/NA – Calcul géotechnique, 2006.
Fascicule 62-Titre V – Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, septembre 1993.
DTU 13.2 Travaux de bâtiment – Travaux de fondations profondes pour le bâtiment.

Partie 2 Cahier des clauses spéciales (normes P11-212 et NF P11-212-2).
DTU 13.1 – Règles pour le calcul des fondations superficielles (norme DTU P11-711).
FEM 1005 – Recommandations pour le calcul des structures de grues à tour hors service. Fédération européenne de manutention, novembre 2003.

Afnor NF EN 13001 – Appareils de levage à charges suspendues – Conception générale
CNAMTS – Recommandations R 406. Prévention du risque de renversement des grues à tour sous l'effet du vent. Caisse nationale d'assurance maladie pour la protection des travailleurs salariés, juin 2004.

Annexe 1 : Calcul approché de la décomposition des charges avec six cas de charge

Certains fournisseurs donnent uniquement un tableau de réaction à la base de la grue selon trois cas en service et trois cas hors service (Tableau V).

La symétrie des réactions des cas 1 et 3 (en service) permet de conclure que le vent est parallèle à la flèche. Le contraire permet de conclure que le vent est perpendiculaire à la flèche (cas 2). Toutefois, avec ce tableau, on ne peut pas différencier l'effet horizontal du freinage de celui du vent.

Par comparaison des moments de renversement des cas 3 et 3', on peut reconstituer l'effet moteur du vent (M_{V3} et $M_{V3'}$) et des charges d'exploitation (M_Q) ainsi que l'effet résistant des charges permanentes (M_{CP}), grâce à l'analyse du moment autour de l'axe perpendiculaire à la flèche et avec deux hypothèses :

- sur la valeur de $H_{V3'}/H_{V3}$: $b = M_{V3'}/M_{V3} = H_{V3'}/H_{V3} = 4$;
- sur le rapport entre M_{CP} et M_Q : $M_{CP} = -M_Q / 2$.

Cela conduit aux estimations suivantes :

- cas 3' : $M_{3'} = M_{V3'} + M_{CP} = M_{V3'} - 0,5 \times M_Q$ avec $M = (R_{max} - R_{min}) \times e$;
- cas 3 : $M_3 = M_{V3} + M_Q + M_{CP} = M_{V3} / 4 + 0,5 \times M_Q$;
- $M_{V3'} = (M_{3'} + M_3) / 1,25$;
- $M_{V1} = M_{V3} / 4$;
- $M_Q = 2 \times (M_{V3} - M_{3'})$;
- $M_{CP} = -0,5 \times M_Q$.

Ce n'est qu'une proposition d'approche de calcul. Il est important de remarquer que si on connaissait M_{CP} et M_Q , on n'aurait pas à faire les deux hypothèses précitées.

Application numérique :

$$e = 6 \text{ m}$$

$$M_{V3'} = [(870 - 104) + (823 - 217)] \times 6 / 1,25 = 6\,693 \text{ kNm} ;$$

$$M_{V3} = 6\,693 / 4 = 1\,521 \text{ kNm} ;$$

$$M_Q = 2 \times [6\,693 - (870 - 104) \times 6] = 2 \times (6\,693 - 4\,596) = 4\,193 \text{ kNm} ;$$

$$M_{CP} = -M_Q / 2 = -2\,097 \text{ kN}.$$

Annexe 2 : Calcul approché de la décomposition des charges avec neuf cas de charge

Certains fournisseurs indiquent uniquement un tableau de réaction à la base de la grue selon six cas en service et trois cas hors service (Tableau VI).

Par comparaison des efforts horizontaux des cas A et B, on peut procéder à la décomposition horizontale suivante :

- effet du freinage en cas de grue sur voie ;
- H_Q = effort perpendiculaire à la flèche dans le cas B : 1,1 t ;
- effet du vent ;
- H_{V1} = effort parallèle à la flèche dans le cas B = 3,4 t ;
- NB (cas B) : 4,4 = 1,1 + 3,4 t.

Par comparaison des moments de renversement des cas G, A et D, on peut reconstituer l'effet moteur du vent (M_{V1} et M_{V3}) et des charges d'exploitation (M_Q) ainsi que l'effet résistant des charges permanentes (M_{CP}), grâce à l'analyse du moment autour de l'axe perpendiculaire à la flèche, en supposant que le moment du vent est proportionnel à la valeur de l'effort horizontal de celui-ci :

TABLEAU V Exemple de données pour six cas de charge.
Example of data for six load cases.

Zone de vent E10/D50								
écartement 6 m								
Coin	en service réaction par coin (kN), MD = 396 kNm				hors service réaction par coin (kN), MD = 0 kNm			
	Position de la flèche				Position de la flèche			
	1	2	3	Force H	1'	2'	3'	Force H
A	520	777	217	64	399	870	104	202
B	953	870	823		1 150	870	870	
C	520	264	823		399	104	870	
D	87	171	217			104	104	

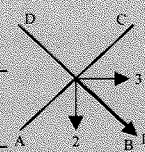
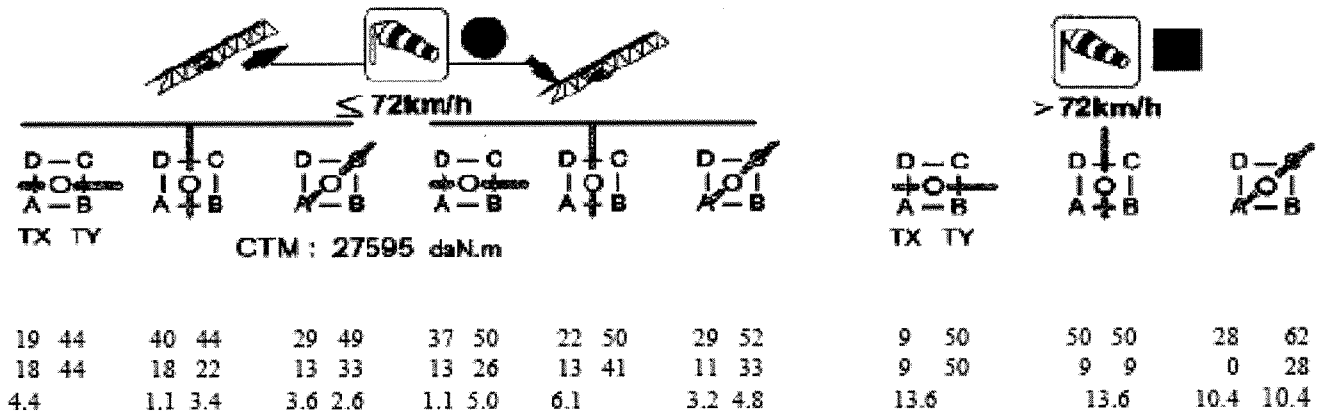


TABLEAU VI Exemple de données pour neuf cas de charge.
Example of data for nine load cases.

Grue en service			Grue en service			Grue hors service		
Vent parallèle à la flèche			Vent perpendiculaire à la flèche			Vent parallèle à la flèche		
A	B	C	D	E	F	G	H	I



- cas G : $M_G = M_{V3} - M_{CP}$ avec $M_G = (R_{max} - R_{min}) \times e$;
 - cas A : $M_A = M_{V1} + M_Q - M_{CP}$ avec $M_A = (R_{max} - R_{min}) \times e$;
 - cas D : $M_D = M_Q - M_{CP}$ avec $M_D = (R_B - R_A) \times e$;
- e est la distance entre les appuis. On en déduit alors :
- $M_{V1} = M_A - M_D$;
 - $M_{V3} = M_{V1} \times (H_{V3} / H_{V1})$;
 - $M_{CP} = H_{V3} / H_{V1} \times (M_A - M_D) - M_G$;
 - $M_Q = M_D + M_{CP}$

Ce n'est qu'une proposition d'approche de calcul. Il est important de remarquer que si on connaissait M_{CP} et M_Q , on n'aurait pas à faire les deux hypothèses précitées.

Application numérique :

$e = 6 \text{ m}$
 $Q = (9 + 50) \times 2 = 118 \text{ t}$; d'où une moyenne par appui de 29,5 t ;
 $H_{V3} / H_{V1} = 13,6 / 3,4 = 4$;
 $M_{V1} = [(44 - 19) - (50 - 37)] \times 6 = 72 \text{ tm}$;
 $M_{V3} = 72 \times 4 = 288 \text{ tm}$;
 $M_{CP} = 288 - (50 - 9) \times 6 = 42 \text{ tm}$;
 $M_Q = 6 \times (50 - 37) + 42 = 120 \text{ tm}$.

Dans le calcul à l'ELU, pour le cas G (hors service), $TC = M / (2 \times 6)$. On ne peut majorer le moment M_{V3} que par 1,36 pour que les réactions aux points D et A soient juste supérieures à 0 sinon la grue bascule :

$$29,5 + (M_{CP} - M_{V3} \times 1,36) / (2 \times 6) = 0$$

Modélisation physique de pieux hélicoïdaux mis en place dans du sable

**C. DE HOLLANDA
CAVALCANTI TSUHA
N. AOKI**

*Department of Geotechnics
São Carlos School
of Engineering
University of São Paulo
Av. Trabalhador
Saocarlense, 400
São Carlos – SP – CEP
13566-590 Brazil
crishc@terra.com.br
nelson, aoki@uol.com.br*

G. RAULT, L. THOREL

*Section mécanique des sols
et centrifugeuse
Laboratoire Central
des Ponts et Chaussées
BP 4129
44341 Bouguenais Cedex
France
Gerard.Rault@lcpc.fr
Luc.Thorel@lcpc.fr*

J. GARNIER

*Division reconnaissance
et mécanique des sols
Laboratoire Central
des Ponts et Chaussées
BP 4129
44341 Bouguenais Cedex
France
Jacques.Garnier@lcpc.fr*

Résumé

Une relation théorique entre la charge d'arrachement et le couple nécessaire à la mise en place de pieux hélicoïdaux dans un massif de sable a été vérifiée expérimentalement en centrifugeuse. Des pieux modèles avec plusieurs configurations d'hélices (nombre et diamètre) ont été installés puis arrachés dans des massifs de sable reconstitués. Des essais de cisaillement d'interface ont été effectués afin de compléter cette recherche. La comparaison entre les résultats théoriques et les résultats expérimentaux est détaillée et montre un bon accord. On a aussi comparé les résultats obtenus par cette modélisation en centrifugeuse avec des résultats d'essais sur pieux en vraie grandeur mis en place dans un silt sableux, et les deux sont du même ordre de grandeur. En plus, pour identifier le mécanisme de rupture de ce type de fondation dans du sable, on a réalisé des essais d'arrachement sur des pieux modèles installés à 1g dans un massif préparé avec des couches de sable colorées.

Mots-clés : modélisation physique, centrifugeuse, pieux hélicoïdaux, résistance à l'arrachement, couple d'installation, angle de frottement à l'interface, sable.

Physical modelling of helical pile anchors installed in sand

Abstract

A theoretical relationship between the uplift capacity and the installation torque of helical piles anchors in sand was verified using centrifuge modelling. Model piles with different dimensions (number of helices and diameter) were tested (pile installation and pull-out tests) in reconstituted sand samples. Direct shear interface tests were conducted to complement this research. A comparison between theoretical and experimental results is presented, and the results show good agreement. Also, the results of this centrifuge modelling were compared to the test results on full-scale piles installed in sandy silt, and both have the same order of magnitude. In addition, pull-out tests on piles installed at 1 g in container prepared with layers of colored sand were conducted to identify the mechanism of rupture of this type of foundation in sand.

Key words: physical modelling, centrifuge, helical pile, uplift capacity, installation torque, interface friction angle, sand.

Introduction

Les pieux hélicoïdaux sont utilisés comme fondations pour les tours et les pylônes autoportants ou haubanés. Ils sont constitués d'une tige métallique de section circulaire avec hélice soudée (une ou plusieurs). Le diamètre des hélices est choisi en considérant la capacité portante du sol et la charge de l'ouvrage à supporter. Ce type de pieu est installé par rotation dans le sol (vissage) à l'aide de moteurs hydrauliques montés sur un équipement léger. Des corrélations empiriques entre le couple appliqué pendant l'installation et la capacité portante du pieu sont habituellement utilisées pour contrôler sa mise en place. Il est enfoncé jusqu'à ce que la valeur du couple appliqué ait atteint un seuil particulier. Différentes relations théoriques entre la charge d'arrachement et le couple nécessaire pour le fonçage des pieux vissés ont été rapportés dans la littérature géotechnique (Narasimha Rao *et al.*, 1989 ; Ghaly *et al.*, 1991 ; Ghaly et Hanna, 1991 ; Perko, 2000).

Tsuha (2007) a proposé une méthode théorique simplifiée pour estimer la charge d'arrachement des pieux hélicoïdaux dans du sable à partir du couple mesuré à la fin de l'installation. Une approche expérimentale basée sur la modélisation physique en centrifugeuse au LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) à Nantes, a apporté un ensemble de résultats qui permettent de valider cette relation. Les modèles réduits de pieux hélicoïdaux ont été installés dans les massifs de sable reconstitués à deux densités différentes. Les essais de chargement ont été opérés dès la fin de la mise en place des pieux. Comme le couple appliqué au cours de l'installation du pieu dépend de la résistance de frottement entre l'hélice et le sol environnant, des essais de cisaillement d'interface caractérisant le contact entre la lame d'hélice et le sable ont été réalisés pour compléter ce travail.

Pour vérifier cette modélisation en centrifugeuse, on a comparé les résultats avec ceux obtenus sur pieux en vraie grandeur, semblables aux modèles utilisés pour cette investigation.

De plus, pour observer qualitativement la surface de rupture dans le massif de sable après l'arrachement des pieux hélicoïdaux, on a réalisé un conteneur préparé avec des couches de sable colorées (sable de même nature coloré avec une pigmentation bleue) intercalées régulièrement entre des couches de sable blanc.

Relation théorique

La vérification de la relation proposée par Tsuha (2007) entre le couple et la charge d'arrachement correspondant aux hélices des pieux hélicoïdaux dans un massif de sable, s'appuie sur la géométrie de la figure 1 qui montre la distribution du couple d'installation et de la charge d'arrachement du pieu hélicoïdal avec trois hélices.

La charge d'arrachement Q_u (Fig. 1) est définie par :

$$Q_u = Q_h + Q_s \quad (1)$$

où Q_u est la charge d'arrachement ; Q_h , la charge d'arrachement relative aux hélices et Q_s , la résistance par frottement latéral sur la tige du pieu.

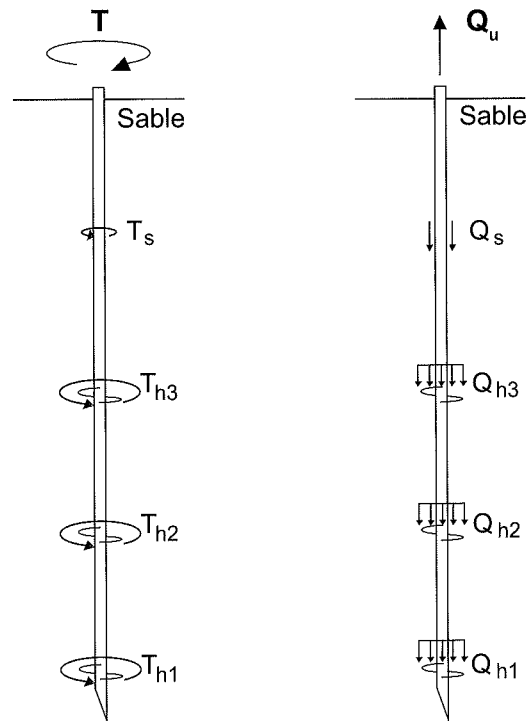


FIG. 1 Distribution du couple d'installation et de la charge d'arrachement du pieu.

Distribution of pile installation torque and uplift forces.

La charge d'arrachement relative aux hélices Q_h est décrite par :

$$Q_h = \sum_{i=1}^N Q_{hi} \quad (2)$$

où Q_{hi} représente la charge d'arrachement relative à l'hélice i , indice variant de 1 à N , et N , le nombre d'hélices.

Le couple nécessaire à l'installation des pieux hélicoïdaux T est donné par :

$$T = T_h + T_s \quad (3)$$

où T est le couple d'installation ; T_h , le couple d'installation repris par les hélices et T_s , le couple d'installation repris par frottement latéral.

La part du couple d'installation reprise par les hélices T_h est définie par :

$$T_h = \sum_{i=1}^N T_{hi} \quad (4)$$

où T_{hi} désigne la portion du couple d'installation reprise par l'hélice i .

La relation proposée entre la charge d'arrachement relative aux hélices Q_h et le couple d'installation repris par les hélices T_h , à la fin de la mise en place des pieux vissés dans un massif de sable, est fondée sur le mécanisme physique fréquemment utilisé pour une vis de transmission (trouvée dans la littérature relative au calcul d'éléments de machines) mais adapté aux pieux hélicoïdaux. Dans cet arrangement (Fig. 2), l'hélice du pieu est équivalente à une hélice de la vis (filet), le sable à l'écrou, l'angle de frottement entre l'hélice du pieu et le sable voisin δ_p à l'angle de frottement entre la vis et l'écrou, la charge à déplacer (W) à la charge d'arrachement relative aux hélices (Q_h), et le couple nécessaire pour tourner la vis contre la charge (T) au couple d'installation repris par les hélices (T_h).

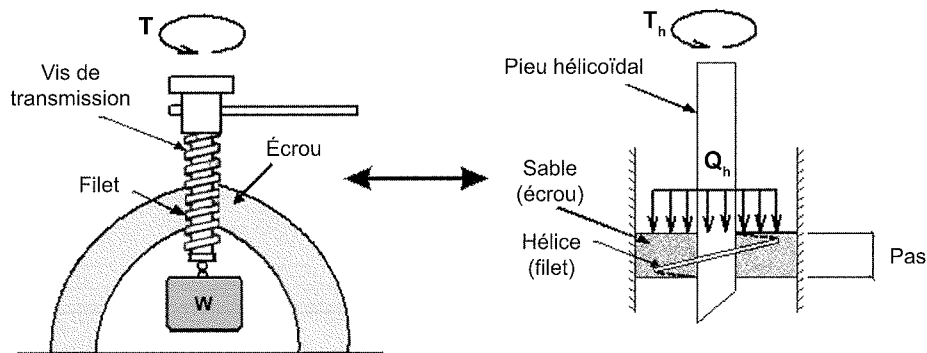


FIG. 2 Adaptation du mécanisme de la vis de transmission au pieu hélicoïdal dans du sable.
Adjustment of the power screw mechanism to helical pile.

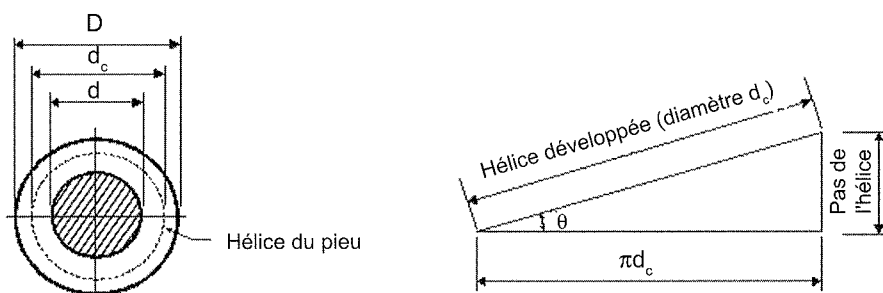


FIG. 3 Hélice du pieu hélicoïdal.
Pile helical plate.

L'équation obtenue à partir du mécanisme montré à la figure 2, pour déterminer la charge d'arrachement relative aux hélices Q_h à partir du couple d'installation repris par les hélices T_h est la suivante :

$$Q_h = \frac{2T_h}{d_c \cdot \tan(\theta + \delta_r)} \quad (5)$$

où d_c est le diamètre du cercle correspondant à la surface de l'hélice où les forces sont concentrées pendant l'installation du pieu (équation 6 et figure 2) ; θ , l'angle de l'hélice formé avec l'horizontale au diamètre d_c (équation 7 et figure 3) et δ_r , l'angle de frottement résiduel à l'interface entre l'hélice et le sable :

$$d_c = \frac{2}{3} \left[\frac{D^3 - d^3}{D^2 - d^2} \right] \quad (6)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{p}{\pi d_c} \right) \quad (7)$$

où D est le diamètre de l'hélice ; d, le diamètre de la tige et p, le pas de l'hélice au diamètre d_c .

3

Validation expérimentale au moyen d'un modèle centrifugé

3.1

Dispositif expérimental

La modélisation physique en centrifugeuse est une alternative expérimentale qui permet la réalisation d'essais sur différents modèles de pieux hélicoïdaux dans le même massif (dont les propriétés sont connues). Ces essais ont pour justification première de recréer au sein du corps d'épreuve, qui sera, si possible, construit à chaque fois à partir des mêmes matériaux que le prototype, le même champ de forces de masse que dans l'ouvrage en vraie grandeur (Corté, 1989). Des relations de similitudes permettent de relier le modèle réduit à un ouvrage en vraie grandeur « prototype » correspondant (Garnier *et al.*, 2007).

Les essais ont été réalisés sur la centrifugeuse du LCPC (Garnier *et al.*, 1999).

Trois types de modèles réduits de pieux ont été réalisés avec ou sans hélices (Fig. 4) de façon à estimer la part du couple et de la charge reprise par les hélices seules. Les modèles de pieux hélicoïdaux sont composés d'une ou plusieurs hélices soudées sur une même

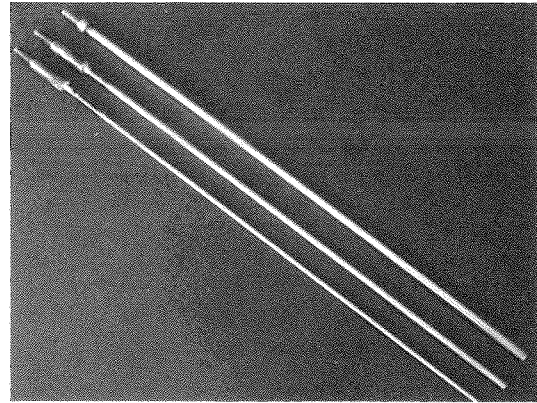
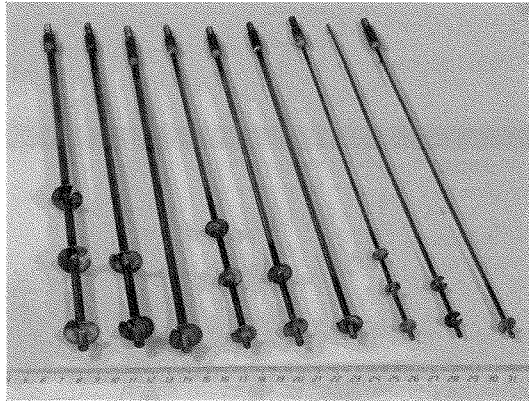


FIG. 4 Modèles de pieux avec et sans hélices.
Model piles with and without helical plates.

TABLEAU I Dimensions des pieux modèles (M) et prototype (P).
Model (M) and prototype (P) pile dimensions.

Modèle de pieu	Nombre d'hélices	Diamètre tige d_M (d_P) (mm)	Diamètre hélice D_M (D_P) (mm)	Pas de l'hélice p_M (p_P) (mm)	Distance entre la première hélice et la pointe h_{bM} (h_{bP}) (mm)	Fiche prototype (m)
1	1	3,0 (64,3)	10 (214)	3,0 (64,3)	10 (214)	3,1
2	2	3,0 (64,3)	10 (214)	3,0 (64,3)	10 (214)	3,1
3	3	3,0 (64,3)	10 (214)	3,0 (64,3)	10 (214)	3,1
4	1	4,5 (97,7)	15 (326)	3,2 (69,5)	10 (217)	4,6
5	2	4,5 (97,7)	15 (326)	3,2 (69,5)	10 (217)	4,6
6	3	4,5 (97,7)	15 (326)	3,2 (69,5)	10 (217)	4,6
7	1	6,0 (132)	20 (440)	3,5 (77)	10 (220)	6,2
8	2	6,0 (132)	20 (440)	3,5 (77)	10 (220)	6,2
9	3	6,0 (132)	20 (440)	3,5 (77)	10 (220)	6,2
10	-	3,0 (64,3)	-	-	-	3,1
11	-	4,5 (97,7)	-	-	-	4,6
12	-	6,0 (132)	-	-	-	6,2

TABLEAU II Propriétés du sable utilisé.
Sand properties.

Massif	Propriété	Valeur
Conteneur 1	Poids volumique	15,46 kN/m ³
	Indice de densité I_D	56 %
	Angle de frottement	31 degrés
Conteneur 2	Poids volumique	16,30 kN/m ³
	Indice de densité I_D	85 %
	Angle de frottement	41 degrés

tige à intervalle de trois fois le diamètre de l'hélice. Quels que soient le nombre et le type d'hélice, tous les pieux modèles ont une longueur de 355 mm. Douze modèles différents de pieux ont été réalisés (tableau I et figure 5). Compte tenu des fiches différentes selon le modèle de pieu, les échelles de réduction correspon-

dant aux trois types de modèles sont 1/21,44, 1/21,71 et 1/22.

Les massifs ont été reconstitués avec du sable de Fontainebleau, par pluviométrie automatique dans l'air, dans des conteneurs rectangulaires rigides (1 200 mm × 800 mm × 360 mm). Deux densités différentes ont été retenues (Tableau II).

3.2

Procédure d'essais à la centrifugeuse

Après installation du conteneur dans la centrifugeuse, chaque pieu modèle a été mis en place dans le sable, en vol à 22 g, au moyen du dispositif présenté (Figs. 6 et 7), par fonçage puis vissage. La vitesse de rotation de l'hélice reste constante à 5,7 tr/minute et la vitesse de fonçage est adaptée au pas du pieu hélice à mettre en place. Les profondeurs finales des pieux modèles installés dans le massif varient avec le diamètre de l'hélice (Fig. 5). Pendant le fonçage, les mesures de couple, déplacement, vitesse de fonçage et force sur les pieux

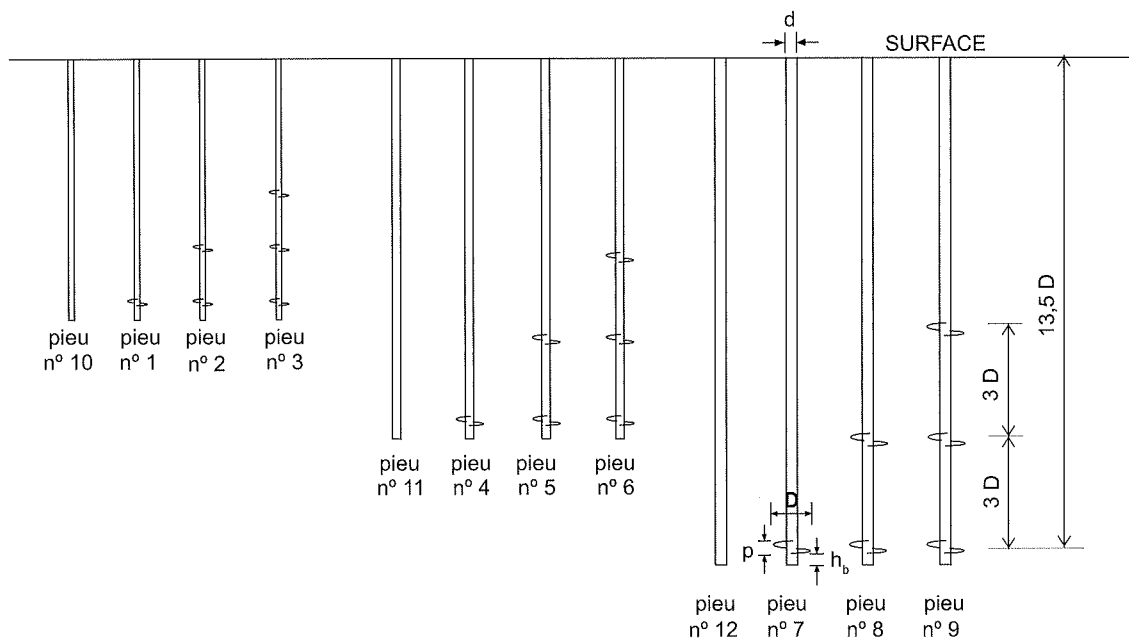


FIG. 5 Pieux modèles installés dans le massif.
Model piles embedded in the sand sample.

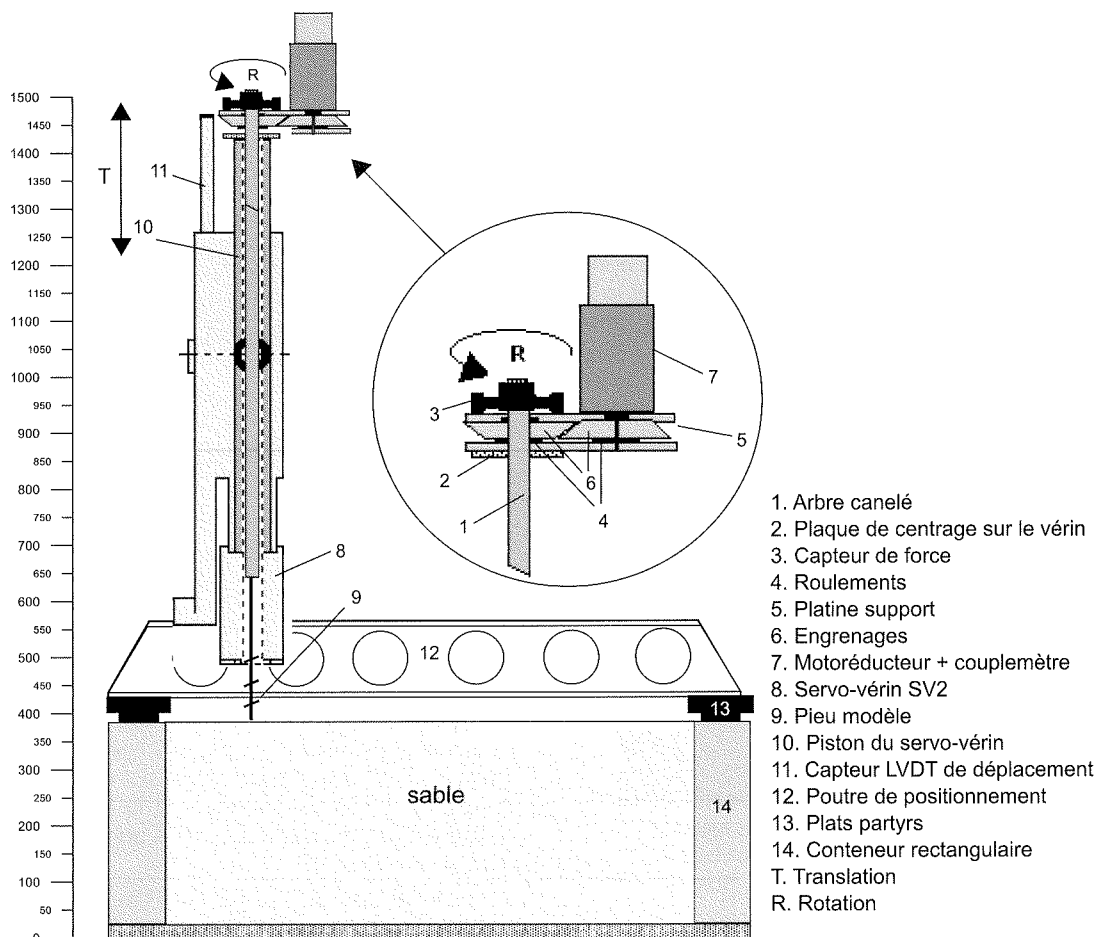


FIG. 6 Dispositif d'essai positionné sur le conteneur.
Test apparatus placed on the container.

sont enregistrées par le système d'acquisition de données embarqué en centrifugeuse (Thorel *et al.*, 2008).

Le chargement du pieu à hélice est opéré dès la fin de la mise en place. Une courte période d'attente est

observée (1 minute) entre les phases de placement et d'arrachement afin de s'assurer de la relaxation d'efforts résiduels de fonçage. L'arrachement est alors enchaîné à vitesse constante (1 mm/s).

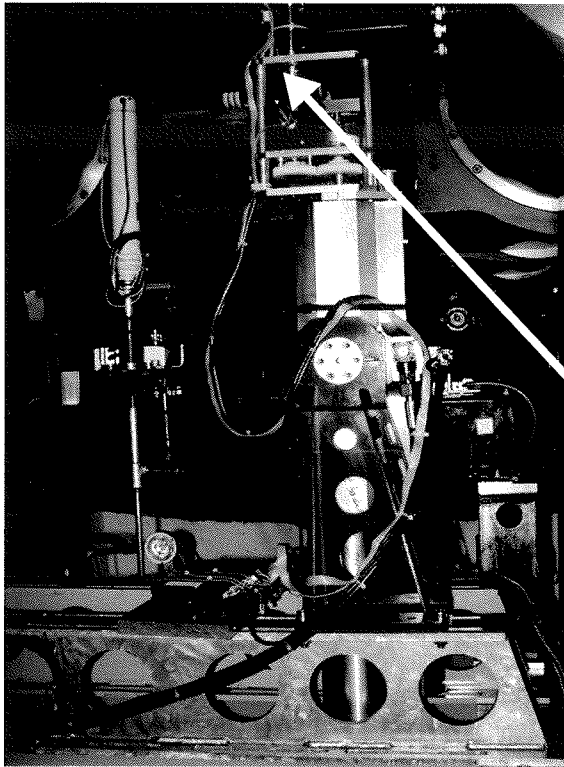
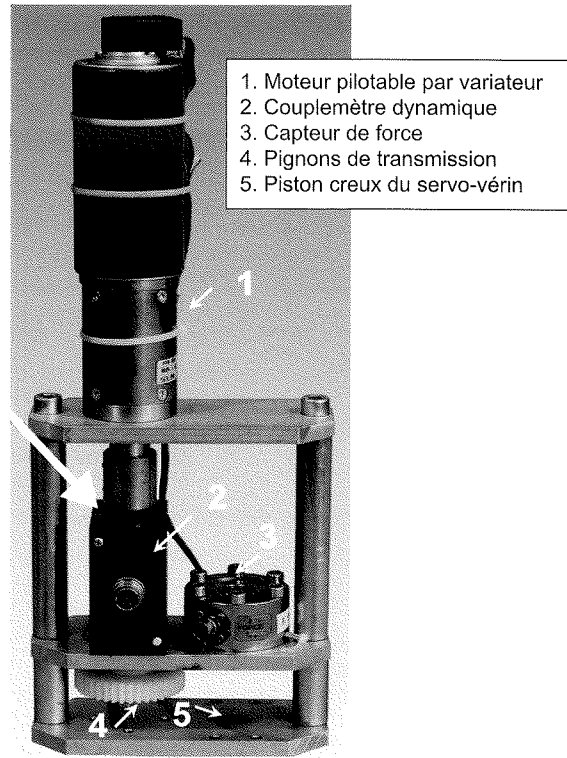


FIG. 7 Photographie du dispositif d'essai.
Photography of the test apparatus.



3.3

Essais à la boîte de cisaillement

Pour valider l'équation (5) du modèle théorique, des essais à la boîte de Casagrande ont été réalisés afin de déterminer l'angle de frottement d'interface δ_r entre la matière des hélices des pieux modèles et le sable utilisé pour la reconstitution des massifs lors des essais dans la centrifugeuse. Les hélices des pieux modèles (Fig. 8) sont des disques d'acier percés au diamètre de la tige centrale et soudés par brasure (soudure à base de cuivre-laiton) dont la surface représente 50 % de la surface totale de l'hélice.

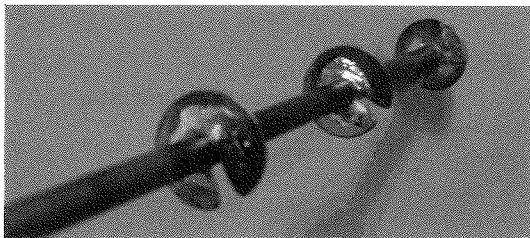


FIG. 8 Surface des hélices du pieu modèle.
Helical plate surfaces of the model pile.

Les essais de cisaillement ont été réalisés alternativement avec des échantillons d'acier ou de laiton dans la demi-boîte inférieure. Les valeurs de δ_r obtenues pour chaque nature de matériau sont présentées dans le tableau III. Une valeur moyenne est calculée pour chaque valeur de densité sur la base de la répartition surfacique de la brasure.

La vérification de la formulation (5) utilise la valeur moyenne obtenue δ_r .

TABLEAU III

Angle de frottement résiduel à l'interface entre l'hélice et le sable.

Residual interface friction angle between helical plate material and sand samples.

Interface	Angle de frottement résiduel à l'interface (δ_r) (degrés)	
	Sable ($I_D = 56\%$)	Sable ($I_D = 85\%$)
Acier	10,4	14,0
Laiton	10,8	16,2
Moyenne	10,6	15,1

3.4

Résultats et discussion

Les résultats des essais en centrifugeuse convertis en prototype (vraie grandeur) sont présentés dans le tableau IV. Pour l'estimation du couple, on a retenu la valeur moyenne mesurée à la fin du vissage. Pour la charge d'arrachement, on a adopté la valeur de pic (valeur maximale).

Les valeurs de couple à la fin du fonçage et de la charge d'arrachement des pieux 10, 11, 12 sans hélice (Fig. 5) correspondent au frottement latéral sur les tiges des pieux 1 à 9 mobilisé pendant l'installation et l'arrachement des pieux (T_s et Q_s).

Les valeurs du couple d'installation repris par les hélices T_h et de la charge d'arrachement relative aux hélices Q_h ont été obtenues par la différence entre les résultats des essais des pieux avec hélices et des pieux sans hélice, avec les mêmes diamètres de tige et profondeur d'installation.

La figure 9 (résultats convertis en prototype) montre les variations du couple nécessaire pour le fonçage des pieux 1, 2, 3 et 10 enregistrées lors de l'installation dans le massif de sable dense (conteneur 2).

La figure 10 permet d'estimer la part reprise par les hélices seules, déduction faite du frottement mesuré sur le fût du pieu sans hélice.

Les valeurs de T_h (Tableau IV) et de δ_r (Tableau III) sont introduites dans l'équation (5) pour obtenir les valeurs de Q_h présentées dans le tableau IV. On constate que les résultats du couple d'installation repris par les hélices T_h et de charge d'arrachement relative aux hélices Q_h des pieux hélicoïdaux sont fortement influencés par la densité du massif.

La figure 11 montre la comparaison entre les valeurs calculées et les résultats expérimentaux de la charge d'arrachement relative aux hélices Q_h (transformées en prototype). La résistance Q_h calculée est obtenue par la relation (5) à partir du couple mesuré lors de l'installation des pieux. On observe une bonne concordance entre les valeurs théoriques et les résultats expérimentaux obtenus sur les modèles réduits testés en centrifugeuse.

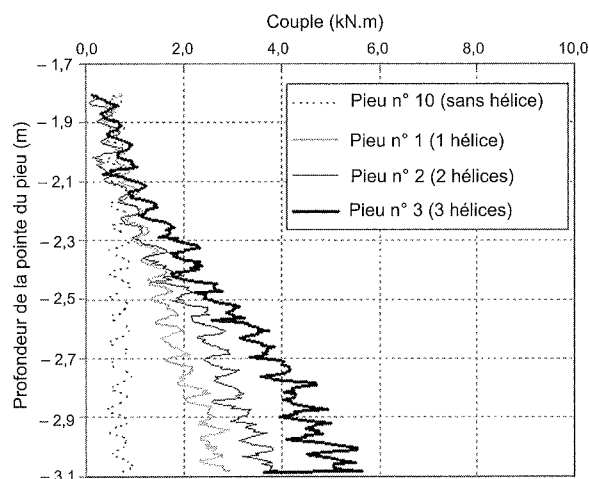


FIG. 9 Exemple de couple mesuré pendant l'installation du pieu hélice en fonction de la profondeur (pieux modèles n°s 1, 2, 3 et 10 installés dans le conteneur 2 (valeurs en prototype)).

Example of the measured torque during helical pile installation versus depth (model piles n°s 1, 2, 3 and 10 in the container 2 (prototype values)).

TABLEAU IV Résultats des essais en centrifugeuse (convertis en prototype).
Centrifuge tests results (prototype values).

Massif	Pieux modèles n°	Couple d'installation repris par les hélices T_h (kN.m)	Charge d'arrachement relative aux hélices Q_h (kN)
Conteneur 1 (densité = 15,46 kN/m ³)	1	0,3	14
	2	0,4	19
	3	1,0	43
	4	1,6	46
	5	3,2	83
	6	3,3	112
	7	4,1	69
	8	4,9	108
	9	5,3	150
Conteneur 2 (densité = 16,30 kN/m ³)	1	1,9	60
	2	2,8	88
	3	4,1	116
	4	7,7	177
	5	12,5	234
	6	10,7	275
	7	22,4	413
	8	35,1	475
	9	35,1	475

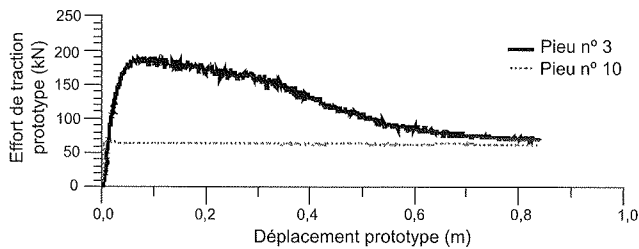


FIG. 10 Effort de traction x déplacement des pieux modèles n° 3 (avec hélice) et n° 10 (sans hélice) installés dans le conteneur 2.
Tension force x displacement of the model piles n° 3 (with helical plates) and n° 10 (without helical plates) in the container 2.

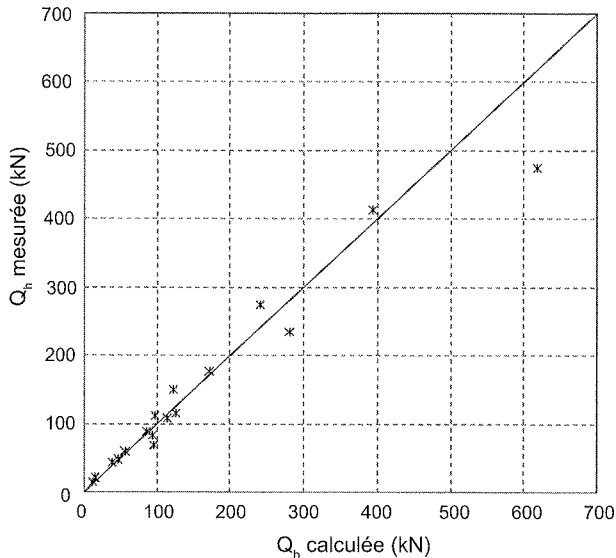


FIG. 11 Comparaisons entre les valeurs calculées et mesurées de la charge d'arrachement relative aux hélices Q_h (en données prototypes).
Comparison of predicted and measured uplift helix bearing capacities Q_h (prototype values).

Comparaisons avec des essais sur pieux en vraie grandeur

Tsuha (2007) a réalisé des essais d'arrachement (Fig. 12) sur quatre pieux hélicoïdaux (un pieu avec deux hélices et trois pieux avec trois hélices) mis en place dans un silt sableux moyennement compact. A Contagem (Brésil), la valeur N d'essais de pénétration standard (SPT) moyenne mesurée à la profondeur des hélices est de 25 coups pour une pénétration de 30 cm. Les pieux sont de taille et de fiche semblables aux modèles 5 et 6 testés en centrifugeuse pour cette recherche (Tableau V).

La comparaison entre les résultats acquis des essais en centrifugeuse sur les pieux modèles 5 et 6 (Tableau I) et les résultats déduits des essais en vraie grandeur est présentée dans le tableau V. Bien que les deux groupes de pieux (modélisés en centrifugeuse et expérimentés en vraie grandeur) ont été mis en place dans plusieurs massifs et à des profondeurs différentes, les résultats (sur pieu avec le même nombre d'hélices) sont du même ordre de grandeur.

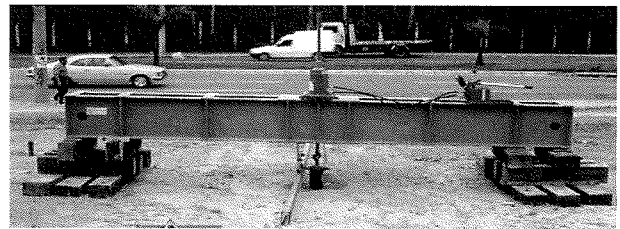


FIG. 12 Essais d'arrachement sur pieu hélicoïdal en vraie grandeur.
Uplift test of a full-scale helical pile.

TABEAU V Comparaison entre les résultats des essais en centrifugeuse (convertis en prototype) et des essais en vraie grandeur.
Comparison between centrifuge tests results (prototype values) and full-scale tests results.

Essais d'arrachement	Pieu	Nombre d'hélices	Diamètre hélice (mm)	Fiche (m)	Charge d'arrachement relative aux hélices Q_h (kN)
Centrifugeuse (Conteneur 1) sable $I_D = 56\%$	5	2	326 et 326	4,6	83
	6	3	326, 326 et 326	4,6	112
Centrifugeuse (Conteneur 2) sable $I_D = 85\%$	5	2	326, 326 et 326	4,6	234
	6	3	326, 326 et 326	4,6	275
Vraie grandeur (silt sableux moyennement compact)	1V	2	305 et 356	5,6	180
	2V	3	254, 305 et 305	5,5	168
	3V	3	254, 305 et 305	5,9	260
	4V	3	254, 305 et 356	5,9	227

Essai d'arrachement dans du sable avec des couches colorées

Il était intéressant de visualiser les lignes de rupture autour des hélices après essais d'arrachement. Cette approche qualitative doit permettre de confirmer le type de comportement.

Pendant la phase de remplissage du conteneur, les pieux modèles sont maintenus verticalement dans le conteneur par des fils en nylon de très faible épaisseur de façon à assurer une pré-fiche. Le sable de Fontainebleau (identique à celui utilisé pour les essais en centrifugeuse avec $I_p = 85\%$), est mis en place par séquences consécutives de pluviations interrompues après chaque dépôt de 20 mm d'épaisseur. La surface est alors nivelée et une fine couche de sable coloré est saupoudrée. La séquence suivante est alors enchaînée jusqu'au remplissage final du conteneur. Pour ces essais, seuls les pieux avec hélices de diamètre 20 mm (pieux 7, 8 et 9 de la figure 5) ont été utilisés pour s'assurer d'une meilleure sensibilité des phénomènes à observer.

Ces essais d'arrachement ont été réalisés sur des pieux installés à 1 g dans un massif de sable non saturé. Après mise en place par rotation du pieu hélice, l'essai d'arrachement est pratiqué en limitant volontairement le déplacement vertical à quelques millimètres ; les pieux sont alors maintenus dans cette position pendant la saturation du massif de sable par la base. Après un essorage lent, il est possible de découper verticalement le massif sans perturber sa tenue ; le découpage laisse apparaître les couches colorées déformées par les ruptures locales.

On observe sur la figure 13 que la couche de sable colorée (1) directement située au dessus de l'hélice est affectée par celle-ci, mais ni la couche intermédiaire (2) ni la troisième (3) ne sont affectées. Ces observations confirment les travaux de Adams et Klym (1972), qui ont affirmé que, lors de l'arrachement d'un pieu hélicoïdal multi-hélices, chaque hélice se comporte de façon indépendante à la condition que l'espacement vertical entre deux hélices soit au moins égal à deux fois le diamètre de l'hélice inférieure. En plus, ce résultat qualitatif valide également l'hypothèse retenue (équation 2) pour le modèle proposé, où la charge d'arrachement relative aux hélices Q_h est la somme des capacités individuelles de chaque hélice.

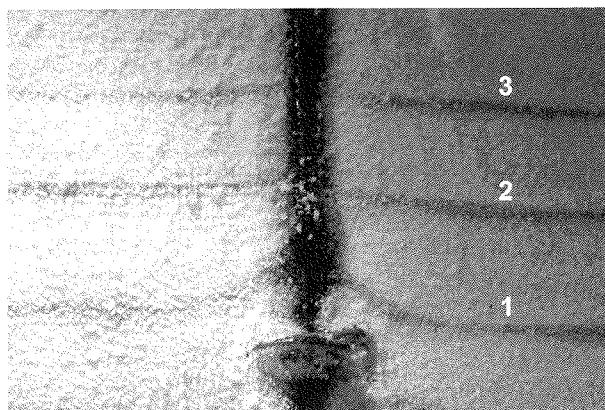


FIG. 13 Photographie du massif de couches colorées découpé après l'essai d'arrachement. Photography of the sand sample cut after pull-out test.

Conclusion

Cette approche expérimentale réalisée en centrifugeuse a fourni des données essentielles pour la vérification d'une méthode de calcul de la charge d'arrachement relative aux hélices des pieux hélicoïdaux dans du sable à partir du couple mesuré en fin d'installation. La comparaison entre valeurs mesurées et calculées valide la relation théorique proposée qui permet une excellente prévision de la résistance des pieux.

La relation entre le couple de fonçage et la résistance à l'arrachement mobilisés par les hélices s'avère valide quel que soit le nombre d'hélices (jusqu'à 3 avec une distance minimale entre les hélices égale à 3D) et leur diamètre (entre 21 et 44 cm).

Les essais d'arrachement des pieux modèles réalisés dans le conteneur préparé avec des couches intermédiaires de sable coloré ont montré que la zone d'influence de l'hélice se limite à une distance inférieure ou égale à deux fois le diamètre l'hélice.

L'ordre de grandeur des résultats obtenus par la modélisation physique en centrifugeuse est comparable aux essais réalisés sur pieux hélicoïdaux à l'échelle réelle.

Bibliographie

- Adams J.I., Klym T.W. – A study of anchors for transmission tower foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 9, n° 1, 1972, p. 89-104.
- Corté J.-F. – L'essor de la modélisation en centrifugeuse en géotechnique. *Revue française de géotechnique*, n° 48, 1989, p. 7-13.
- Garnier J., Derckx F., Cottineau L.M., Rault G. – Études géotechniques sur modèles réduits centrifugés – Évolution des matériels et techniques expérimentales. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 223, 1999, p. 27-50.
- Garnier J., Gaudin C., Springman S.M., Culligan P.J., Goodings D., Konig D., Kutter B., Phillips R., Randolph M.F., Thorel L. – Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling. *Int. J. Physical Modelling in Geotechnics*, vol. 7, n° 3, 2007, p. 1-24.
- Ghaly A., Hanna A. – Experimental and theoretical studies on installation torque of screw anchors. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 28, n° 3, 1991, p. 353-364.
- Ghaly A., Hanna A., Hanna M. – Installation torque of screw anchors in sand. *Soils and Foundations*, vol. 31, n° 2, 1991, p. 77-92.
- Narasimha Rao, S., Prasad, M.D., Shetty, M.D., Joshi, V.V. – Uplift capacity of screw pile anchors. *Geotechnical Engineering*, vol. 20, n° 2, 1989, p.139-159.
- Perko H.A. – Energy method for predicting the installation torque of helical foundations and anchors. *New Technological and Design Developments in Deep Foundation Technologies*, ASCE, 2000, p. 342-352.
- Thorel L., Rault G., Garnier J., Murillo C., Gaudicheau P., Néel A., Favraud C. – Mesures en macrogravité sur modèles réduits d'ouvrages. *Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées*, n° 272-273, spécial Métrologie, 2008, p. 93-131.
- Tsuha C.H.C. – *Theoretical model to control on site the uplift capacity of helical screw piles embedded in sandy soil*. Ph. D. thesis, Department of Geotechnics, São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, Brazil, 2007.

Analyse et dimensionnement fiabilistes des fondations superficielles filantes avec ou sans prise en compte des efforts sismiques pseudo-statiques

**D. YOUSSEF ABDEL
MASSIH**

CNRS libanais
Centre de recherches
géophysiques
Bhannes, Liban
dalia@cnrs.edu.lb

A.-H. SOUBRA

Institut de recherche
en génie civil et mécanique
Université de Nantes
Bd de l'Université, BP 152
44603 Saint-Nazaire Cedex
Abed.soubra@univ-nantes.fr

Résumé

Cet article présente une approche fiabiliste pour l'analyse et le dimensionnement d'une fondation superficielle filante, située ou non dans une zone sismique. Pour une fondation soumise à un chargement vertical centré et en l'absence d'efforts sismiques, le mode de rupture par poinçonnement du sol est étudié. Cependant, pour une fondation chargée verticalement et située dans une zone sismique, les deux modes de rupture (i) poinçonnement du sol et (ii) glissement de la fondation sur le sol sous-jacent, sont considérés. Le chargement sismique est représenté par des forces pseudo-statiques. L'indice de fiabilité adopté est celui de Hasofer-Lind. Les variables aléatoires utilisées sont les propriétés de cisaillement du sol et le coefficient sismique. Il a été montré que la prise en compte d'une corrélation négative entre les propriétés mécaniques du sol augmente la fiabilité de la fondation et que la probabilité de défaillance est très sensible au coefficient de variation de l'angle de frottement interne et du coefficient sismique. Pour le cas d'une fondation située dans une zone sismique, un seul mode de rupture est prédominant dans le calcul de la probabilité de défaillance du système poinçonnement/glissement. Pour le dimensionnement, une procédure itérative est utilisée pour déterminer la largeur de la fondation pour une probabilité de défaillance cible.

Mots-clés : capacité portante, charges sismiques, analyse limite, méthodes probabilistes, fiabilité, fondations superficielles, poinçonnement, glissement.

Reliability analysis and design of shallow strip footings with or without pseudo-static seismic forces

Abstract

This paper presents a reliability-based approach for the analysis and design of a shallow strip footing with or without pseudo-static seismic loading. For a vertically loaded footing situated in a non seismic area, the soil punching failure mode is studied. However, for a vertically loaded footing situated in a seismic area, both the soil punching and the footing sliding along the soil-footing interface are considered. Pseudo-static representation of earthquake effects is adopted. The Hasofer-Lind reliability index is used for the assessment of the footing reliability. The random variables used are the soil shear strength parameters and the

NDLR : Les discussions sur
cet article sont acceptées
jusqu'au 1^{er} septembre 2010.

Introduction

Traditionnellement, l'analyse et le dimensionnement des ouvrages en géotechnique sont fondés sur des approches déterministes. Les aléas et incertitudes des différents paramètres (caractéristiques du sol, chargement, etc.) sont pris en compte de manière simplifiée sous la forme d'un facteur de sécurité global. Celui-ci est souvent appelé facteur d'ignorance car il représente notre ignorance des incertitudes sur les différents paramètres. Pour tenir compte des aléas et incertitudes inhérents aux paramètres, la théorie de la fiabilité est actuellement de plus en plus utilisée en géotechnique. Ceci est devenu possible grâce aux avancées importantes concernant la quantification des incertitudes des paramètres du sol (Phoon et Kulhawey, 1999).

Au cours de la dernière décennie, la théorie de la fiabilité a été appliquée au problème de l'analyse et du dimensionnement des fondations superficielles par un certain nombre d'auteurs. Griffiths et Fenton (2001), Griffiths *et al.* (2002), Fenton et Griffiths (2002, 2003, 2005), Przewlocki (2005), Popescu *et al.* (2005), La Borderie et Breyse (2007), Soubra et Youssef Abdel Massih (2010) ont modélisé les paramètres incertains du sol par des processus aléatoires et ont étudié l'effet de la variabilité spatiale de ces paramètres sur le tassement ou la portance des fondations. La plupart de ces études ont considéré l'incertitude d'un seul paramètre (comme par exemple le module d'Young, la cohésion ou l'angle de frottement interne du sol). D'autres auteurs ont modélisé les incertitudes des différents paramètres par des variables aléatoires. Ainsi, Low et Phoon (2002) ont effectué une analyse fiabiliste des fondations à l'état limite ultime en utilisant des modèles déterministes simplifiés basés sur des formules empiriques des facteurs de capacité portante. L'avantage de ces approches est leur facilité de mise en œuvre ; cependant, elles aboutissent à des solutions approchées. Enfin, il est important de mentionner ici qu'il existe très peu de modèles d'analyse ou de dimensionnement fiabiliste pour des fondations situées dans des zones sismiques.

Dans cet article, on présente une analyse et un dimensionnement fiabilistes à l'état limite ultime d'une fondation superficielle filante et ce, vis-à-vis d'une rupture par poinçonnement du sol et par glissement de la fondation par rapport au sol sous-jacent. Deux configurations de chargement sont considérées. La première examine le cas d'une fondation superficielle filante soumise à une charge verticale centrée et la seconde considère une fondation filante chargée verticalement et soumise à des chargements sismiques pseudo-sta-

seismic coefficient. It was shown that the negative correlation between the soil shear strength parameters highly increases the reliability of the foundation and that the failure probability is highly influenced by the coefficient of variation of the angle of internal friction and the seismic coefficient. For the case of a vertically loaded footing situated in a seismic area, only one mode of failure is predominant in the computation of the system failure probability. For design, an iterative procedure is performed to determine the breadth of the footing for a target failure probability.

Key words: bearing capacity, earthquake loads, limit analysis, probabilistic methods, reliability, shallow foundations, punching, sliding.

tiques. Deux modèles déterministes rigoureux d'analyse limite proposés par Soubra (1999) sont utilisés. Les paramètres incertains considérés sont les caractéristiques mécaniques du sol et le coefficient sismique. Ils sont modélisés par des variables aléatoires.

Après une brève description des concepts de base de la théorie de la fiabilité, la modélisation probabiliste et les résultats numériques correspondants sont présentés et analysés.

Concepts de base de la fiabilité

Deux grandeurs sont communément employées dans la littérature pour l'évaluation de la fiabilité d'un ouvrage : l'indice de fiabilité et la probabilité de défaillance.

Indice de fiabilité

L'indice de fiabilité d'un ouvrage est une mesure de sa sûreté qui prend en compte les incertitudes inhérentes aux différentes variables d'entrée. L'indice de fiabilité le plus utilisé est celui de Hasofer et Lind (1974). Il est défini comme étant la distance minimale, exprimée en nombre d'écart-types, entre le point représentant les valeurs moyennes des variables aléatoires et la surface d'état limite, *i.e.* $\beta = \min [R(\theta)/r(\theta)]$ (Fig. 1). Sa formulation matricielle a été donnée par Ditlevsen (1981) :

$$\beta_{HL} = \min_{x \in F} \sqrt{(x - \mu_x^N)^T C^{-1} (x - \mu_x^N)} \quad (1)$$

dans laquelle x est le vecteur représentant les n variables aléatoires ; μ_x^N le vecteur de leurs valeurs moyennes normales équivalentes ; C , la matrice de covariance et F , le domaine de défaillance. La surface d'état limite $G(x) = 0$ sépare l'espace des variables aléatoires en deux domaines : un domaine de défaillance F défini par $G(x) \leq 0$ et un domaine de sûreté où $G(x) > 0$. Pour le cas de n variables aléatoires, la forme quadratique de l'équation (1) représente l'équation d'un ellipsoïde à n dimensions, qui se réduit à une ellipse dans le cas de deux variables aléatoires.

L'approche classique pour le calcul de l'indice de fiabilité β_{HL} consiste à ramener la surface d'état limite dans un espace de variables aléatoires non corrélées, normales, centrées et réduites. Le passage des variables non normales aux variables normales est réalisé

par des transformations isoprobabilistes (Lemaire, 2005). La décorrélation s'effectue par une rotation des axes du repère physique vers des nouveaux axes colinéaires avec les axes principaux de l'ellipsoïde de dispersion unitaire. Celui-ci correspond à $\beta_{HL} = 1$ dans l'équation (1). Une translation est ensuite effectuée pour ramener le centre de l'ellipsoïde au niveau de l'origine du repère, ce qui permet d'obtenir des variables centrées. Enfin, une normalisation des différentes variables aléatoires est réalisée en divisant chacune de ces variables par son écart-type. Dans ce nouveau repère, appelé repère des variables standard non corrélées, l'ellipse (dans le cas de deux variables aléatoires) de dispersion unitaire initiale devient un cercle centré à l'origine de rayon égal à l'unité. La distance minimale entre l'origine et la surface d'état limite représente l'indice de fiabilité de Hasofer-Lind. Un algorithme d'optimisation est utilisé pour déterminer cette distance. Cette approche de calcul nécessite une transformation orthogonale de la matrice de covariance pour passer de l'espace corrélé à l'espace non corrélé.

Récemment, une interprétation intuitive de l'indice de fiabilité a été suggérée par Low (1997) et Low et Tang (1997b, 2004) où le concept d'une ellipse homothétique (Fig. 1) amène à une méthode simple et directe pour le calcul de l'indice de fiabilité de Hasofer-Lind dans l'espace physique des variables aléatoires. Dans le cadre de cette approche, l'indice de fiabilité est obtenu par une minimisation directe de la forme quadratique de l'équation (1) en utilisant un outil d'optimisation disponible dans la plupart des tableurs. Low et Tang (1997b) ont fait remarquer que lorsque seulement deux variables aléatoires non corrélées et non normales X_1 et X_2 sont utilisées, ces variables décrivent dans l'espace physique des variables aléatoires une ellipse. Cette ellipse est centrée sur les valeurs moyennes normales équivalentes (μ_1^N, μ_2^N), dont les axes sont parallèles aux axes de coordonnées de l'espace physique. Pour des variables corrélées, l'ellipse est inclinée. Ces auteurs ont signalé que l'indice de fiabilité de Hasofer-Lind β_{HL} peut être vu comme le ratio, dans une direction donnée, de la plus petite ellipse (qui est soit une expansion ou une contraction de l'ellipse unitaire) qui tangente la surface d'état limite à celle de l'ellipse de dispersion unitaire (Fig. 1). Cette interprétation et celle donnée par $\beta_{HL} = \min [R(\theta)/r(\theta)]$ sont équivalentes. La plus petite ellipse tangente à la surface d'état limite est désignée dans la suite sous le nom d'ellipse de dispersion critique. Low et Tang (1997b) ont montré également que les courbes elliptiques graduellement croissantes (ou ellipsoïdes en dimensions multiples avec plusieurs variables aléatoires) peuvent être interprétées comme les isovaleurs d'une densité de probabilité décroissante. Ceci s'explique par le fait que l'opposé de la forme quadratique $(x - \mu_x^N)^T C^{-1} (x - \mu_x^N)$ de l'équation (1) apparaît aussi dans l'exponentielle d'une densité de probabilité normale à plusieurs variables corrélées. Par conséquent, pour des variables distribuées selon une loi normale, minimiser β_{HL} dans l'équation (1) revient à maximiser la valeur de la fonction densité de probabilité normale, et trouver la plus petite ellipse tangente à la surface d'état limite est équivalent à trouver le point de défaillance le plus probable. Il est important de mentionner ici que si les écarts types des variables aléatoires X_1 et X_2 augmentent (ce qui traduit une plus grande incertitude sur les paramètres), l'ellipse de dispersion unitaire s'agrandit et le ratio des axes (i.e. indice de fiabilité) de l'ellipse de dispersion critique à l'ellipse de dispersion unitaire diminue indiquant un niveau de fiabilité plus faible.

Cette capacité de l'indice de fiabilité à refléter le degré d'incertitude des paramètres est une des raisons qui fait qu'il est plus rationnel que le facteur de sécurité traditionnel.

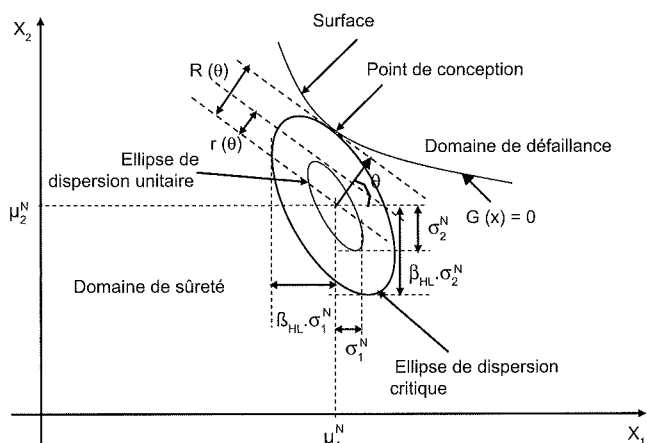


FIG. 1 Point de conception et ellipses de dispersion dans l'espace physique de deux variables aléatoires.

Design point and dispersion ellipses in the physical space of two random variables.

2.2

Probabilité de défaillance

Étant donné un vecteur X de n variables aléatoires et une fonction de performance définie par $G(x)$, la probabilité de défaillance P_f est définie par :

$$P_f = \int_{G(x) \leq 0} f_x(x) dx \quad (2)$$

où $f_x(x)$ est la fonction densité de probabilité conjointe des variables aléatoires X . En introduisant la fonction indicatrice $I(x)$ définie par :

$$I(x) = \begin{cases} 1 & \text{si } G(x) \leq 0 \\ 0 & \text{si } G(x) > 0 \end{cases} \quad (3)$$

L'intégrale qui donne la probabilité de défaillance (éq. 2) peut s'écrire :

$$P_f = \int_{\Omega} I(x) f_x(x) dx \quad (4)$$

où Ω est le domaine entier. L'évaluation analytique de cette intégrale est très difficile, voire impossible dans la plupart des cas. Plusieurs méthodes ont été suggérées dans la littérature pour le calcul de la probabilité de défaillance. La méthode FORM (*First Order Reliability Method*) et la méthode SORM (*Second Order Reliability Method*) fournissent des solutions approchées. Cependant, les méthodes de simulation telles que la méthode de Monte-Carlo (MC) ou la méthode du tirage d'importance (*Importance Sampling, IS*) donnent une bonne estimation de la probabilité de défaillance. Toutefois, ces méthodes sont numériquement très consommatrices en temps d'exécution.

A partir de la méthode FORM et de l'indice de fiabilité de Hasofer et Lind, la probabilité de défaillance peut être approchée par :

$$P_f \approx \Phi(-\beta_{HL}) \quad (5)$$

où $\Phi(\cdot)$ est la fonction de répartition d'une variable standard. Dans cette méthode, la fonction d'état limite est approchée par un hyperplan (approximation du premier ordre) tangent à la surface d'état limite au point de défaillance le plus probable appelé « point de conception » (*design point*).

2.3

Facteurs de sensibilité et facteurs d'omission

Les facteurs de sensibilité représentent l'importance relative des variables aléatoires dans un calcul fiabiliste. Il existe plusieurs formes de ces facteurs dans la littérature (Lemaire, 2005). L'indice de sensibilité le plus communément utilisé dans la méthode FORM est le facteur défini par rapport aux variables aléatoires standard non corrélées :

$$\alpha_i = - \frac{\partial \beta_{HL}}{\partial u_i} \Big|_{\{u\}} \quad (6)$$

où β_{HL} est l'indice de fiabilité et μ_i^* la valeur de la variable aléatoire standard non corrélée au point de conception. En utilisant l'expression de l'indice de fiabilité de Hasofer-Lind donné dans l'équation (1), l'indice α_i est fourni par l'équation (7) pour des variables non corrélées :

$$\alpha_i = - \frac{u_i^*}{\beta_{HL}} \quad (7)$$

Si les variables aléatoires sont corrélées, les indices α_i n'ont plus un sens physique dû à la transformation de l'espace physique corrélé à l'espace standard non corrélé (Melchers, 1999 ; p. 101). Dans ce cas, un autre facteur, appelé « facteur d'omission » peut être utilisé ; il représente l'erreur relative commise dans le calcul de l'indice de fiabilité quand une variable aléatoire est remplacée par sa valeur moyenne déterministe. Ce facteur est donné par :

$$\gamma_i(\mu_i) = \frac{\beta_{HL}(x_i = \mu_i)}{\beta_{HL}} \quad (8)$$

où β_{HL} est la valeur de l'indice de fiabilité déterminée quand tous les paramètres sont considérés comme des variables aléatoires et $\beta_{HL}(x_i = \mu_i)$ est l'indice de fiabilité calculé en remplaçant x_i par sa valeur moyenne déterministe.

3

Modélisation fiabiliste des fondations superficielles filantes

L'objectif de cet article est d'effectuer une analyse et un dimensionnement fiabilistes d'une fondation superficielle filante reposant en surface sur un sol frottant et cohérent et soumise à un chargement vertical centré. Le cas d'une fondation filante soumise à un chargement vertical et située dans une zone sismique est aussi étudié. Une représentation pseudo-statique des efforts sismiques utilisant le concept du coefficient sismique est adoptée. L'accélération sismique est supposée la même pour le sol et la fondation : seul le coefficient sismique horizontal K_h est considéré dans l'analyse,

le coefficient sismique vertical étant souvent négligé. Dues aux incertitudes des caractéristiques mécaniques du sol et du coefficient sismique, la cohésion c , l'angle de frottement interne φ et le coefficient sismique K_h sont décrits par des variables aléatoires. Dans les trois paragraphes suivants, on présente successivement les modèles déterministes adoptés, les fonctions de performance et la méthode de l'ellipsoïde employées.

3.1

Modèles d'analyse limite

Deux modèles déterministes ont été utilisés et la méthode de la borne supérieure, appelée aussi méthode cinématique en analyse limite, a été appliquée au problème de détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle filante en utilisant des champs de vitesses cinématiquement admissibles. Cette approche est simple et permet d'obtenir des solutions de type borne supérieure de la charge ultime. Bien que les résultats obtenus soient des majorants, ils correspondent aux plus petites bornes supérieures parmi les solutions existantes. Ceci a été démontré par Soubra (1999). Pour certaines configurations (cas des sols non pesants), ces solutions sont exactes, puisqu'elles sont égales aux résultats donnés par la méthode de la borne inférieure. Deux mécanismes de ruine M1 et M2 cinématiquement admissibles ont été considérés dans cet article.

Le mécanisme M1 est un mécanisme de rupture symétrique de type multiblocs (Fig. 2). Il est utilisé pour le calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle filante soumise à une charge verticale centrée. Ce mécanisme est composé d'un bloc ABC solidaire de la fondation se déplaçant avec une vitesse V_0 verticale et d'une série de n blocs triangulaires rigides de chaque côté de la fondation (Fig. 3). Le bloc triangulaire, noté bloc (i), se déplace avec la vitesse V_i inclinée d'un angle φ par rapport à la ligne d_i . La vitesse $V_{i,i+1}$, inclinée d'un angle φ par rapport à la ligne $l_{i,i+1}$, représente la vitesse relative de deux blocs successifs (i) et (i+1). Le dernier bloc triangulaire, noté bloc (n), se déplace avec une vitesse V_n inclinée d'un angle φ par rapport à la ligne d_n .

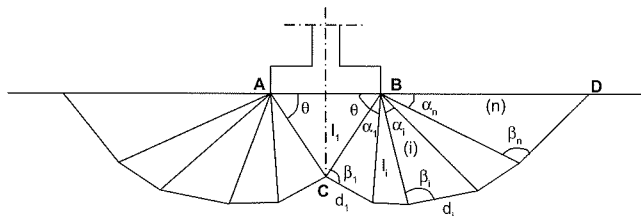


FIG. 2 Mécanisme de rupture M1 pour le cas d'un chargement vertical centré en l'absence de séisme.

M1 failure mechanism for the case of a central vertical load without seismic loading.

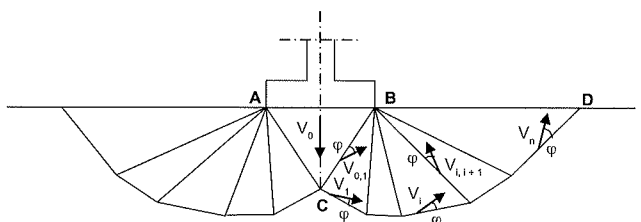


FIG. 3 Champ de vitesses pour le mécanisme M1. Velocity field for M1 mechanism.

Fonctions de performance

Le mécanisme M2 est un mécanisme de rupture multiblocs asymétrique (Fig. 4). Il convient au calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle filante située dans une zone sismique et soumise à un effort vertical centré. Contrairement au mécanisme M1, le premier bloc triangulaire rigide se déplace avec la vitesse V_1 inclinée de φ par rapport à la ligne AC (Fig. 5).

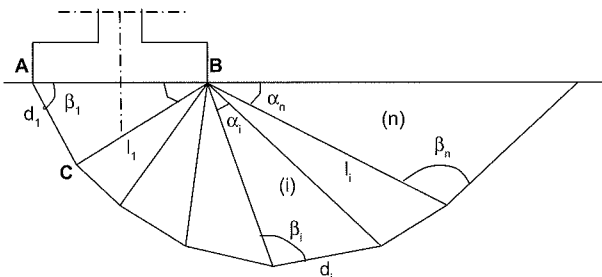


FIG. 4 Mécanisme de rupture M2 en présence d'un chargement sismique.
M2 failure mechanism in the presence of a seismic load.

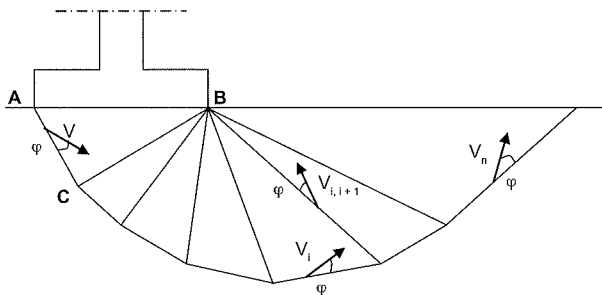


FIG. 5 Champ de vitesses pour le mécanisme M2.
Velocity field for M2 mechanism.

Pour le calcul de la capacité portante ultime, les efforts extérieurs intervenant dans l'équation du bilan énergétique concernent la charge de la fondation, le poids des différents blocs de sol en mouvement, la surcharge en surface q et les efforts sismiques pseudo-statiques pour le sol (dans le cas du chargement sismique). La puissance dissipée a lieu le long des surfaces de discontinuité de vitesses. Ces surfaces concernent les lignes radiales inter-blocs l_i et les lignes de glissement d_i entre les blocs de sol en mouvement et le sol au repos. Pour chaque mécanisme, l'écriture de l'équation du bilan énergétique permet de donner l'expression de la charge ultime en fonction des paramètres angulaires du mécanisme comme suit :

$$V_u = \frac{1}{2} \gamma B^2 N_\gamma + qBN_q + cBN_c \quad (9)$$

où les coefficients de capacité portante N_γ , N_q et N_c sont des fonctions des paramètres angulaires du mécanisme utilisé. La charge ultime déterministe des deux cas de chargement est obtenue par minimisation numérique de l'effort V_u (éq. 9) par rapport aux paramètres angulaires du mécanisme concerné. Pour plus de détails sur ces mécanismes, le lecteur peut se référer à Soubra (1999).

Deux états limites peuvent caractériser le comportement du système sol/fondation :

- l'état limite ultime (appelé aussi état limite de résistance) ;
- l'état limite de service (appelé aussi état limite de déformation).

L'état limite ultime comporte l'état limite de résistance de la structure de la fondation et l'état limite de résistance du sol. On se limite ici à l'étude de l'état limite ultime concernant la résistance du sol.

Dans le cas d'une fondation soumise à une charge verticale centrée, la fonction de performance utilisée dans l'analyse fiabiliste est définie vis-à-vis d'une rupture par poinçonnement du sol. Elle est donnée par :

$$G_1 = \frac{V_u}{V} - 1 = F_p - 1 \quad (10)$$

où V_u est la charge ultime de la fondation ; V , la charge verticale appliquée et $F_p = \frac{V_u}{V}$, le facteur de sécurité

vis-à-vis du poinçonnement du sol. Une autre forme de la fonction de performance appelée marge de sécurité $G_1 = V_u - V$ aurait pu être utilisée. Cependant, l'équation (10) a l'avantage de faire apparaître de manière explicite le facteur de sécurité vis-à-vis du poinçonnement. Ces deux formes de la fonction de performance aboutissent à la même valeur de l'indice de fiabilité de Hasofer-Lind, car contrairement à l'indice de Cornell, cet indice est invariant vis-à-vis de la forme utilisée pour la fonction de performance.

Dans le cas d'une fondation soumise à une charge verticale centrée et située dans une zone sismique, deux modes de rupture peuvent se développer : la rupture par poinçonnement du sol et la rupture par glissement de la fondation par rapport au sol sous-jacent. La fonction de performance définie vis-à-vis du poinçonnement est similaire à celle donnée dans le cas d'une fondation soumise à une charge verticale centrée. Pour ce qui concerne la rupture par glissement, l'expression de la fonction de performance est :

$$G_2 = \frac{H_u}{H} - 1 = \frac{aB + V \tan \delta}{K_n V} - 1 = F_s - 1 \quad (11)$$

où δ est l'angle de frottement au niveau de l'interface sol/fondation ; a , la contrainte d'adhérence donnée par $a = c \tan \delta / \tan \varphi$ (Caquot, 1934) et F_s , le facteur de sécurité vis-à-vis du glissement de la fondation par rapport au sol sous-jacent. Pour une interface parfaitement lisse ($\delta = 0$), la contrainte d'adhérence est nulle et, pour une interface parfaitement rugueuse ($\delta = \varphi$), la contrainte d'adhérence devient égale à la cohésion du sol.

Méthode de l'ellipsoïde

Le calcul de la fiabilité de la fondation est effectué à l'aide de l'indice de fiabilité de Hasofer-Lind β_{HL} donné par l'équation (1). Cette équation peut s'écrire dans

l'espace physique des variables aléatoires sous la forme matricielle suivante (Low et Tang, 1997a, b, c ; 2004) :

$$\beta_{HL} = \min_{G(x) \leq 0} \sqrt{\left[\frac{x - \mu_x^N}{\sigma_x^N} \right]^T [R]^{-1} \left[\frac{x - \mu_x^N}{\sigma_x^N} \right]} \quad (12)$$

où x est le vecteur des variables aléatoires ; μ_x^N le vecteur de leurs moyennes équivalentes normales ; σ_x^N le vecteur de leurs écarts-types équivalents normaux et $[R]$, la matrice de corrélation des variables aléatoires. La matrice de corrélation $[R]$ reflète la structure de corrélation entre variables aléatoires de manière plus explicite que la matrice de covariance $[C]$. Dans le cas de variables aléatoires non gaussiennes, l'approche d'optimisation utilise une procédure de normalisation gaussienne (Lemaire, 2005). Le calcul de la moyenne équivalente normale μ_x^N et de l'écart-type équivalent normal σ_x^N pour chaque itération de calcul est automatique durant le processus de minimisation.

La minimisation de la forme quadratique (12) soumise à la contrainte $G(x) \leq 0$, est effectuée d'une manière simple, car elle permet de travailler dans l'espace physique des variables aléatoires sans passer par les étapes traditionnelles de transformation de l'espace physique à l'espace standard. L'outil d'optimisation utilisé est le solveur d'Excel. Notons que l'optimisation dans l'espace standard est plus pertinente que celle dans l'espace physique et ce, en raison de la standardisation des variables aléatoires, ce qui conduit à travailler avec des variables ayant le même ordre de grandeur. Cependant, l'utilisation de l'option « Automatic scaling » dans le solveur d'Excel permet de palier à cet inconvénient. La procédure d'implémentation de la méthode de l'ellipsoïde dans une feuille de calcul du tableur Excel est décrite dans Low (2005) et Low et Tang (1997a, b, c ; 2004).

4

Résultats numériques probabilistes

Pour les deux mécanismes de rupture M1 et M2, les résultats numériques considèrent le cas d'une fondation superficielle filante de largeur $B = 2$ m. Le sol a un poids volumique de 18 kN/m^3 .

4.1

Résultats du chargement vertical centré (mécanisme M1)

Différentes valeurs des coefficients de variation de l'angle de frottement interne et de la cohésion du sol sont disponibles dans la littérature. Pour la plupart des sols, la valeur moyenne de l'angle de frottement interne effectif se situe typiquement entre 20 et 40 degrés. À l'intérieur de cette fourchette, le coefficient de variation proposé par Phoon et Kulhawy (1999) est essentiellement entre 5 et 15 %. Pour la cohésion effective, le coefficient de variation varie entre 10 et 70 % (Cherubini, 2000). Pour le coefficient de corrélation, Harr (1987) a montré qu'une corrélation existe entre la cohésion effective et l'angle de frottement interne effectif. Les résultats de Wolff (1985) ($\rho_{c,\varphi} = -0,47$), Yuceman *et al.* (1973) ($-0,49 \leq \rho_{c,\varphi} \leq -0,24$), Lumb (1970) ($-0,7 \leq \rho_{c,\varphi} \leq -0,37$) et Cherubini (2000) ($\rho_{c,\varphi} \leq -0,61$) sont parmi ceux cités dans la littérature. Dans cette étude, les valeurs choisies pour les moments statistiques des

paramètres de résistance au cisaillement du sol et de leur coefficient de corrélation $\rho_{c,\varphi}$ sont : $\mu_c = 20 \text{ kPa}$, $\mu_\varphi = 30$ degrés, $\text{COV}_c = 20 \%$, $\text{COV}_\varphi = 10 \%$ et $\rho_{c,\varphi} = -0,5$. Ces valeurs se situent à l'intérieur de la fourchette de valeurs citées ci-dessus. Pour la distribution de probabilité des variables aléatoires, deux cas ont été étudiés. Pour le premier cas, dénommé *variables normales*, c et φ sont modélisés par des variables normales. Pour le second cas, dénommé *variables non normales*, c est supposée lognormale et φ est considéré borné et une distribution Bêta est utilisée pour représenter ce paramètre (Fenton et Griffith, 2003). Les paramètres de la loi de distribution Bêta sont déterminés à partir de la valeur moyenne et de l'écart-type de φ . Pour ces deux cas, des variables corrélées et non corrélées sont considérées. Pour l'exemple traité, la charge ultime de la fondation calculée pour les valeurs moyennes des propriétés mécaniques du sol est $P_u = 2 136,72 \text{ kN/m}$.

4.1.1

Surface de rupture probabiliste

L'approche classique utilisée pour le calcul du facteur de sécurité d'un talus ou la charge ultime d'une fondation superficielle est basée sur la minimisation de ces fonctions par rapport aux paramètres géométriques du mécanisme de ruine. La surface correspondant au facteur de sécurité minimal ou à la charge ultime minimale est appelée surface déterministe. Certains auteurs ont utilisé cette surface déterministe pour le calcul de la fiabilité de leurs ouvrages (Christian *et al.*, 1994). Dans cet article, une approche plus rigoureuse pour le calcul de l'indice de fiabilité β_{HL} est présentée. Elle consiste à déterminer β_{HL} en minimisant la forme quadratique (eq. 12) non seulement par rapport aux variables aléatoires mais aussi par rapport aux paramètres géométriques du mécanisme de rupture (θ, α, β). Dans le cas présent d'un chargement vertical centré, douze blocs rigides (*i.e.* $n = 12$) ont été utilisés de part et d'autre de la fondation puisqu'un nombre supérieur de blocs améliore (*i.e.* réduit) de moins de 1 % la valeur de β_{HL} (Fig. 6). Par conséquent, la minimisation est effectuée par rapport à 27 paramètres ($\theta, \alpha, \beta, c, \varphi$) où $i = 1, \dots, n$. La surface obtenue correspondant à l'indice de fiabilité minimal est appelée surface probabiliste. L'indice de fiabilité calculé en cherchant la surface probabiliste est plus petit (*i.e.* plus critique) que celui basé sur la surface déterministe. L'indice de fiabilité déterminé en utilisant la surface déterministe fournit une valeur non conservative de 3,49 au lieu de 3,27 (Fig. 7) pour des propriétés de cisaillement du sol *normales* et non corrélées.

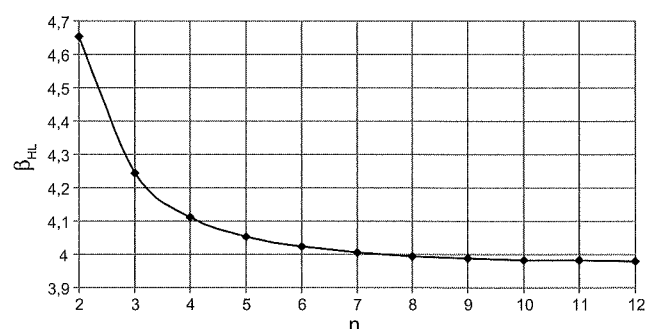


FIG. 6 Variation de l'indice de fiabilité en fonction du nombre de blocs du mécanisme M1. Reliability index versus number of blocks of M1 failure mechanism.

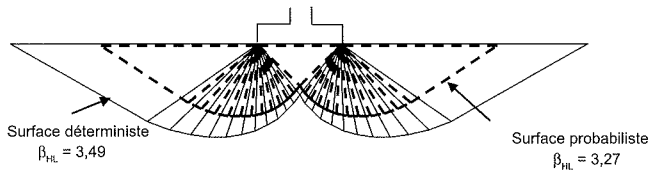


FIG. 7 Comparaison entre les surfaces de rupture déterministe et probabiliste.
Comparison between deterministic and probabilistic failure surfaces.

4.1.2

Indice de fiabilité et facteurs d'omission

Le calcul fiabiliste basé sur les modèles déterministes de l'approche cinématique de l'analyse limite fournit un majorant de l'indice de fiabilité. En effet, pour une charge ultime V_{u1} supérieure à V_{u2} , le facteur

de sécurité $F_{p1} = \frac{V_{u1}}{V}$ est supérieur à $F_{p2} = \frac{V_{u2}}{V}$. Ainsi, la

fiabilité correspondant au facteur de sécurité F_{p1} est supérieure à celle correspondant au facteur de sécurité F_{p2} . Par conséquent, l'indice de fiabilité β_{HL1} est supérieur à β_{HL2} .

La figure 8 présente l'indice de fiabilité de Hasofer-Lind β_{HL} en fonction du facteur de sécurité $F_p = V_u/V$ pour des propriétés de cisaillement du sol *normales* et *non normales*, corrélées et non corrélées. Pour tous ces cas, l'indice de fiabilité décroît avec l'augmentation de la charge appliquée (i.e. avec la diminution du facteur de sécurité F_p) jusqu'à s'annuler pour un facteur de sécurité égal à 1 (i.e. $F_p = 1$). Ce cas correspond à un état de rupture déterministe en utilisant les valeurs moyennes des variables aléatoires et pour lequel la probabilité de défaillance est de 50 %. La comparaison des résultats des variables corrélées avec ceux des variables non corrélées montre que la corrélation négative entre les paramètres de cisaillement du sol améliore la fiabilité de la fondation. On peut conclure que l'hypothèse d'une corrélation nulle entre les paramètres de cisaillement du sol est plus sécuritaire par rapport à celle des paramètres négativement corrélés pour les

deux cas de distributions *normales* et *non normales*. A titre d'exemple, pour un facteur de sécurité égal à 4,27 (i.e. $V = 500$ kN/m), l'indice de fiabilité augmente de 40 % si les variables c et φ sont considérées négativement corrélées avec $\rho_{c,\varphi} = -0.5$. La figure 8 montre aussi que, pour des faibles valeurs du facteur de sécurité, les résultats des variables *normales* et *non normales* sont presque identiques. Une différence apparaît pour les grandes valeurs du facteur de sécurité.

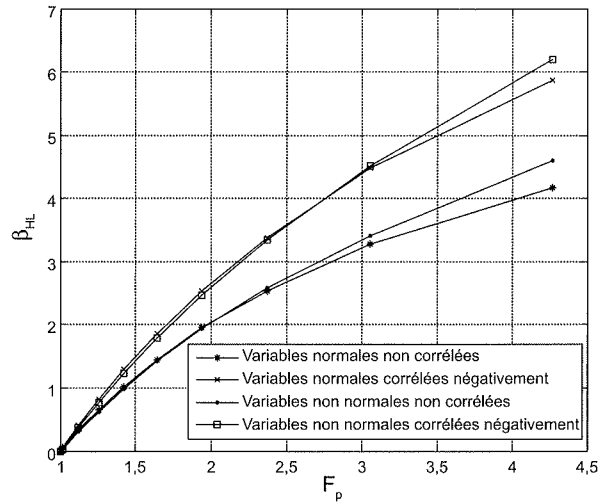


FIG. 8 Indice de fiabilité en fonction du facteur de sécurité F_p .
Reliability index versus safety factor F_p .

Les valeurs des facteurs d'omission de la cohésion et de l'angle de frottement interne sont présentées dans le tableau I pour les quatre combinaisons d'hypothèses de variables *normales*, *non normales*, corrélées et non corrélées. Les valeurs du facteur d'omission de la cohésion sont beaucoup plus proches de 1 que celles de l'angle de frottement interne. Par conséquent, l'effet des incertitudes de l'angle de frottement interne sur l'indice de fiabilité est beaucoup plus prononcé que l'effet des incertitudes de la cohésion, particulièrement pour le cas des variables *non normales*.

TABEAU I Facteurs d'omission.
Omission factors.

V (kN/m)	Normales non corrélées		Normales corrélées		Non normales non corrélées		Non normales corrélées	
	$\gamma(\mu_c)$	$\gamma(\mu_\varphi)$	$\gamma(\mu_c)$	$\gamma(\mu_\varphi)$	$\gamma(\mu_c)$	$\gamma(\mu_\varphi)$	$\gamma(\mu_c)$	$\gamma(\mu_\varphi)$
500	1,30	1,39	0,92	0,99	1,20	5,44	0,89	4,03
700	1,21	1,60	0,88	1,17	1,18	5,27	0,89	3,99
900	1,16	1,81	0,87	1,36	1,15	4,87	0,89	3,76
1 100	1,13	2,01	0,87	1,54	1,13	3,89	0,89	3,05
1 300	1,11	2,20	0,87	1,72	1,12	3,51	0,89	2,80
1 500	1,09	2,38	0,87	1,90	1,12	3,29	0,90	2,66
1 700	1,08	2,56	0,87	2,07	1,13	3,16	0,92	2,57
1 900	1,08	2,74	0,88	2,23	1,19	3,03	0,97	2,49
2 100	1,02	2,91	0,93	2,40	1,37	2,17	1,13	1,80

Facteurs de sécurité partiels

Les valeurs de c^* et φ^* des différents points de conception, correspondant aux différentes valeurs de la charge appliquée, permettent de connaître les valeurs des facteurs de sécurité partiels réellement mobilisés pour chacun des paramètres de cisaillement c et φ :

$$F_c = \frac{\mu_c}{c^*} \quad (13)$$

$$F_\varphi = \frac{\tan(\mu_\varphi)}{\tan\varphi^*} \quad (14)$$

Pour des paramètres de cisaillement non corrélés, les valeurs de c^* et φ^* sont plus petites que leurs valeurs moyennes respectives et augmentent avec l'augmentation de la charge appliquée (Youssef Abdel Massih, 2007 ; Youssef Abdel Massih et Soubra, 2008 ; Youssef Abdel Massih *et al.*, 2008). Par conséquent, les valeurs des facteurs de sécurité F_c et F_φ diminuent avec l'augmentation de la charge appliquée et tendent vers 1 pour la charge ultime déterministe (Tableau II). Pour des paramètres de cisaillement négativement corrélés, c^* excède légèrement la moyenne pour certaines valeurs de la charge appliquée, ce qui conduit à des facteurs de sécurité F_c légèrement inférieurs à 1. Ceci peut s'expliquer par la rotation de l'ellipse critique (Fig. 1) avec l'augmentation de la corrélation aboutissant ainsi à des valeurs de c supérieures à la valeur moyenne. Ceci signifie que la cohésion est complètement mobilisée pour ces cas. La rotation de l'ellipse avec la corrélation est illustrée graphiquement dans le paragraphe suivant.

Surface d'état limite

La surface d'état limite sépare les couples (c, φ) pour lesquels le sol est en état de défaillance de ceux pour lesquels le sol est en état de sûreté. Les valeurs (c, φ) définissant la surface d'état limite sont obtenues en

cherchant la valeur de c (ou φ) pour une valeur donnée de φ (ou c) satisfaisant les deux conditions suivantes :

- (i) une valeur minimale de la charge ultime V_u ;
- (ii) un facteur de sécurité $F_p = V_u / V = 1$.

Pour la recherche de cette surface, un programme informatique a été écrit en Visual Basic sous Excel. Il appelle le solveur d'Excel d'une façon itérative afin de satisfaire simultanément les deux conditions ci-dessus. Pour chaque itération, une minimisation et une résolution d'une équation non linéaire sont effectuées.

On a vu auparavant que la détermination de l'indice de fiabilité dans l'espace physique des variables aléatoires revient à rechercher la plus petite ellipse qui tangente la surface d'état limite. Cette ellipse (appelée ellipse de dispersion critique et notée ellipse β_{HL}) est présentée sur la figure 9 pour des paramètres de cisaillement non corrélés et corrélés négativement. Les deux ellipses sont dessinées pour $V = 700$ kN/m. Les points de tangence des ellipses avec la surface d'état limite sont les points de conception. La corrélation négative entre les paramètres de cisaillement conduit à une rotation des axes majeurs de l'ellipse dans le sens contraire de celui des aiguilles d'une montre. De plus, une ellipse plus grande est obtenue et l'indice de fiabilité augmente par rapport à celui déterminé pour des paramètres de cisaillement indépendants.

Distributions de la charge ultime

Les incertitudes et aléas des propriétés du sol représentés par des lois de distribution de probabilité (Normale, Lognormale, Bêta) affectent la valeur de la charge ultime de la fondation. Cette charge n'est plus définie par une valeur unique comme dans le calcul déterministe mais par une distribution de probabilité. Cette distribution est représentée ici par sa fonction de répartition (CDF) et sa densité de probabilité (PDF). En variant la valeur cible P de la charge ultime, on peut déterminer sa fonction de répartition CDF (notée F_{V_u}) pour une variabilité donnée des propriétés du sol comme suit :

$$F_{V_u}(P) = \Pr [V_u \leq P] = P_f \quad (15)$$

TABLEAU II Facteurs de sécurité partiels.
Partial safety factors.

V (kN/m)	Normales non corrélées		Normales corrélées		Non normales non corrélées		Non normales corrélées	
	F_c	F_φ	F_c	F_φ	F_c	F_φ	F_c	F_φ
500	2,25	1,53	1,85	1,64	1,61	1,74	1,33	1,92
700	1,61	1,43	1,21	1,60	1,39	1,51	1,15	1,63
900	1,35	1,33	1,06	1,45	1,27	1,36	1,06	1,45
1 100	1,22	1,25	1,01	1,33	1,19	1,26	1,02	1,32
1 300	1,14	1,18	0,99	1,23	1,14	1,18	1,00	1,23
1 500	1,09	1,12	0,98	1,16	1,10	1,12	1,00	1,15
1 700	1,05	1,08	0,98	1,10	1,07	1,07	1,00	1,09
1 900	1,02	1,04	0,99	1,05	1,04	1,04	1,01	1,04
2 100	1,00	1,01	1,00	1,01	1,02	1,00	1,02	1,00
2 137	1,00	1,00	1,00	1,00	1,02	1,00	1,02	1,00

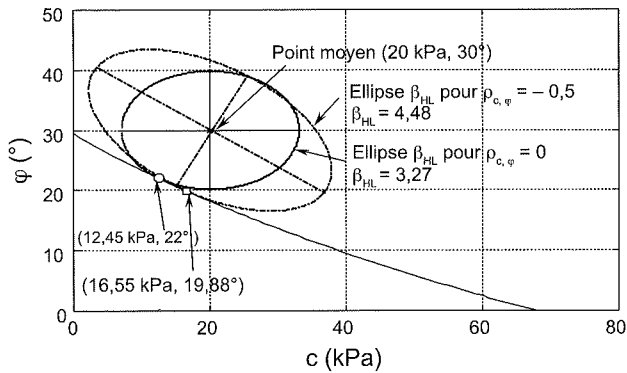


FIG. 9 Ellipses β_{HL} pour des variables corrélées et non corrélées dans l'espace physique des variables aléatoires.

β_{HL} ellipses for correlated and uncorrelated variables in the physical space of random variables.

où P_f est la probabilité de défaillance calculée par l'approximation FORM pour une valeur donnée de la charge appliquée $V = P$. Pour la détermination de la densité de probabilité (PDF), elle est déduite de la fonction de répartition par dérivation numérique en utilisant l'équation suivante :

$$f_{V_v}(P) = \frac{F_{V_v}(P + dP) - F_{V_v}(P)}{dP} \quad (16)$$

La figure 10 présente les fonctions de répartition (CDF) de la charge ultime données par la méthode FORM pour les quatre combinaisons d'hypothèses de variables normales, non normales, corrélées et non corrélées. Pour le cas des propriétés de cisaillement non corrélées, la fonction de répartition de la charge ultime est plus étendue (ce qui correspond à un plus grand coefficient de variation de la charge ultime) que celle obtenue dans le cas de variables corrélées négativement. Le choix de la distribution de probabilité (i.e. normale, lognormale et distribution Bêta) n'a pas un effet significatif sur les valeurs de la probabilité de défaillance.

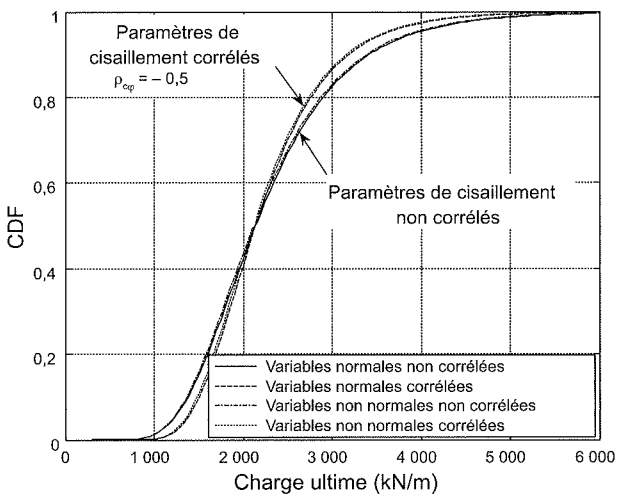


FIG. 10 Comparaison des fonctions de répartition (CDF) de la charge ultime pour des variables normales, non normales, corrélées et non corrélées.

Comparison of the cumulative distribution functions (CDF) of the ultimate footing load for normal, non-normal, correlated and uncorrelated variables.

La figure 11 présente la densité de probabilité (PDF) correspondant à la fonction de répartition (CDF) de la figure 10 pour des variables normales non corrélées obtenues à partir de l'approximation FORM et son ajustement selon des lois empiriques existantes (lois normale, lognormale et Gamma) ayant la même moyenne et le même écart-type. On remarque que la distribution de la charge ultime est asymétrique et non normale même pour le cas des variables normales. Le mode (i.e. la valeur de la charge ultime correspondant à la valeur maximale de la densité) est plus petit que la charge ultime déterministe calculée pour les valeurs moyennes de c et ϕ . Il a été montré aussi par des courbes similaires à la figure 11, mais qui ne sont pas présentées dans cet article, que la loi lognormale est celle qui ajuste au mieux la densité de la charge ultime pour les quatre combinaisons d'hypothèses de variables normales, non normales, corrélées et non corrélées.

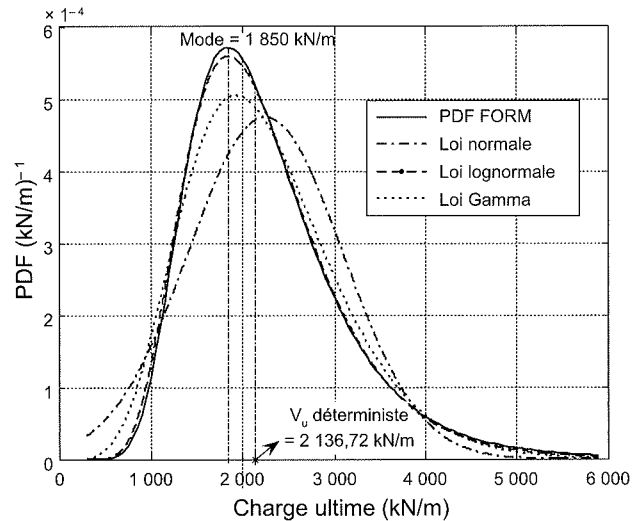


FIG. 11 Densités de probabilité (PDF) de la charge ultime pour le cas des variables normales non corrélées.

Probability density functions (PDF) of the ultimate footing load for the case of normal and uncorrelated variables.

4.1.6

Effet du coefficient de variation des variables aléatoires sur la fonction de répartition de la charge ultime

La figure 12 présente l'effet du coefficient de variation des propriétés de cisaillement du sol sur la fonction de répartition de la charge ultime. Un faible changement dans le coefficient de variation de ϕ affecte de manière significative la distribution de la charge ultime. Par contre, cette distribution est peu sensible à la variabilité de la cohésion. En conclusion, plus l'incertitude sur ϕ est importante, plus la fonction de répartition de la portance est étendue, ce qui correspond à un fort coefficient de variation de la charge ultime. Ceci signifie aussi que la détermination précise des incertitudes de l'angle de frottement interne ϕ est très importante pour l'obtention de résultats probabilistes fiables, l'incertitude de c pouvant être négligée.

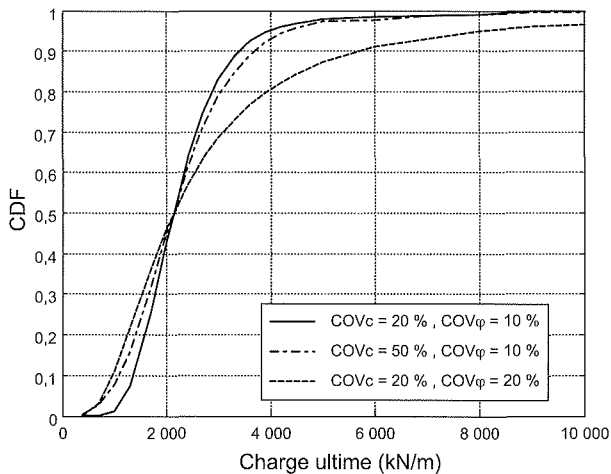


FIG. 12 Comparaison des fonctions de répartition (CDF) de la charge ultime pour différentes valeurs des coefficients de variation des variables aléatoires.

Comparison of the cumulative distribution functions (CDF) of the ultimate footing load for different values of the coefficients of variation of the random variables.

4.1.7

Dimensionnement fiabiliste

L'approche classique utilisée pour le dimensionnement des fondations superficielles consiste à fixer un facteur de sécurité cible (généralement $F_p = 3$) et à déterminer la largeur B de la fondation. Dans ce paragraphe, un dimensionnement fiabiliste (*Reliability Based Design, RBD*) est présenté. Il consiste à calculer B pour un indice de fiabilité cible de 3,8 comme suggéré par l'Eurocode 7 pour les états limites ultimes

(Calgaro, 1996). La figure 13 présente la largeur fiabiliste de la fondation pour différentes valeurs des coefficients de variation des propriétés de cisaillement du sol et de leur coefficient de corrélation. Cette figure présente aussi la largeur déterministe de la fondation correspondant à un facteur de sécurité de 3 et calculée sur la base des valeurs moyennes des paramètres de cisaillement du sol. La largeur fiabiliste de la fondation décroît avec l'augmentation de la corrélation négative des propriétés de cisaillement et la diminution de leurs coefficients de variation. La largeur déterministe de la fondation peut ainsi surestimer ou sous-estimer la largeur fiabiliste suivant les valeurs utilisées pour les incertitudes. Pour de grandes valeurs des coefficients de variation et de petites valeurs du coefficient de corrélation, la largeur de la fondation déterminée pour des variables *normales* est supérieure à celle calculée pour des variables *non normales*. Ceci signifie que l'hypothèse de variables *normales* est conservative par rapport à celle de variables *non normales*.

Contrairement à l'Eurocode 7 qui préconise des valeurs constantes des facteurs de sécurité partiels F_c et F_ϕ , le présent dimensionnement fiabiliste (RBD) a l'avantage de fournir des valeurs différentes de ces facteurs suivant la variabilité du sol. Ces facteurs sont optimaux et déterminés rigoureusement par une maximisation de la probabilité de défaillance pour une variabilité donnée du sol. Un dimensionnement fiabiliste a ainsi le mérite de trouver de façon automatique les facteurs de sécurité partiels les plus probables sans se baser sur des valeurs constantes imposées de ces facteurs. Ceux-ci dépendent des hypothèses de modélisation probabiliste (loi de probabilité et corrélation entre variables aléatoires). Par conséquent, ils apportent une information bien plus riche qu'un facteur de sécurité déterministe.

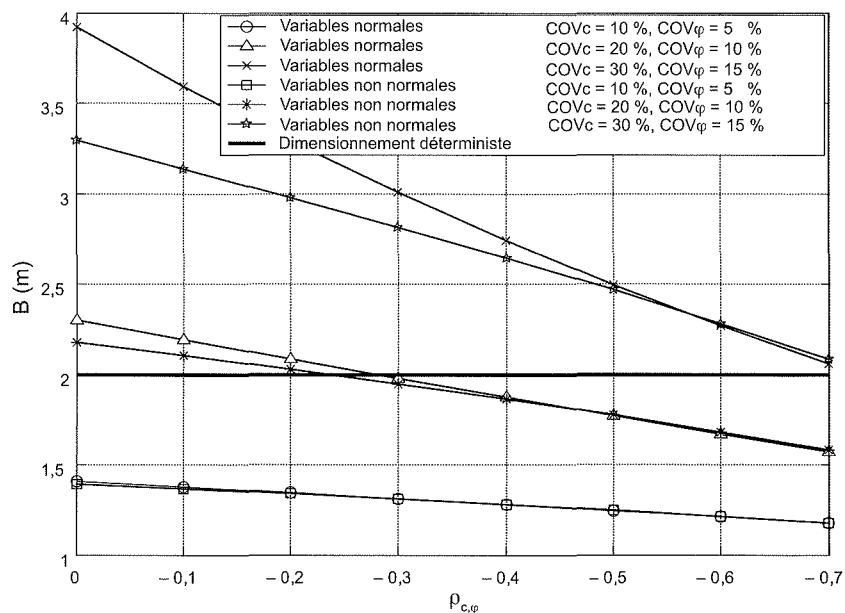


FIG. 13 Comparaison entre les dimensionnements fiabiliste et déterministe pour le cas d'un chargement vertical centré.

Comparison between deterministic and probabilistic designs for the case of a central footing load.

Résultats du chargement sismique pseudo-statique (mécanisme M2)

Le nombre n des blocs rigides utilisés pour le mécanisme M2 est égal à douze puisqu'un nombre plus grand améliore (*i.e.* réduit) la solution optimale de moins de 0,5 %. L'angle de frottement δ au niveau de l'interface sol-fondation est supposé égal à $2\varphi/3$.

Lors de l'étude du mécanisme M1, les facteurs d'omission (Tableau I) et les courbes de la figure 12 ont montré que la fiabilité d'une fondation soumise à une charge verticale centrée est beaucoup plus sensible à une variation de l'angle de frottement interne du sol qu'à une variation de la cohésion. En conséquence, pour le chargement sismique, seuls l'angle de frottement interne φ et le coefficient sismique horizontal K_h sont modélisés par des variables aléatoires. L'angle de frottement interne du sol est supposé suivre une loi Bêta. Les mêmes paramètres statistiques utilisés dans le cas du chargement vertical centré sont considérés ici. Une distribution de probabilité exponentielle (Exp D) et une distribution extrême du type II (EVD) sont utilisées pour le coefficient sismique (Haldar et Mahadevan, 2000). La valeur moyenne du coefficient sismique horizontal est supposée égale à 0,15.

4.2.1

Indices de fiabilité, points de conception et facteurs d'omission

Dans le cas d'un chargement sismique, deux modes de rupture peuvent se développer : le poinçonnement du sol et le glissement de la fondation par rapport au sol sous-jacent. Par conséquent, deux valeurs de l'indice de fiabilité correspondant aux deux modes de rupture sont déterminées.

Les tableaux III et IV présentent les résultats fiabilistes [*i.e.* l'indice de fiabilité de chaque mode de rupture, les points de conception correspondants (φ^* , K_h^*), les facteurs d'omission, la probabilité de défaillance et l'indice de fiabilité du système] pour différentes valeurs de la charge appliquée V et pour les deux types de distribution de K_h . La probabilité de défaillance du système poinçonnement-glissement est déterminée en utilisant l'équation suivante :

$$P_{f_{\text{sys}}} = P_f(P \cup S) = P_f(P) + P_f(S) - P_f(P \cap S) \quad (17)$$

où $P_f(P \cap S)$ est la probabilité de défaillance de l'intersection des deux modes de rupture par poinçonnement et par glissement ; $P_f(P)$ et $P_f(S)$, les probabilités correspondant au mode de poinçonnement et de glissement respectivement. La probabilité de défaillance de l'intersection est déterminée par les bornes en approximation de premier ordre (Lemaire, 2005) :

$$\max [P(A), P(B)] \leq P_f(P \cap S) \leq P(A) + P(B) \quad (18)$$

où

$$P(A) = \Phi(-\beta_p) \Phi\left(-\frac{\beta_s - \rho_{ps}\beta_p}{\sqrt{1-\rho_{ps}^2}}\right) \quad (19)$$

$$P(B) = \Phi(-\beta_s) \Phi\left(-\frac{\beta_p - \rho_{ps}\beta_s}{\sqrt{1-\rho_{ps}^2}}\right) \quad (20)$$

$$\rho_{ps} = \langle \alpha_p \rangle \langle \alpha_s \rangle \quad (21)$$

Dans ces formules, β_p et β_s sont les indices de fiabilité correspondant aux modes de poinçonnement et de glissement respectivement ; ρ_{ps} , la corrélation entre les deux modes de rupture ; α_p et α_s , les vecteurs des indices de sensibilité pour les modes de poinçonnement et de glissement. Ils sont définis comme suit (cf. équations 6 et 7) :

$$\alpha_p = -\frac{\partial \beta_p}{\partial u_p} \bigg|_{\{u_p^*\}} = -\frac{u_p^*}{\beta_p} \quad (22)$$

$$\alpha_s = -\frac{\partial \beta_s}{\partial u_s} \bigg|_{\{u_s^*\}} = -\frac{u_s^*}{\beta_s} \quad (23)$$

où u_p^* et u_s^* sont les valeurs des variables aléatoires standard non corrélées aux points de conception pour les deux modes de rupture. L'équation (18) est applicable dans le cas où $\rho_{ps} > 0$. Si $\rho_{ps} < 0$, les bornes de premier ordre de la probabilité de l'intersection sont données par :

$$0 \leq P_f(P \cap S) \leq \min [P(A), P(B)] \quad (24)$$

Afin d'obtenir la valeur la plus critique de la probabilité de défaillance du système $P_{f_{\text{sys}}}$, la probabilité de l'intersection est considérée égale à sa borne inférieure. L'indice de fiabilité du système est calculé par la méthode FORM :

$$\beta_{\text{sys}} = -\Phi^{-1}(P_{f_{\text{sys}}}) \quad (25)$$

Pour les deux modes, l'indice de fiabilité décroît avec l'augmentation de la charge verticale V . On remarque que la valeur de l'indice de fiabilité du système est très proche de la valeur minimale des deux modes (cf. la dernière colonne des tableaux III et IV). On peut conclure qu'un seul mode de rupture est prédominant dans le calcul de la probabilité de défaillance du système. Pour des faibles valeurs de la charge appliquée, le mode de glissement est dominant. Quand la charge appliquée augmente, le mode de poinçonnement devient le plus critique.

Les valeurs des facteurs d'omission montrent que, pour le mode de glissement, l'hypothèse consistant à considérer φ comme une variable aléatoire a un effet mineur sur la valeur de l'indice de fiabilité puisque $\gamma(u_\varphi) \approx 1$ pour les deux types de distributions (*i.e.* Exp D et EVD). Ces résultats sont aussi valides pour le mode de poinçonnement quand la charge appliquée est relativement faible par rapport à la charge ultime déterministe. D'un autre côté, l'incertitude sur le coefficient sismique a un effet significatif sur l'indice de fiabilité pour les deux modes de poinçonnement et de glissement. Par conséquent, pour les faibles valeurs de la charge appliquée pour lesquelles le mode de glissement est dominant, on peut négliger l'incertitude sur φ . Par contre, pour les grandes valeurs de la charge appliquée où le mode de poinçonnement est dominant, la prise en compte des incertitudes de l'angle de frottement et du coefficient sismique est nécessaire dans l'analyse fiabiliste.

4.2.2

Probabilité de défaillance du système

La figure 14 présente la variation de la probabilité de défaillance du système avec la charge verticale appliquée exprimée sous forme adimensionnelle

TABEAU III Résultats probabilistes pour la loi de distribution exponentielle (ExpD) de K_h .
Probabilistic results for the exponential distribution (ExpD) of K_h .

V (kN/m)	Poinçonnement					Glissement					Fiabilité du système	
	φ^*	K_h^*	β_{HL}	$\gamma(\mu_\varphi)$	$\gamma(\mu_{K_h})$	φ^*	K_h^*	β_{HL}	$\gamma(\mu_\varphi)$	$\gamma(\mu_{K_h})$	$P_{r,sys}$ (%)	β_{sys}
200	28,58	0,70	2,44	1,02	2,03	29,37	0,48	1,76	1,01	2,82	3,87	1,76
450	28,77	0,45	1,71	1,03	2,62	29,39	0,41	1,53	1,01	3,24	6,52	1,51
700	28,84	0,32	1,25	1,06	1,95	29,40	0,39	1,46	1,01	3,40	11,45	1,20
1 000	29,01	0,22	0,80	1,09	1,34	29,40	0,38	1,42	1,02	3,49	21,41	0,79
1 300	29,40	0,15	0,37	1,20	0,47	29,41	0,38	1,40	1,01	3,54	35,33	0,38
1 600	30,01	0,10	0,00	-	-	29,41	0,37	1,39	1,01	3,57	50,00	0,00

TABEAU IV Résultats probabilistes pour la loi de distribution extrême quand $COV_{K_h} = 40\%$.
Probabilistic results for the extreme value distribution (EVD) of K_h when $COV_{K_h} = 40\%$.

V kN/m	Poinçonnement					Glissement					Fiabilité du système	
	φ^*	K_h^*	β_{HL}	$\gamma(\mu_\varphi)$	$\gamma(\mu_{K_h})$	φ^*	K_h^*	β_{HL}	$\gamma(\mu_\varphi)$	$\gamma(\mu_{K_h})$	$P_{r,sys}$ (%)	β_{sys}
200	28,86	0,71	3,22	1,02	1,54	29,01	0,48	2,71	1,01	1,83	0,34	2,71
450	28,08	0,44	2,65	1,02	1,69	28,94	0,41	2,48	1,01	2,00	0,68	2,47
700	26,9	0,27	2,05	1,10	1,18	28,89	0,39	2,40	1,01	2,07	2,27	2,01
1 000	27,08	0,16	1,11	1,45	0,97	28,86	0,37	2,36	1,01	2,10	13,63	1,10
1 300	29,15	0,14	0,31	2,18	0,54	28,84	0,37	2,34	1,01	2,12	0,38	0,31
1 450	30,0	0,13	0,00	-	-	28,83	0,37	2,33	1,01	2,13	50,00	0,00

$V / (\gamma \cdot B^2)$. La probabilité de défaillance du système augmente avec l'augmentation de la charge verticale appliquée. Ceci est dû au fait que la charge horizontale est linéairement dépendante de la charge verticale (i.e. $H = K_h V$). Les deux chargements augmentent dans un même sens favorisant ainsi la rupture soit par poinçonnement, soit par glissement. Par conséquent, la probabilité de défaillance augmente avec la charge verticale appliquée. Deux régions peuvent être identifiées dans la figure 14 : une zone où le glissement domine et une autre où le poinçonnement est le plus critique. On peut noter aussi que l'hypothèse d'une loi de distribution exponentielle pour le coefficient sismique est très conservatrice par rapport à une loi de distribution extrême de type II et aboutit à des dimensions de la fondation très largement surestimées.

4.2.3

Effet du coefficient de variation et des lois de distribution du coefficient sismique sur la fonction de répartition des facteurs de sécurité

Les figures 15 et 16 présentent les fonctions de répartition (CDF) des facteurs de sécurité F_p et F_s obtenues par l'approximation FORM pour la loi de distribution exponentielle et pour différentes valeurs du coefficient de variation de la loi de distribution extrême du type II. Le choix de la loi de distribution de probabilité

de K_h affecte largement la fonction de répartition des facteurs de sécurité. Une très large dispersion est obtenue quand on considère une loi exponentielle pour le coefficient sismique surtout pour le cas du facteur de sécurité vis-à-vis du glissement.

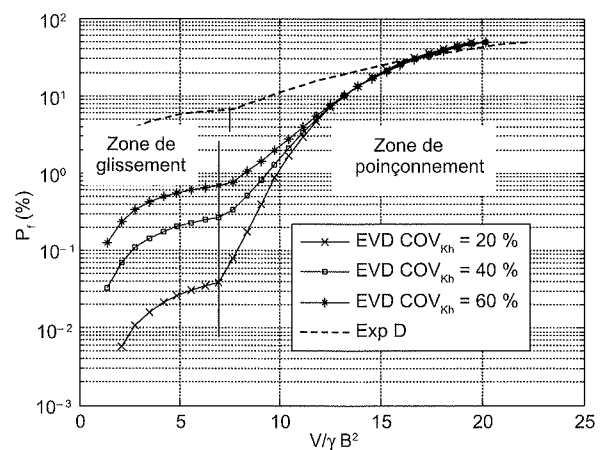


FIG. 14 Probabilité de défaillance du système en fonction de $V / (\gamma \cdot B^2)$.
System failure probability versus $V / (\gamma \cdot B^2)$.

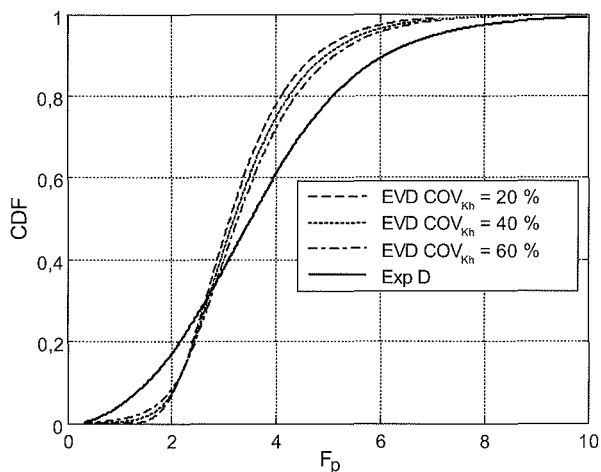


FIG. 15 Fonctions de répartition (CDF) du facteur de sécurité pour le poinçonnement ($V = 450$ kN/m).
Cumulative distribution functions (CDF) of punching safety factor ($V = 450$ kN/m).

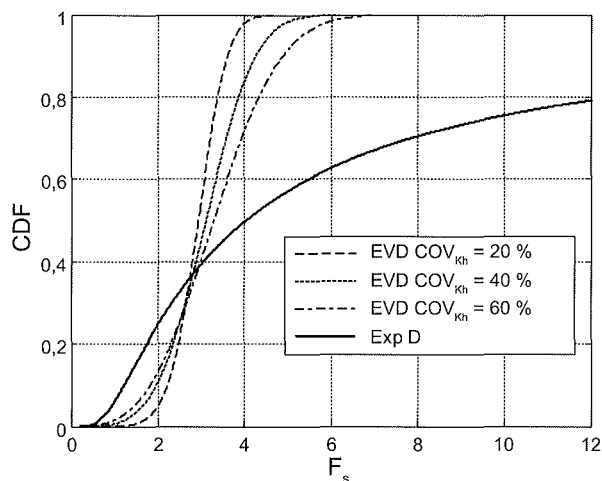


FIG. 16 Fonctions de répartition (CDF) du facteur de sécurité pour le glissement ($V = 450$ kN/m).
Cumulative distribution functions (CDF) of sliding safety factor ($V = 450$ kN/m).

4.2.4

Ajustement des distributions des facteurs de sécurité selon une loi de distribution empirique

Les figures 17 et 18 illustrent les densités de probabilité (PDF) correspondant aux fonctions de répartition (CDF) des figures 15 et 16 pour le cas d'une distribution du type extrême pour K_h et un coefficient de variation de 40 %. Ces figures présentent aussi l'ajustement de ces fonctions selon des lois de distribution empiriques existantes (lois normale, lognormale et Gamma) ayant la même moyenne et le même écart-type. La loi lognormale ajuste au mieux la distribution de probabilité du facteur de sécurité F_p (Fig. 17). En revanche, pour le facteur de sécurité F_s , une distribution symétrique est obtenue. La loi normale ajuste au mieux cette distribution (Fig. 18).

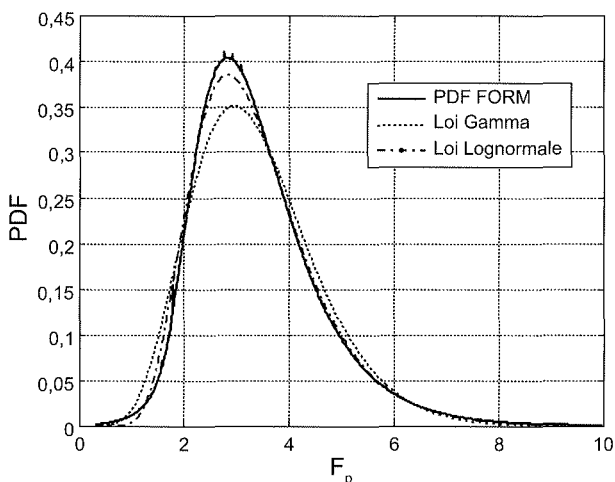


FIG. 17 Densités de probabilité (PDF) de F_p pour le cas d'un chargement sismique.
Probability density functions (PDF) of F_p for the seismic loading case.

4.2.5

Dimensionnement fiabiliste

Pour le dimensionnement d'une fondation soumise à une charge verticale et située dans une zone sismique, une probabilité de défaillance cible de 1 % a été utilisée. La figure 19 décrit la largeur fiabiliste de la fondation pour une distribution extrême du type II de K_h et pour différentes valeurs du coefficient de variation de K_h . La largeur déterministe correspondant à un facteur de sécurité vis-à-vis du poinçonnement de 3, et pour laquelle le facteur de sécurité vis-à-vis du glissement est supérieur à 2, est aussi présentée. La charge verticale appliquée est de 700 kN/m. La largeur fiabiliste de la fondation croît avec l'augmentation du coefficient de variation de K_h . Elle peut dépasser la valeur déterministe pour de grandes valeurs du coefficient de variation de K_h .

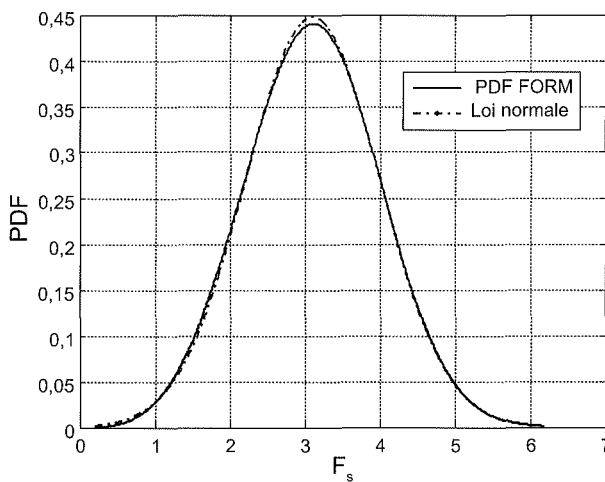


FIG. 18 Densités de probabilité (PDF) de F_s pour le cas d'un chargement sismique.
Probability density functions (PDF) of F_s for the seismic loading case.

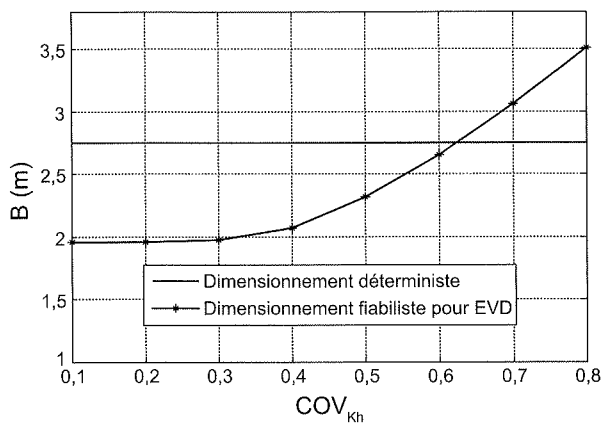


FIG. 19 Comparaison entre les dimensionnements déterministe et fiabiliste pour le cas d'un chargement sismique.

Comparison between deterministic and probabilistic designs for the seismic loading case.

5

Conclusion

Une analyse et un dimensionnement fiabilistes d'une fondation superficielle filante ont été réalisés. La fondation était chargée verticalement, soumise ou non à un chargement sismique pseudo-statique. Deux modèles déterministes rigoureux, basés sur deux mécanismes de ruine en analyse limite, ont été utilisés. Pour le cas d'un chargement vertical centré sans présence de séisme, le mode de rupture par poinçonnement du sol a été considéré. Cependant, pour le cas d'une fondation chargée verticalement et située dans une zone sismique, les modes de poinçonnement du sol et de glissement de la fondation le long de l'interface sol-fondation, ont été étudiés. Les paramètres de cisaillement du sol et le coefficient sismique ont été modélisés par des variables aléatoires. La distribution de probabilité de la cohésion a été supposée normale ou lognormale et celle de l'angle de frottement interne normale ou de distribution Bêta. La distribution de probabilité du coefficient sismique a été choisie exponentielle ou extrême du type II. L'indice de fiabilité de Hasofer-Lind a été adopté et la probabilité de défaillance calculée en utilisant l'approximation FORM. Une analyse de sensibilité a été effectuée et un dimensionnement fiabiliste présenté. Les conclusions de ces études peuvent être résumées comme suit.

Il a été montré que les valeurs de l'indice de fiabilité sont des majorants. Aussi, l'indice de fiabilité calculé

en se basant sur la surface de rupture probabiliste est plus petit (*i.e.* plus critique) que celui déterminé en utilisant la surface de rupture déterministe.

Les résultats correspondant au chargement vertical centré (mécanisme M1) pour les quatre combinaisons d'hypothèses de variables normales, non normales, non corrélées et corrélées ont démontré que l'indice de fiabilité décroît avec l'augmentation de la charge appliquée V . L'hypothèse de paramètres de cisaillement de sol non corrélés est conservatrice par rapport à celle des paramètres corrélés négativement. Par conséquent, la corrélation négative augmente la fiabilité de la fondation. L'analyse de sensibilité a souligné que l'effet des incertitudes de l'angle de frottement interne sur l'indice de fiabilité est beaucoup plus prononcé que l'effet des incertitudes de la cohésion, particulièrement pour les cas des variables *non normales*. Un dimensionnement fiabiliste a aussi été effectué. La largeur probabiliste de la fondation décroît avec l'augmentation de la corrélation négative des propriétés de cisaillement et la diminution de leurs coefficients de variation. La largeur déterministe de la fondation peut donc surestimer ou sous-estimer la largeur probabiliste suivant les valeurs utilisées des incertitudes. Il a été également établi qu'un dimensionnement fiabiliste permet de trouver de façon automatique les facteurs de sécurité partiels les plus probables sans se baser sur des valeurs constantes imposées de ces facteurs. Ceux-ci dépendent d'hypothèses de modélisation probabiliste (loi de probabilité et corrélation entre variables aléatoires). Par conséquent, ils apportent une information plus riche qu'un facteur de sécurité déterministe.

Pour les résultats du chargement sismique pseudo-statique (mécanisme M2), plusieurs conclusions ont été tirées. Pour les deux modes de glissement et de poinçonnement, l'indice de fiabilité décroît avec l'augmentation de la charge verticale V . Un seul mode de rupture (soit le glissement de la fondation, soit le poinçonnement du sol) était prédominant dans la détermination de la probabilité de défaillance du système. Pour de faibles valeurs de la charge appliquée, le mode de glissement est dominant. Quand la charge appliquée augmente, le mode de poinçonnement devient le plus critique. L'hypothèse d'une loi de distribution exponentielle pour le coefficient sismique est beaucoup plus conservatrice que celle d'une loi de distribution extrême de type II. Les valeurs des facteurs d'omission ont montré que, pour des faibles valeurs de la charge appliquée pour lesquelles le mode de glissement est dominant, on peut négliger la variabilité de ϕ . En revanche, pour de grandes valeurs de la charge appliquée où le mode de poinçonnement est dominant, les variabilités de l'angle de frottement et du coefficient sismique doivent être prises en compte dans l'analyse fiabiliste.

Enfin, il est à mentionner ici que seul l'état limite ultime de portance du sol a été étudié. L'étude de l'état limite de service fera l'objet de travaux futurs.

Bibliographie

- Calgario J.-A. – *Introduction aux Eurocodes. Sécurité des constructions et bases de la théorie de la fiabilité*. Presses de l'ENPC, 1996, 200 p.
- Caquot A. – *Équilibre des massifs à frottement interne. Stabilité des sols pulvérulents et cohérents*. Gauthier-Villars, 1934.
- Cherubini C. – Reliability evaluation of shallow foundation bearing capacity on c' , ϕ soils. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 37, 2000, p. 264-269.
- Christian J., Ladd C., Baecher G. – Reliability applied to slope stability analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, vol. 120, n° 12, 1994, p. 2180-2207.
- Ditlevsen O. – *Uncertainty Modelling : With Applications to Multidimensional Civil Engineering Systems*. McGraw-Hill, New York, 1981, 412 p.
- Eurocode 7. *Calcul géotechnique*. XP ENV 1997-1.
- Fenton G.A., Griffiths D.V. – Probabilistic foundation settlement on spatially random soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, vol. 128, n° 5, 2002, p. 381-390.
- Fenton G.A., Griffiths D.V. – Bearing capacity prediction of spatially random c - ϕ soils. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 40, 2003, p. 54-65.
- Fenton G.A., Griffiths D.V. – Three-Dimensional probabilistic foundation settlement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, vol. 131, n° 2, 2005, p. 232-239.
- Griffiths D.V., Fenton G.A. – Bearing capacity of spatially random soil : the undrained clay Prandtl problem revisited. *Géotechnique*, vol. 51, n° 4, 2001, p. 351-359.
- Griffiths D.V., Fenton G.A., Manoharan N. – Bearing capacity of rough rigid strip footing on cohesive soil : Probabilistic study. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, vol. 128, n° 9, 2002, p. 743-755.
- Haldar A., Mahadevan S. – *Probability, reliability and statistical methods in Engineering Design*. John Wiley, New York, 2000, 304 p.
- Harr M.E. – *Reliability-based design in civil engineering*. McGraw-Hill Book Company, New York, 1987, 290 p.
- Hasofer A.M., Lind N.C. – Exact and invariant second-moment code format. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, vol. 100, n° 1, 1974, p. 11-121.
- Lemaire M. – *Fiabilité des structures*. Hermès, Lavoisier, Paris, 2005, 506 p.
- La Borderie C., Breyse D. – Étude du tassement différentiel sur sols hétérogènes. *Revue européenne de génie civil, REGC*, vol. 11, n° 4, 2007.
- Low B.K. – Reliability analysis of rock wedges. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, vol. 123, n° 6, 1997, p. 498-505.
- Low B.K. – Reliability-based design applied to retaining walls. *Géotechnique*, vol. 55, n° 1, 2005, p. 63-75.
- Low B.K., Tang W.H. – Reliability analysis of reinforced embankments on soft ground. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 34, 1997a, p. 672-685.
- Low B.K., Tang W.H. – Efficient reliability evaluation using spreadsheet. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, vol. 123, 1997b, p. 749-752.
- Low B.K., Tang W.H. – Probabilistic slope analysis using Janbu's generalized procedure of slices. *Computers & Geotechnics*, vol. 21, n° 2, 1997c, p. 121-142.
- Low B.K., Tang W.H. – Reliability analysis using object-oriented constrained optimization. *Structural Safety*, vol. 26, 2004, p. 68-89.
- Low B.K., Phoon K.K. – Practical first-order reliability computations using spreadsheet. *Proc. Probabilistics in Geotechnics, Technical and Economic Risk Estimation*, Graz, September 15-19, 2002, p. 39-46.
- Lumb P. – Safety factors and the probability distribution of soil strength. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 7, 1970, p. 225-242.
- Melchers R.E. – *Structural Reliability: Analysis and Prediction*. Ellis Horwood Ltd., Chichester, U. K., 1999, 437 p.
- Phoon K.-K., Kulhawy F.H. – Evaluation of geotechnical property variability. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 36, 1999, p. 625-639.
- Popescu R., Deodatis G., Nobahar A. – Effect of random heterogeneity of soil properties on bearing capacity. *Probabilistic Engineering Mechanics*, vol. 20, 2005, p. 324-341.
- Przewlocki J. – A stochastic approach to the problem of bearing capacity by the method of characteristics. *Computers & Geotechnics*, vol. 32, 2005, p. 370-376.
- Soubra A.-H. – Upper-bound solutions for bearing capacity of foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, vol. 125, n° 1, 1999, p. 59-68.
- Soubra A.-H., Youssef Abdel Massih D.S. – Analysis and design of footings on spatially random soils. *Géotechnique, ICE*, 2010.
- Wolff T.H. – *Analysis and design of embankment dam slopes : a probabilistic approach*. Ph. D. thesis, Purdue University, Lafayette, Ind., 1985.
- Yuceman M.S., Tang W.H., Ang A.H.S. – A probabilistic study of safety and design of earth slopes. *Civil Engineering Studies, Structural Research Series 402*, University of Illinois, Urbana, 1973.
- Youssef Abdel Massih D.S. – *Analyse du comportement des fondations superficielles filantes par des approches fiabilistes*. Thèse de doctorat, université de Nantes, 2007, 269 p.
- Youssef Abdel Massih D.S., Soubra A.-H. – Reliability-based analysis of strip footings using response surface methodology. *International Journal of Geomechanics, ASCE*, vol. 8, n° 2, 2008, p. 134-143.
- Youssef Abdel Massih, D.S., Soubra, A.-H., Low B.K. – Reliability-based analysis and design of strip footings against bearing capacity failure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, vol 134, n° 7, 2008, p. 917-928.

Effet de la variabilité spatiale du sol dans l'étude du comportement des fondations superficielles filantes

**D. YOUSSEF
ABDEL MASSIH**

*CNRS libanais
Centre de recherches
géophysiques
Bhannes, Liban
dalia@cnsr.edu.lb*

A.-H. SOUBRA

*Institut de recherche
en génie civil et mécanique
Université de Nantes
Bd de l'Université, BP 152
44603 Saint-Nazaire Cedex
Abed.soubra@univ-nantes.fr*

Résumé

Cet article présente une analyse probabiliste à l'état limite ultime d'une fondation superficielle filante soumise à une charge verticale centrée et posée sur un sol présentant une variabilité spatiale. La cohésion et l'angle de frottement interne sont modélisés à l'aide de champs aléatoires non gaussiens et anisotropes en ce qui concerne la distance d'autocorrélation. La méthode de discrétisation de champ employée est la méthode de représentation spectrale. Les modèles déterministes sont basés sur des simulations numériques utilisant le logiciel FLAC^{3D}. Des échantillons de sol ont été générés et la charge ultime (*i.e.* réponse du système) correspondant à chaque réalisation de sol a été calculée. La moyenne et l'écart-type de la réponse de toutes les simulations ont été déterminés. Il a été montré que la variabilité spatiale du sol crée une asymétrie dans le champ de vitesses et de déformations et aboutit à une rotation de la fondation pour une réalisation donnée du champ aléatoire. Cependant, la rotation moyenne de la fondation, issue de l'ensemble des simulations de Monte-Carlo, est nulle. La loi lognormale est celle qui ajuste au mieux l'histogramme de la charge ultime de la fondation, obtenu à partir des simulations de Monte-Carlo. La valeur de la moyenne de la charge ultime de toutes les simulations est inférieure à la valeur déterministe calculée pour un sol homogène dont les caractéristiques de cisaillement sont constantes et égales aux valeurs moyennes. La moyenne de la charge ultime diminue, puis augmente avec l'augmentation des distances d'autocorrélation pour un sol isotrope. Un minimum existe pour une distance d'autocorrélation égale à la largeur de la fondation. La charge ultime est plus sensible aux variations de l'angle de frottement interne qu'à celles de la cohésion.

Mots-clés : fondations superficielles, charge ultime, champs aléatoires, représentation spectrale, simulations de Monte-Carlo.

Effect of soil spatial variability on the behavior of shallow strip footings

Abstract

The paper presents the effect of the soil spatial variability on the behavior of a vertically loaded strip footing at the ultimate limit state. The soil cohesion and angle of internal friction are modelled as non-gaussian anisotropic random fields concerning the autocorrelation distance. The spectral representation method is used for the discretization of the random fields. The deterministic models employed in the paper are based on numerical simulations using FLAC^{3D} software. Several soil samples were generated and the ultimate footing load (*i.e.* system response) corresponding to each sample was computed. The mean and standard deviation of the system response were determined. It was shown that the soil spatial variability makes the velocity field unsymmetrical for a given realisation of the random field and it leads to a rotation of the foundation. However, the mean value of the footing rotation obtained from all the Monte-Carlo simulations is null. The log-normal distribution is the one that better fits the histogram of the ultimate footing load. The average footing load of a spatially random soil, computed based on the different samples of the random field, is lower than the deterministic value obtained for a homogeneous soil using the mean values of the random parameters. A critical case appears when the autocorrelation distance is equal to the footing breadth, the mean ultimate footing load being minimal in that case. The ultimate footing load was found more sensitive to the angle of internal friction of the soil than to the soil cohesion.

Key words: shallow foundations, ultimate load, random fields, spectral representation, Monte-Carlo simulations.

1

Introduction

La variabilité naturelle des propriétés du sol affecte le comportement des ouvrages en géotechnique (portance et tassement des fondations, stabilité des pentes, etc.). La prise en compte de cette variabilité spatiale dans les modèles mécaniques requiert une modélisation de ces propriétés par des champs aléatoires. Leur discrétisation permet d'effectuer un couplage mécano-fiabiliste pour le système étudié.

Plusieurs auteurs ont considéré l'effet de la variabilité spatiale du sol dans leurs modèles de calcul. On peut citer (i) Griffiths et Fenton (1993) dans les problèmes d'écoulement, (ii) Fenton et Griffiths (2002, 2005) dans les problèmes de tassement, (iii) Assimaki *et al.* (2002) dans les problèmes de propagation des ondes sismiques, (iv) Griffiths et Fenton (2000) dans les problèmes de stabilité de pentes et (v) Fenton et Griffiths (2003), Griffiths et Fenton (2001), Griffiths *et al.* (2002), Kalfa (2006), Popescu *et al.* (2005), Soubra et Youssef Abdel Massih (2008), Soubra *et al.* (2008) et Youssef Abdel Massih (2007) dans les problèmes de portance de fondations. D'autres auteurs ont modélisé la variabilité des propriétés du sol par des variables aléatoires

caractérisées par des lois de distribution de probabilité. Dans ces approches, un paramètre aléatoire donné a une valeur constante en tout point du sol et la variabilité du sol est prise en compte d'une simulation à une autre en supposant que le sol est homogène pour chaque simulation. Ces méthodes ne considèrent pas la variabilité spatiale des propriétés du sol. On peut citer, dans le cadre de ces approches, les récents travaux de Soubra (2009), Soubra et Youssef Abdel Massih (2007), Youssef Abdel Massih et Soubra (2007, 2008) et Youssef Abdel Massih *et al.* (2008a, b).

Cet article présente une analyse probabiliste à l'état limite ultime d'une fondation superficielle filante soumise à un chargement vertical centré et posée sur un sol présentant une variabilité spatiale. La cohésion et l'angle de frottement interne sont modélisés à l'aide de champs aléatoires non gaussiens et anisotropes en ce qui concerne la distance d'autocorrélation. La méthode de discrétisation de champs employée est la méthode de représentation spectrale. Les simulations numériques déterministes sont basées sur un modèle élastoplastique utilisant le logiciel FLAC^{3D}. On présente successivement la méthodologie employée pour la discrétisation des champs aléatoires et la représentation des réalisations de champs ainsi qu'une comparaison entre les fonctions statistiques cibles des champs et

celles générées, le modèle probabiliste de calcul de la réponse du système (*i.e.* charge ultime de la fondation), et enfin les résultats probabilistes obtenus.

2

Méthode de discrétisation et réalisations d'un champ aléatoire

La méthode de représentation spectrale décrite par Shinozuka et Deodatis (1991) et Popescu *et al.* (1998) a été utilisée pour la génération de champs aléatoires respectant une fonction de densité spectrale et une densité de probabilité prescrites. Cette méthode permet la discrétisation de champs non gaussiens et anisotropes à l'aide de transformations de Fourier et d'une transformation non linéaire couplée avec un processus itératif. On a ainsi réalisé la génération d'un champ aléatoire à deux variables indépendantes représentant la cohésion c et l'angle de frottement interne φ du sol. Une génération d'un échantillon (c, φ) représente une configuration de sol où la valeur d'un paramètre dépend de sa position. Le sol ainsi généré reproduit les caractéristiques statistiques caractérisant le sol réel. Évidemment, l'analyse d'un seul échantillon ne suffit pas à tirer des conclusions sur le sol réel puisque le sol généré n'est qu'une réalisation probable reproduisant les statistiques du sol réel. La génération de champ aléatoire acquiert tout son intérêt dans sa mise en œuvre au cours de simulations par la méthode de Monte-Carlo. Un nombre significatif d'échantillons de sol doit être généré afin d'avancer des conclusions. Par exemple, pour l'étude de la capacité portante d'une fondation, cela revient à générer un grand nombre d'échantillons de sol, chacun ayant des paramètres c et φ qui ne sont pas constants et dépendent de la position dans le sol, puis à déterminer pour chaque échantillon avec un logiciel comme FLAC^{3D}, la capacité portante. Ce n'est alors que la moyenne issue de l'ensemble des valeurs de capacités portantes calculées pour tous les échantillons de sol qui est interprétable.

En 2D, la formule de discrétisation d'un champ gaussien mV-nD (*i.e.* à m variables et à n dimensions) s'écrit dans le domaine spatial et dans le cas d'une seule variable à deux dimensions comme suit (Yamazaki et Shinozuka, 1988) :

$$f_{Gr}(x_p, y_q) = \text{Re} \left[\sqrt{2} \sum_{k=0}^{M_x-1} \left(\sum_{l=0}^{M_y-1} A_{kl} e^{i\phi_{kl}} e^{i\kappa_y y_q} \right) e^{i\kappa_x x_p} \right] + \text{Re} \left[\sqrt{2} \sum_{k=0}^{M_x-1} \left(\sum_{l=0}^{M_y-1} A_{kl} e^{i\psi_{kl}} e^{-i\kappa_y y_q} \right) e^{i\kappa_x x_p} \right] \quad (1)$$

où Re est la partie réelle d'un nombre complexe, $x_p = p\Delta x$ avec $(p = 0, 1, \dots, M_x - 1)$ et $y_q = q\Delta y$ avec $(q = 0, 1, \dots, M_y - 1)$.

M_x et M_y sont respectivement les nombres de points simulés suivant x et y dans le domaine spatial, $(\Delta x, \Delta y)$ sont les dimensions du maillage dans le domaine spatial, ϕ_{kl} et ψ_{kl} sont des phases aléatoires indépendantes uniformément réparties entre 0 et 2π .

Dans l'équation (1), le terme A_{kl} est donné par :

$$A_{kl} = \sqrt{2S_{ff}(\kappa_{x,k}, \kappa_{y,l}) \Delta \kappa_x \Delta \kappa_y} \quad (2)$$

où $(\kappa_{x,k}, \kappa_{y,l})$ sont les coordonnées des points simulés dans le domaine fréquentiel, $(\Delta \kappa_x, \Delta \kappa_y)$ représentent les dimensions du maillage dans le domaine fréquentiel ; $S_{ff}(\kappa_x, \kappa_y)$ est la matrice de densité spectrale évaluée en tout point du domaine fréquentiel discrétisé.

La fonction f_{Gr} est calculée en chaque point du domaine spatial en utilisant l'algorithme de la transformation de Fourier rapide (FFT) présent dans Matlab 7.0. Le champ aléatoire est ainsi estimé en des points (x, y) de l'espace. Les distances $(\Delta x, \Delta y)$ qui représentent les dimensions du maillage spatial dépendent de la fréquence de coupure $\kappa_u = (\kappa_{x,u}, \kappa_{y,u})$ et du rapport entre N et M qui sont les nombres des points simulés dans le domaine fréquentiel et spatial respectivement. Ces distances s'expriment comme suit :

$$\Delta x = \frac{2\pi}{\kappa_{x,u}} \cdot \frac{N_x}{M_x} \quad (3)$$

$$\Delta y = \frac{2\pi}{\kappa_{y,u}} \cdot \frac{N_y}{M_y} \quad (4)$$

Le rapport $\frac{M}{N}$ doit être au moins égal à 2 (Shino-

zuka et Deodatis, 1991). La valeur de N doit être suffisamment grande pour aboutir à une discrétisation fiable dans le domaine fréquentiel. Les valeurs suivantes : $N_x = N_y = 64$ et $M_x = M_y = 128$ ont été choisies dans cette étude (Shinozuka et Deodatis, 1991).

Il est à noter qu'un champ aléatoire à deux variables indépendantes peut être représenté par deux champs aléatoires indépendants chacun à une variable. Ainsi, les deux fonctions f_{Gr} décrivant la discrétisation des deux champs sont générées indépendamment l'une de l'autre.

2.1

Réalisations des champs des propriétés du sol

Une fonction d'autocorrelation exponentielle anisotrope du premier ordre a été utilisée pour les deux paramètres aléatoires. Elle est donnée par la formule suivante (Vanmarcke, 1983) :

$$\rho(x, y) = e^{-2\sqrt{\left(\frac{\delta x}{\delta_x}\right)^2 + \left(\frac{\delta y}{\delta_y}\right)^2}} \quad (5)$$

où (δ_x, δ_y) sont respectivement les distances d'autocorrelation horizontale et verticale et $(\delta x, \delta y)$ sont les distances horizontale et verticale qui séparent deux points quelconques du sol. La fonction densité spectrale correspondante est exprimée par la relation :

$$S(\kappa_x, \kappa_y) = \frac{\delta_x \delta_y}{8\pi} \left[1 + \left(\frac{\delta_x \kappa_x}{2} \right)^2 + \left(\frac{\delta_y \kappa_y}{2} \right)^2 \right]^{-3/2} \quad (6)$$

La fréquence de coupure $(\kappa_{x,u}, \kappa_{y,u})$ est choisie en limitant la fonction densité spectrale à une valeur donnée en dessous de laquelle la valeur de la fonction est considérée négligeable (*i.e.* $S(\kappa_{x,u}, \kappa_{y,u}) < \epsilon$ avec $\epsilon = 10^{-3}$ à 10^{-5}). On a choisi de considérer que $\kappa_{x,u} = \kappa_{y,u}$. Dans les paragraphes suivants, on présente une comparaison entre les fonctions de répartition et les fonctions d'autocorrelation cibles et celles générées.

Réalisations du champ de la cohésion

La figure 1 présente une réalisation d'un champ isotrope lognormal de la cohésion de distance d'autocorrélation égale à 2 m ($\delta_x = \delta_y = 2$ m). La moyenne et le coefficient de variation de la cohésion adoptés dans le calcul sont 20 kPa et 20 % respectivement. Les régions foncées correspondent aux petites valeurs de la cohésion et celles plus claires aux valeurs plus grandes. Les valeurs varient entre 9 et 42 kPa. La figure 2 montre la comparaison entre la fonction de probabilité cumulative (CDF) cible et celle générée du champ de la cohésion. On remarque une bonne concordance entre les deux fonctions CDF.

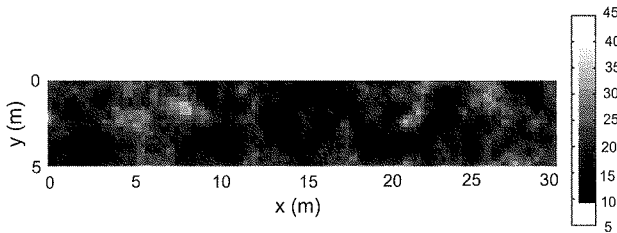


FIG. 1 Réalisation du champ de la cohésion (kPa).
Sample of the cohesion random field (kPa).

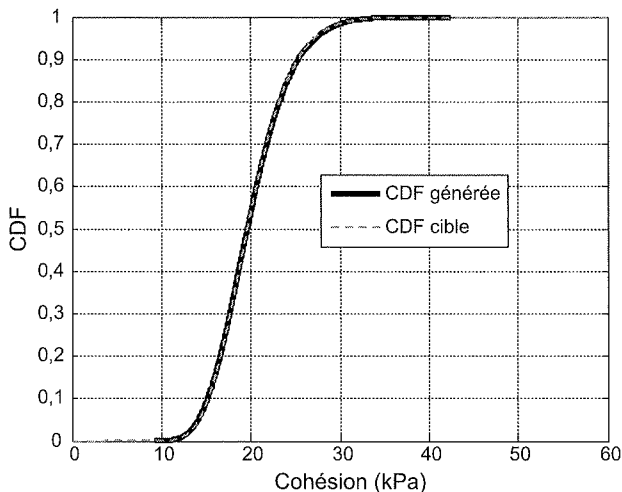


FIG. 2 Comparaison entre la fonction de répartition (CDF) cible et celle générée du champ de la cohésion.
Comparison between the target and the generated cumulative distribution function (CDF) of the cohesion random field.

La figure 3 montre une comparaison entre la fonction d'autocorrélation cible suivant une direction u

donnée $\rho(u) = e^{-2\sqrt{\left(\frac{\delta u}{\delta_x}\right)^2}$ (dans laquelle ou $u = x$ ou $u = y$; ici c 'est la même fonction suivant x et y puisque le champ est isotrope) et celle générée, dans les deux directions x et y , pour une réalisation donnée du champ de la cohésion. La fonction d'autocorrélation du champ généré est déterminée par la formule suivante (Fenton, 1999) :

$$\rho(u_j) = \frac{1}{\sigma^2(M-j)} \sum_{k=1}^{M-j} (X_k - \bar{\mu}_x)(X_{k+j} - \bar{\mu}_x) \quad (7)$$

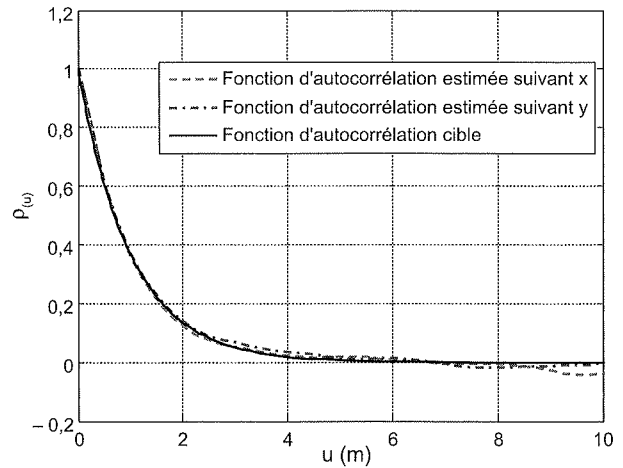


FIG. 3 Comparaison entre la fonction d'autocorrélation cible et celle générée du champ de la cohésion suivant x et y .

Comparison between the target and the generated autocorrelation function of the cohesion random field in the x and y directions.

où $j = 0, 1, \dots, M-1$, X_k est la valeur discrétisée du champ à l'intervalle $k\Delta x$ (si $u = x$) ou $k\Delta y$ (si $u = y$). $\bar{\mu}_x$ et $\bar{\sigma}_x$ sont respectivement la moyenne et l'écart-type estimés du champ discrétisé. Une bonne concordance entre la fonction d'autocorrélation cible et celle générée est observée pour une réalisation donnée du champ de la cohésion.

2.1.2

Réalisations du champ de l'angle de frottement

La figure 4 illustre une réalisation d'un champ isotrope de l'angle de frottement interne suivant une loi de distribution Bêta et dont la distance d'autocorrélation vaut 2 m ($\delta_x = \delta_y = 2$ m). La moyenne et le coefficient de variation de l'angle de frottement interne φ adoptés dans le calcul sont 30 degrés et 10 % respectivement. Les régions foncées correspondent à des petites valeurs de φ et celles plus claires à des valeurs plus grandes. Les valeurs varient entre 18 et 39 degrés. La figure 5 montre la comparaison entre la fonction de probabilité cumulative cible et celle générée, et la figure 6 une autre comparaison entre la fonction d'autocorrélation cible suivant une direction donnée et celle générée et ce, dans les deux directions x et y , pour une réalisation donnée du champ de l'angle de frottement interne. Comme pour le champ de la cohé-

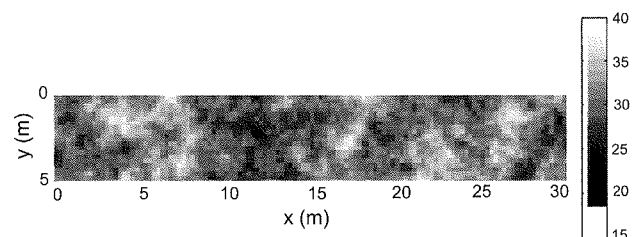


FIG. 4 Réalisation du champ de l'angle de frottement interne (degrés).

Sample of the internal friction angle random field (degrees).

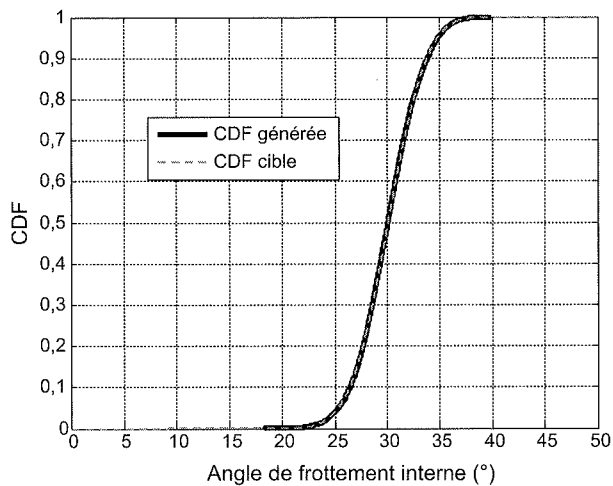


FIG. 5 Comparaison entre la fonction de répartition (CDF) cible et celle générée du champ de l'angle de frottement interne. Comparison between the target and the generated cumulative distribution function (CDF) of the internal friction angle random field.

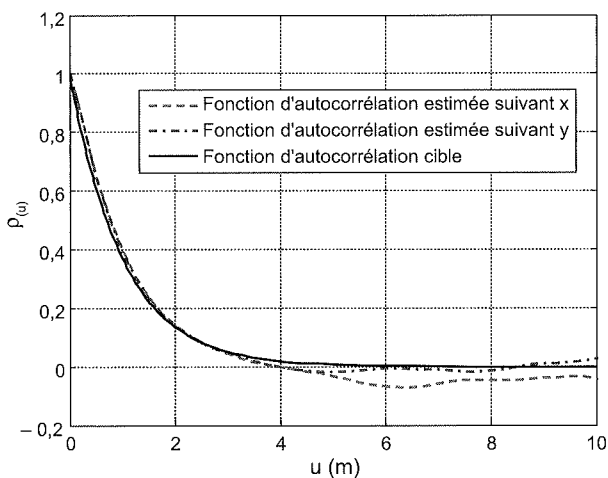


FIG. 6 Comparaison entre la fonction d'autocorrélation cible et celle générée du champ de l'angle de frottement interne suivant x et y. Comparison between the target and the generated autocorrelation function of the internal friction angle random field in the x and y directions.

sion, on remarque ici une bonne concordance entre les deux fonctions de probabilité cumulative (CDF) et entre les deux fonctions d'autocorrélation (i.e. cible et celle générée) pour une réalisation donnée du champ.

2.1.3

Réalisations d'un champ anisotrope

La figure 7 présente une réalisation d'un champ de cohésion anisotrope (i.e. $\delta_x = 10$ m ; $\delta_y = 1$ m). La moyenne et le coefficient de variation de la cohésion adoptés dans le calcul valent 20 kPa et 20 %. Ce type de champ anisotrope est utile pour la modélisation des sols stratifiés fréquemment rencontrés dans la pratique.

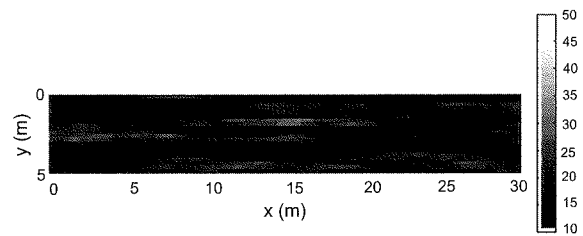


FIG. 7 Réalisation d'un champ de cohésion anisotrope ($\delta_y = 1$ m ; $\delta_x = 10$ m). Sample of an anisotropic cohesion random field ($\delta_y = 1$ m ; $\delta_x = 10$ m).

3

Modèle probabiliste de calcul de la réponse du système

La réponse du système envisagée dans cet article concerne la charge ultime de la fondation. Le modèle déterministe utilisé est basé sur des simulations numériques sous FLAC^{3D}. Un pilotage en déplacements est adopté pour le calcul de la charge ultime de la fondation. Un domaine de sol de longueur $15B = 30$ m et de hauteur $2,5B = 5$ m est considéré, B étant la largeur de la fondation (Fig. 8). Les limites verticales et horizontales du domaine sont suffisamment loin de la fondation pour ne pas perturber le champ de vitesses dans le sol pour toutes les configurations de sol étudiées ultérieurement. Le choix des dimensions des mailles du domaine d'éléments finis a été effectué de façon à conserver la distribution et la structure d'autocorrélation initiale du champ. Pour cela, les dimensions des mailles dépendent des distances d'autocorrélation des propriétés du sol. Der Kiureghian et Ke (1988) ont suggéré que la largeur maximale d'une maille doit être égale à 0,5 fois la distance d'autocorrélation. Puisque la distance d'autocorrélation verticale est de l'ordre de 1 à 4 m, la limite maximale de la dimension verticale de la maille est de l'ordre de 50 cm. En supposant que les distances d'autocorrélation horizontales sont généralement supérieures à 2 m, une limite maximale de 1 m est imposée pour la dimension horizontale de la maille. Suite aux suggestions proposées ci-dessus, pour choisir les dimensions des mailles dans FLAC^{3D}, une étude a été réalisée pour une fondation superficielle filante de largeur $B = 2$ m reposant sur un sol homogène de caractéristiques, $c = 20$ kPa, $\varphi = 30$ degrés, $\psi = 20$ degrés ; $E = 240$ MPa ; $\nu = 0,3$ et $\gamma = 18$ kN/m³. Un maillage non uniforme composé de 1 620 zones a été construit. Dans ce maillage, le sol est divisé horizontalement en 30 zones au-dessous de la fondation et 30 zones de part et d'autre de la fondation. Ces zones augmentent progressivement en s'éloignant des extrémités de la fondation jusqu'à ce qu'elles deviennent constantes et égales à 85 cm dans les régions loin de la fondation pour rester inférieures à la limite maximale (i.e. 1 m) proposée par Der Kiureghian et Ke (1988). Verticalement, le domaine est divisé en 18 zones raffinées à proximité de la fondation. Ces mailles augmentent en s'éloignant de la fondation jusqu'à ce que leur largeur verticale devienne constante et égale à 50 cm dans les zones profondes loin de la fondation pour ne pas dépasser la limite maximale (i.e. 50 cm verticalement) proposée par Der Kiureghian et Ke (1988). Les conditions aux limites du maillage consistent à bloquer :

- les déplacements dans la direction perpendiculaire au plan de la figure 8 car le problème traité est bidimensionnel ;
- bloquer les déplacements dans la direction horizontale pour les deux plans verticaux les plus éloignés de la fondation (i.e. limites verticales du maillage) ;
- bloquer tout mouvement dans toutes les directions pour la frontière inférieure du domaine.

Un modèle élastique parfaitement plastique basé sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb est utilisé pour représenter le sol. Une fondation de largeur 2 m et de hauteur 0,5 m est simulée par un matériau élastique linéaire et non pesant. Pour ce qui concerne le module d'Young de la fondation, une valeur cent fois plus élevée que celle du sol a été adoptée afin de modéliser une fondation rigide. L'interaction sol/fondation est représentée par des éléments d'interface suivant la loi de Coulomb. Les caractéristiques mécaniques de l'interface sont considérées égales à celles du sol, afin de modéliser un contact parfaitement rugueux.

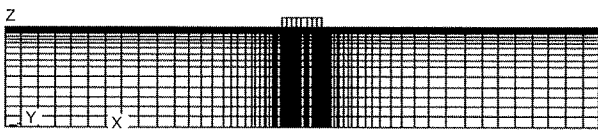


FIG. 8 Maillage (FLAC^{3D}).
FLAC^{3D} Mesh.

Pour les valeurs moyennes des propriétés du sol et de l'interface, la valeur de la charge ultime calculée en utilisant une vitesse de $5 \cdot 10^{-6}$ m/timestep, est de 2 386 kN/m. Le temps de calcul correspondant est de 10 minutes environ sur un ordinateur Pentium IV Centrino 2,0 GHz.

Il est à noter que le maillage stochastique est soumis à plusieurs conditions liées à la fréquence de coupure, aux dimensions du maillage fréquentiel et spatial, etc. Par ailleurs, le domaine et le maillage du modèle mécanique sous FLAC^{3D} doivent être choisis de manière à respecter certaines conditions (mailles fines dans les zones proches des extrémités de la fondation, etc.). Par conséquent, une différence existe entre le maillage stochastique et le maillage de FLAC^{3D}. Un mode de transfert des données stochastiques vers le maillage de FLAC^{3D} est donc nécessaire. Deux méthodes de transfert existent :

- la méthode du milieu utilisée par Shinozuka et Dasgupta (1987), Yamazaki et Shinozuka (1988), Der Kiureghian et Ke (1988) et Deodatis (1989). Dans cette méthode, le champ aléatoire est représenté par sa valeur au centroïde des mailles du maillage aux éléments finis. On cherche la position du centroïde de chaque maille dans le maillage stochastique et on affecte à la maille d'élément fini la valeur du champ correspondant à la position de son centroïde dans le maillage stochastique ;
- la méthode du moyennage local (ou moyennage spatial) proposée par Vanmarcke (1977) et Vanmarcke et Grigoriu (1983). Elle consiste à affecter à chaque maille du domaine aux éléments finis une valeur déterminée par moyennage des valeurs du champ du maillage stochastique qui se situent à l'intérieur de la maille d'élément fini.

Popescu (1995) a effectué une étude comparative entre ces deux méthodes et a conclu que la méthode du milieu est plus adaptée pour des champs non gaussiens puisqu'elle conserve la distribution de probabilité du champ initial. Der Kiureghian et Ke (1988) ont fait remarqué que la méthode du milieu sur-représente la variabilité du champ alors que la méthode du moyennage local tend à sous-représenter la vraie variabilité du champ. Ils ont aussi démontré que la méthode de moyennage spatial est plus adaptée aux champs gaussiens. Dans cette étude, la méthode du milieu a été utilisée puisque les champs aléatoires représentant les propriétés du sol sont considérés comme des champs non gaussiens. Les champs sont générés dans l'environnement de Matlab 7.0. Le transfert entre Matlab 7.0 et FLAC^{3D} est effectué par l'intermédiaire de fichiers textes et en utilisant le langage FISH propre à FLAC^{3D}.

3.1

Simulations de Monte-Carlo

Pour chaque jeu de données des paramètres statistiques des champs aléatoires représentant les propriétés du sol, plusieurs réalisations de champs sont générées dans Matlab 7.0 en utilisant la méthode de représentation spectrale et les simulations de Monte-Carlo. Le calcul de la charge ultime est effectué dans FLAC^{3D} pour chaque réalisation des champs représentant les propriétés du sol. La moyenne et l'écart-type non biaisé de la réponse R sont calculés comme suit :

$$\mu_R = \frac{1}{n_{sim}} \sum_{i=1}^{n_{sim}} R_i \quad (8)$$

$$\sigma_R = \sqrt{\frac{1}{n_{sim}-1} \sum_{i=1}^{n_{sim}} (R_i - \mu_R)^2} \quad (9)$$

où n_{sim} est le nombre de simulations de Monte-Carlo et R_i est la réponse de la $i^{ième}$ simulation de Monte Carlo avec ($i = 1, \dots, n_{sim}$). Le nombre de réalisations (correspondant au nombre de calculs déterministes sous FLAC^{3D}) nécessaire est celui pour lequel les valeurs de la réponse moyennée sur l'ensemble des réalisations et de son coefficient de variation convergent.

4

Résultats numériques

Les résultats numériques sont obtenus pour un sol dont la cohésion c suit une loi lognormale et l'angle de frottement interne ϕ une loi Bêta (Fenton et Griffiths, 2003). Les valeurs choisies pour les moments statistiques des paramètres de résistance au cisaillement du sol et de leur coefficient de corrélation $\rho_{c,\phi}$ valent : $\mu_c = 20$ kPa, $\mu_\phi = 30$ degrés, $10 \leq COV_{c,\phi} \leq 40$ %, $5\% \leq COV_\phi \leq 15\%$ et $\rho_{c,\phi} = 0$. L'angle de dilatance est considéré égal à $2\phi/3$. Les distances de corrélations des propriétés de cisaillement sont considérées égales à $\delta_x = \delta_y = 2$ m. La convergence est atteinte à partir d'un nombre de simulations proche de 100 pour lequel l'estimateur de la moyenne de la réponse du système et son coefficient de variation deviennent constants (Figs. 9 et 10). Pour ces 100 simulations, l'intervalle de confiance sur la valeur moyenne de la charge ultime (\pm un écart-type) est égal à l'écart-type de la charge ultime des 100 simu-

lations multiplié par $1/\sqrt{n_{sim}} = 0,1$, ce qui est équivalent à 10 % de σ_R . De même, l'intervalle de confiance sur la variance de la charge ultime est égal à la variance de la charge ultime des 100 simulations multipliée par

$$\sqrt{(2/(n_{sim} - 1))} = 0,142, \text{ ce qui est équivalent à } 14 \% \text{ de } \sigma_R^2.$$

Ceci signifie que les valeurs de la moyenne et de l'écart-type des 100 simulations de la charge ultime sont estimées avec un intervalle d'erreur de $\pm 10\%$ et $\pm 14\%$ respectivement par rapport aux valeurs réelles. Notons que le temps de calcul nécessaire pour la génération des 100 simulations et le calcul mécanique correspondant est voisin de 20 heures. Ce temps est important mais a déjà fait l'objet d'une optimisation lors du choix du maillage, de la vitesse de pilotage de déplacement et du nombre des simulations de Monte-Carlo, afin d'avoir le meilleur compromis entre la précision et le temps de calcul.

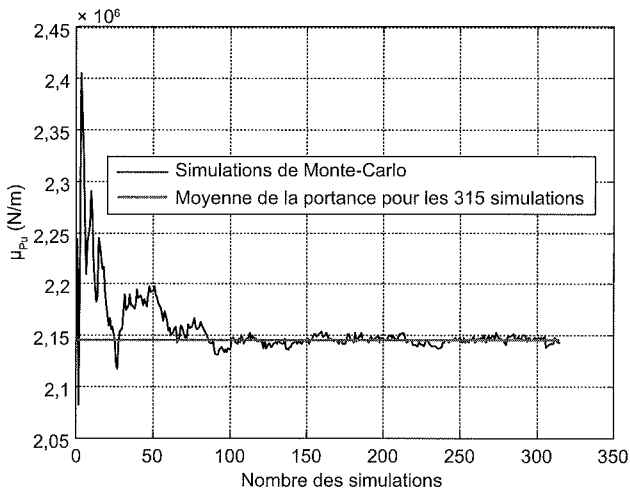


FIG. 9 Moyenne de la charge ultime en fonction du nombre des simulations ($COV_c = 40\%$, $COV_\varphi = 10\%$ et $\delta_y = \delta_x = 2$ m).
Mean of the ultimate footing load versus the sample size simulations ($COV_c = 40\%$, $COV_\varphi = 10\%$ and $\delta_y = \delta_x = 2$ m).

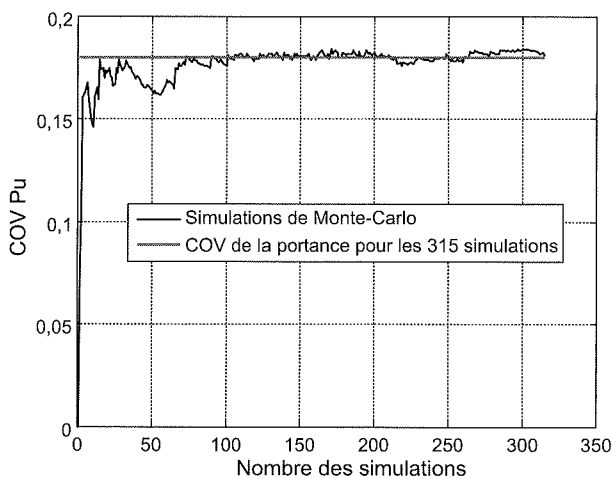


FIG. 10 Coefficient de variation de la charge ultime en fonction du nombre des simulations.
Coefficient of variation of the ultimate footing load versus the sample size.

Les figures 11 et 12 montrent les courbes effort-déplacement et effort-rotation de toutes les simulations de Monte-Carlo ainsi que les courbes moyennes respectives. Ces dernières sont obtenues en moyennant pour chaque cycle de calcul toutes les valeurs des charges, des déplacements et des rotations obtenues à partir de toutes les simulations.

La valeur de la moyenne de la charge ultime (Fig. 11) est de 2 143,5 kPa. Cette valeur est inférieure à la valeur déterministe (i.e. 2 386 kN/m) calculée pour un sol homogène dont les caractéristiques de cisaillement sont constantes et égales aux valeurs moyennes (i.e. $c = 20$ kPa, $\varphi = 30$ degrés, $\psi = 20$ degrés).

Sur la figure 12, on remarque que la courbe moyenne de toutes les simulations correspond à une rotation nulle de la fondation : on retrouve le cas d'un sol homogène pour lequel la fondation reste horizontale et ne subit aucune rotation.

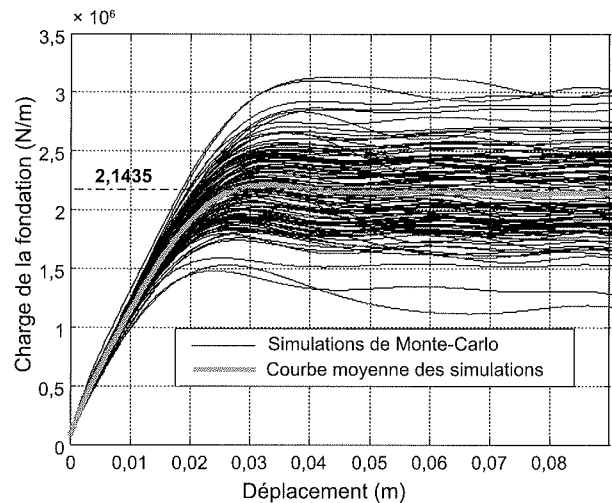


FIG. 11 Courbes effort-déplacement des simulations de Monte-Carlo.
Load-displacement curves from Monte-Carlo simulations.

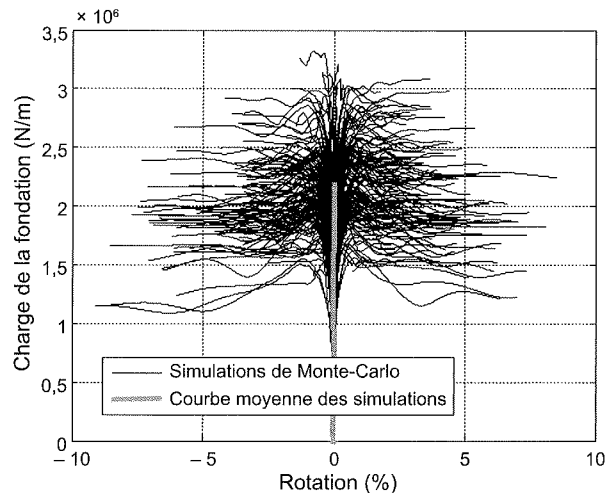


FIG. 12 Courbes effort-rotation des simulations de Monte-Carlo.
Load-slope curves from Monte-Carlo simulations.

La figure 13 présente le maillage déformé correspondant à une simulation donnée (*i.e.* une réalisation des champs de la cohésion et de l'angle de frottement interne). On remarque que la variabilité spatiale correspondant à une réalisation donnée du champ aléatoire crée une asymétrie dans le champ de vitesses et de déformations et aboutit à une rotation de la fondation. Cependant, la moyenne des rotations de l'ensemble des réalisations est nulle comme signalé dans le paragraphe précédent.

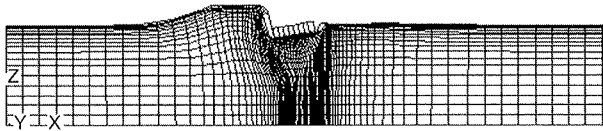


FIG. 13 Maillage déformé d'une réalisation.

Deformed mesh obtained from a sample of the random field.

A partir des simulations de Monte-Carlo, on peut ajuster l'histogramme des valeurs de la charge ultime de toutes les simulations selon une loi de distribution de probabilité connue. Les lois utilisées sont les lois normale, lognormale et gamma (Fig. 14). La loi lognormale ajuste au mieux l'histogramme de la charge ultime. Il est à noter que, dans le cadre de ce travail où le nombre de simulations de Monte-Carlo est faible, seuls les moments statistiques (moyenne et écart-type) issus de la distribution de la réponse sont exploitables ; les queues des distributions de probabilité ajustées ne sont pas rigoureuses. Un nombre supérieur de simulations de Monte-Carlo est nécessaire pour minimiser l'erreur au niveau de ces queues de distribution et pouvoir les exploiter dans le calcul de la probabilité de ruine.

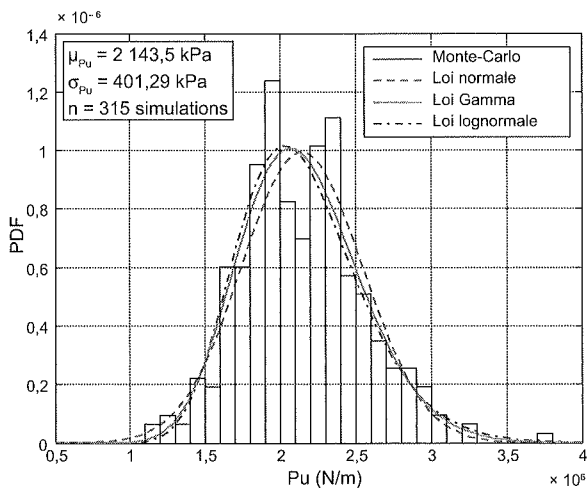


FIG. 14 Approximation de la densité de probabilité (PDF) des charges ultimes obtenues à partir des simulations de Monte-Carlo.

Probability density (PDF) fitting of the ultimate footing loads obtained by the Monte-Carlo simulations.

Les figures 15 et 16 montrent la moyenne et l'écart-type de la charge ultime de la fondation calculés à partir des simulations de Monte-Carlo dans le cas d'un sol isotrope pour lequel la distance d'autocorrélation est supposée la même dans les directions horizontale et verticale.

La variation de la moyenne de la charge ultime de la fondation écrite sous forme adimensionnelle $\mu_{Pu}/\gamma B^2$ en fonction de la distance d'autocorrélation pour différentes valeurs des coefficients de variation de la cohésion et de l'angle de frottement interne (Fig. 15) montre que la moyenne de la charge ultime diminue puis augmente avec l'augmentation de la distance d'autocorrélation. Un cas critique existe quand la distance d'autocorrélation devient égale à la largeur de la fondation (*i.e.* $\delta/B = 1$). Ce cas correspond à la plus petite moyenne de la charge ultime. Des résultats similaires ont été observés par Griffiths et Fenton dans plusieurs problèmes de géotechnique (portance des fondations, stabilité des talus). Ceci peut être expliqué comme suit : le mécanisme de ruine cherche à passer par les zones les plus faibles du sol. Cependant, pour une grande variabilité (*i.e.* des petites distances d'autocorrélation), le mécanisme de ruine rencontre des difficultés pour trouver le chemin le plus faible puisque les zones faibles du sol sont entourées par des zones fortes à cause de la grande variabilité du sol. La ligne de rupture d'un sol présentant une grande variabilité cherche à passer par les zones les plus faibles (*i.e.* à faibles paramètres de cisaillement). Ceci rend cette ligne de glissement trop tortueuse et, par conséquent, elle est trop « longue » aboutissant ainsi à une forte charge ultime. Quand la distance d'autocorrélation est égale à la largeur de la fondation, la variabilité du sol est telle que le mécanisme de rupture peut se développer en passant par les zones les plus faibles sans être très étendu en volume. La valeur de la moyenne de la charge ultime est donc plus faible que celle obtenue pour un sol présentant une forte variabilité.

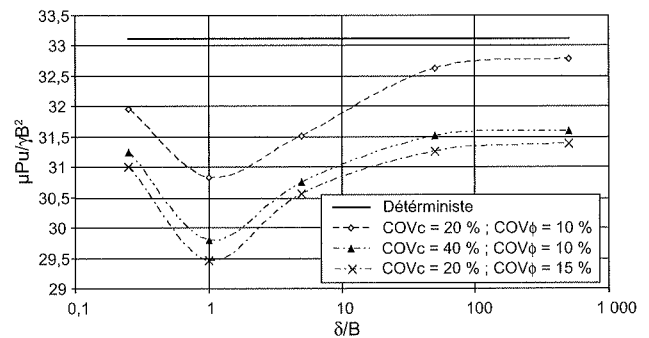


FIG. 15 Moyenne de la charge ultime en fonction des distances d'autocorrélation.

Mean value of the ultimate footing load versus the autocorrelation distances.

La valeur de la moyenne de la charge ultime augmente avec la diminution des coefficients de variation des paramètres de cisaillement du sol. Elle tend vers la valeur déterministe pour des petits coefficients de variation et de grandes distances d'autocorrélation (*i.e.* cas d'un sol homogène dont les paramètres de cisaillement sont égaux à leur valeur moyenne).

Concernant l'écart type de la charge ultime (Fig. 16), il augmente avec l'accroissement des distances d'autocorrélation et des coefficients de variation des paramètres de cisaillement du sol.

A partir des figures 15 et 16, en comparant l'effet d'une augmentation de 5 % du coefficient de variation de l'angle de frottement interne à celui de l'augmentation de 20 % du coefficient de variation de la cohésion, on remarque que la moyenne de la charge ultime et son écart-type sont plus sensibles aux variations de l'angle de frottement interne qu'à celles de la cohésion.

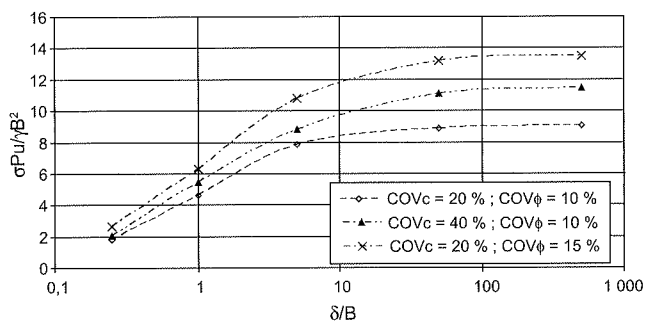


FIG. 16 Écart-type de la charge ultime en fonction des distances d'autocorrelation.
Standard deviation of the ultimate footing load versus the autocorrelation distances.

5

Conclusion

Une analyse probabiliste à l'ELU d'une fondation superficielle filante a été présentée. Posée sur un sol présentant une variabilité spatiale, la fondation a été soumise à un chargement vertical centré. Les propriétés du sol sont modélisées par des champs aléatoires. La méthode de discrétisation de champ utilisée est la méthode de représentation spectrale à l'aide de trans-

formations de Fourier. Il a été montré que la variabilité spatiale du sol crée une asymétrie dans le champ de vitesses et de déformations et aboutit à une rotation de la fondation pour une réalisation donnée du champ aléatoire. Cependant, la rotation moyenne de la fondation, issue de l'ensemble des simulations de Monte-Carlo, est nulle. La loi lognormale est celle qui ajuste au mieux l'histogramme de la charge ultime de la fondation, obtenu à partir des simulations de Monte-Carlo. La valeur de la moyenne de la charge ultime de toutes les simulations est inférieure à la valeur déterministe calculée pour un sol homogène dont les caractéristiques de cisaillement sont constantes et égales aux valeurs moyennes. La moyenne de la charge ultime diminue, puis augmente avec l'accroissement des distances d'autocorrélation pour un sol isotrope. Un minimum existe pour une distance d'autocorrélation égale à la largeur de la fondation. La charge ultime est plus sensible aux variations de l'angle de frottement interne qu'à celles de la cohésion. Enfin, il est à noter que, dans cette étude où le nombre de simulations de Monte-Carlo est faible, seuls les moments statistiques (moyenne et écart-type) issus de la distribution de la réponse sont exploitables ; les queues des distributions de probabilité ajustées ne sont pas rigoureuses. Un nombre supérieur de simulations de Monte-Carlo est nécessaire pour minimiser l'erreur au niveau de ces queues de distribution et pouvoir les exploiter dans le calcul de la probabilité de ruine de la fondation vis-à-vis d'une rupture par poinçonnement du sol.

Bibliographie

- Assimaki D., Pecker A., Popescu R., Prevost J. – Effects of spatial variability of soil properties on surface ground motion. *Journal of Earthquake engineering*, 7 (1), 2002, p. 1-44.
- Deodatis G. – Stochastic FEM sensitivity analysis of nonlinear dynamic problems. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 4 (3), 1989, p. 135-141.
- Der Kiureghian A., Ke J.-B. – The stochastic finite element method in structural reliability. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 3 (2), 1988, p. 83-91.
- Fenton G.A., Griffiths D.V. – Bearing capacity prediction of spatially random $c-\phi$ soils. *Can. Geotech. J.*, 40, 2003, p. 54-65.
- Fenton G.A. – Estimation for stochastic soil models. *J. of Geotech. & Geoenv. Engrg.*, ASCE, 125 (6), 1999, p. 470-485.
- Fenton G.A., Griffiths D.V. – Probabilistic foundation settlement on spatially random soil. *J. of Geotech. & Geoenv. Engrg.*, ASCE, 128 (5), 2002, p. 381-390.
- Fenton G.A., Griffiths D.V. – Three-Dimensional probabilistic foundation settlement. *J. of Geotech. & Geoenv. Engrg.*, ASCE, 131 (2), 2005, p. 232-239.
- Griffiths D.V., Fenton G.A. – Bearing capacity of spatially random soil : the undrained clay Prandtl problem revisited. *Géotechnique*, 51 (4), 2001, p. 351-359.
- Griffiths D.V., Fenton G.A., Manoharan N. – Bearing capacity of rough rigid strip footing on cohesive soil : Probabilistic study. *J. of Geotech. & Geoenv. Engrg.*, ASCE, 128 (9), 2002, p. 743-755.
- Griffiths D.V., Fenton G.A. – Seepage beneath water retaining structures founded on spatially random soil. *Géotechnique*, 43 (4), 1993, p. 577-587.
- Griffiths D.V., Fenton G.A. – Influence of soil strength spatial variability on the stability of an undrained clay slope by finite elements. *Geotechnical Special Publications*, 101, Slope Stability 2000, The Geoinstitute of the American Society of Civil Engineers.
- Kalfa M. – *Analyse déterministe et fiabiliste d'une fondation superficielle de forme circulaire vis-à-vis de la rupture par poinçonnement du sol*. Master de recherche, université de Nantes, 2006.
- Popescu R. – *Stochastic variability of soil properties : data analysis, digital simulation, effects on system behaviour*. PhD thesis, Princeton University, Princeton, NJ, 1995.
- Popescu R., Deodatis G., Nobahar A. – Effect of random heterogeneity of soil properties on bearing capacity. *Prob. Engrg. Mech.*, 20, 2005, p. 324-341.
- Popescu R., Deodatis G., Prevost J.H. – Simulation of homogeneous non-Gaussian stochastic vector fields. *Prob. Engrg. Mech.*, 13 (1), 1998, p. 1-13.
- Shinozuka M., Deodatis G. – Simulation of stochastic processes by spectral representation. *Applied Mechanics Reviews*, ASME, 44 (4), 1991, p. 191-204.
- Shinozuka M., Dasgupta G. – Stochastic fields and their digital simulation. *Stochastic Methods in Structural Dynamics*, G.I. Schueller and M. Shinozuka, eds, Martinus Nijhoff Publishers, Boston, Mass., 1987, p. 93-133.
- Soubra A.-H. – Reliability-based analysis and design of eccentrically loaded footings. *International Foundation Congress & Equipment Expo, IFCEE '09*, March 15-19 2009, Florida, USA, 8 p.
- Soubra A.-H., Youssef Abdel Massih D. – Reliability-based analysis and design of obliquely loaded footings. *Geo-Denver 2007, New Peaks in Geotechnics*, ASCE, GSP n° 170, Denver, USA, 18-21 February 2007, 10 p.
- Soubra A.-H., Youssef Abdel Massih D. – Reliability-based analysis and design of foundations resting on a spatially random soil. *Geocongress 2008*, ASCE, GSP n° 178, New Orleans, Louisiana, USA, 9-12 March 2008, p. 82-89.
- Soubra A.-H., Youssef Abdel Massih D., Kalfa M. – Bearing capacity of foundations resting on a spatially random soil. *Geocongress 2008*, ASCE, GSP n° 178, New Orleans, Louisiana, USA, 9-12 March 2008, p. 66-73.
- Vanmarcke E. – Probabilistic modeling of soil profiles. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 103, n° GT11, 1977, p. 1227-1246.
- Vanmarcke E. – *Random fields : analysis and synthesis*. MIT press Cambridge, 1983, 382 p.
- Vanmarcke E., Grigoriu M. – Stochastic finite element analysis of simple beams. *Journal of Engineering Mechanics*, 109 (5), 1983, p. 1203-1214.
- Yamazaki F., Shinozuka M. – Digital generation of non-Gaussian stochastic field. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 114 (7), 1988, p. 1183-1197.
- Youssef Abdel Massih D. – *Analyse du comportement des fondations superficielles filantes par des approches fiabilistes*. Thèse de doctorat, université de Nantes, 2007, 269 p.
- Youssef Abdel Massih D., Soubra A.-H., Low B.K. – Reliability-based analysis and design of strip foundations against bearing capacity failure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, ASCE, 134 (7), 2008a, p. 917-928.
- Youssef Abdel Massih D., Kalfa M., Soubra A.-H. – Reliability-based analysis of circular footings using response surface methodology. *2nd BGA Int. Conf. on Foundations*, Dundee, 24-27 June 2008b, p. 1625-1636.
- Youssef Abdel Massih D., Soubra A.-H. – Reliability-based analysis of strip footings using response surface methodology. *10th Int. Conf. on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering*, ICASP10, July 31-August 1 2007, University of Tokyo, Tokyo, Japan, 8 p.
- Youssef Abdel Massih D., Soubra A.-H. – Reliability-based analysis of strip footings using response surface methodology. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, 8 (2), 2008, p. 134-143.

Effets de sollicitations hydriques cycliques sur le gonflement d'un sol argileux traité à la chaux

O. CUISINIER

Laboratoire Environnement,
Géomécanique & Ouvrages
Nancy-Université
Rue du Doyen
Marcel-Roubault
BP 40
54501 Vandœuvre-
lès-Nancy Cedex
Olivier.Cuisinier@
ensg.inpl-nancy.fr

D. DENELEE

Laboratoire Central
des Ponts et Chaussées
Centre de Nantes
Route de Bouaye, BP 4129
44341 Bouguenais Cedex
Dimitri.Deneele@lpcp.fr

Résumé

Le traitement à la chaux améliore le comportement des sols fins. En dehors de ces applications classiques en terrassement, le traitement à la chaux permet aussi de réduire le gonflement des sols très argileux. Toutefois, dans le long terme, la pérennité des effets positifs de la chaux reste toujours en question. En effet, certains auteurs ont montré que les sols traités peuvent retrouver leur potentiel de retrait/gonflement après quelques cycles successifs d'humidification/séchage. Dans ce contexte, cette étude expérimentale a été entreprise pour évaluer les effets successifs d'humidification/séchage sur le comportement d'une argile traitée à la chaux. Elle a été menée à partir de prélèvements réalisés dans un remblai expérimental réalisé en argile traitée à la chaux. Ces travaux ont été complétés par des expériences menées sur des échantillons d'argile, traitée ou non, préparés en laboratoire. Des œdomètres à succion contrôlée par la méthode osmotique ont été employés pour soumettre les différents matériaux testés à des cycles hydriques. L'analyse des résultats obtenus montre que le traitement de la chaux permet de réduire considérablement la capacité de gonflement de l'argile dans le court terme. Toutefois, les échantillons prélevés sur le remblai expérimental présentent un potentiel de gonflement/retrait de l'ordre de 5 à 8 % alors que le potentiel de retrait/gonflement des éprouvettes d'argile traitée préparées en laboratoire est quasi nul. Les résultats obtenus tendent ainsi à indiquer que l'efficacité du traitement à la chaux sur le gonflement d'une argile plastique diminue avec le temps.

Mots-clés : traitement des sols, chaux, succion, argile, durabilité.

Impact of cyclic wetting and drying on the swelling properties of a lime-treated expansive clay

Abstract

Lime addition is a very wide spread technique to improve the engineering behaviour of soils and it is known to reduce the swelling potential of expansive soils. However, in the long term, the permanence of that lime effect is questionable. Some authors have shown that a lime-treated expansive soil can recover its initial swelling/shrinkage ability after some successive wetting/drying cycles. This question is of interest since lime might be used to prevent swelling of expansive soils in earthworks. An experimental study was undertaken to assess the effects of successive wetting/drying cycles on the swelling behaviour of lime-treated expansive soils. This study was conducted both on three-years-old field-samples coming from an experimental backfill and samples reconstituted in the laboratory. Osmotic suction-controlled oedometers were used to determine their swelling/shrinkage behaviour when submitted to wetting/drying cycles. The results obtained on the reconstituted samples showed that the lime treatment can reduce dramatically the swelling capacity of an expansive soil. However, the lime-treated samples taken from the experimental backfill exhibited important swelling and shrinkage deformations when submitted to successive wetting and drying. The obtained results clearly indicated that the lime treatment efficiency decreased with time.

Key words: lime stabilisation, suction, clay, durability.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} septembre 2010.

Introduction

Le traitement à la chaux des sols fins est d'un usage ancien et très répandu en vue d'améliorer leur comportement et leur maniabilité. Lorsque de la chaux vive est ajoutée à un sol, celle-ci s'hydrate ce qui provoque un dégagement de chaleur et une augmentation de la quantité d'ions Ca^{2+} et OH^- dans la solution du sol. Ces ions vont réagir avec les constituants du matériau, modifiant ainsi ses caractéristiques de maniabilité, de compactage, et de comportement mécanique à court et long termes (Little, 1995 ; Bell, 1996). L'augmentation du pH conduit à la dissolution des minéraux du sol, ce qui libère de l'alumine et de la silice, silice et alumine qui vont se combiner avec les ions calcium apportés par la chaux pour former des composés cimentaires. Ces composés cimentent les particules du sol entre elles, ce qui conduit à l'amélioration de son comportement mécanique.

Le traitement à la chaux permet aussi de réduire, voire de supprimer, le gonflement des sols argileux (Brandl 1981 ; Nalbantoglu et Tuncer, 2001 ; Rao et Thyagaraj, 2003). Ainsi, le traitement à la chaux pourrait être intéressant pour prévenir le gonflement des sols argileux dans le cadre de leur emploi en terrassement. Dans ce contexte, l'évaluation de la stabilité dans le temps de cet effet du traitement à la chaux est primordiale. Cependant, il n'existe aujourd'hui que très peu de travaux sur l'impact, notamment des sollicitations hydriques cycliques, climatiques, sur la pérennité des effets du traitement à la chaux. Ainsi, quelques études de cas sont disponibles dans la littérature pour évaluer les performances de remblais traités à la chaux quelques années après la réalisation de l'infrastructure (Gutschik, 1978 ; Kelley, 1988). Ces auteurs notent que dans la zone soumise aux aléas climatiques il est apparu quelques désordres liés apparemment à la présence de boules d'argiles mal pulvérisées lors du traitement. D'après ces quelques études, il apparaît que l'alternance de périodes sèches et humides pourrait être néfaste. Il est cependant difficile de conclure à partir de ces seules études puisque les informations sur les dosages, les types de sol, les conditions de compactage ne sont pas présentées en détail. Par ailleurs, il existe aussi quelques études de laboratoire sur cette thématique. Guney *et al.* (2007) ont imposé des cycles de séchage/humidification à une argile gonflante compactée traitée à la chaux. Ces auteurs ont montré que, bien que le potentiel de gonflement de l'argile soit réduit immédiatement après le traitement à la chaux, il tend à augmenter de manière significative lorsque des cycles hydriques successifs sont imposés. L'étude présentée par Khattab *et al.* (2004), à partir d'essais réalisés sur l'argile FoCa traitée à la chaux, aboutit aux mêmes conclusions. Ces auteurs montrent que ce comportement semble relié à la période de cure entre le traitement et le premier cycle hydrique. Ces quelques études de cas et de laboratoire tendent à conclure à un effet négatif des cycles hydriques sur le gonflement des sols argileux traités à la chaux, et mettent ainsi en doute la durabilité des effets du traitement à la chaux. Cependant, les cycles hydriques de ces études de laboratoire ont été réalisés entre la saturation (imposition de succion nulle) et de très faibles humidités relatives, ce qui correspond à une succion de plusieurs centaines de MPa. Ce type de cycle est plutôt sévère par rapport aux variations de teneur en eau, et donc de succion, auxquelles peut être soumis le cœur des ouvrages en terre (quelques MPa).

Dans ce contexte et afin de maîtriser l'amplitude des cycles hydriques imposés, la technique d'imposition de la succion par la méthode osmotique a été utilisée. Des œdomètres spéciaux ont ainsi permis d'étudier le comportement des matériaux considérés dans cette étude entre 0 et 8,5 MPa de succion. Cette étude expérimentale a été réalisée à partir de deux types de matériaux et vise à évaluer la performance à long terme d'une argile traitée à la chaux soumise à des cycles hydriques. Elle a été menée sur des échantillons prélevés en juillet 2006 dans un remblai expérimental constitué d'argiles très plastiques (A4) traitées à la chaux réalisé en 2003. Des expériences complémentaires ont été réalisées sur des échantillons de ce même matériau mais traités en laboratoire, ceci afin d'évaluer l'impact à court terme du traitement à la chaux. La comparaison des résultats obtenus avec chacun des matériaux permet d'approcher l'évolution avec le temps de l'efficacité d'un traitement à la chaux d'un sol très argileux.

Origine et propriétés des matériaux utilisés dans l'étude

Remblais expérimentaux

Les reconnaissances géologiques menées dans le cadre de la réalisation du tronçon Rethel – Charleville de l'autoroute A34 ont mis en évidence la présence d'argiles très plastiques (A4). Ces argiles ne sont pas utilisables en remblais selon le guide de réutilisation des matériaux en remblais et couche de forme (LCPC-SETRA, 2000). Face à la pénurie possible de matériaux de bonne qualité sur ce chantier, les possibilités de réemploi de ces argiles très plastiques en terrassement ont été considérées. Dans ce cadre, après une étude préliminaire, deux remblais expérimentaux (100 m de longueur, 10 m de large et 1,5 m de hauteur) ont été réalisés en juillet 2003. Deux dosages en chaux, 2 et 3 %, ont été utilisés ainsi que différentes modalités de mise en œuvre et de compactage du matériau traité. Par ailleurs, un des remblais a été surmonté d'une couche de forme en argile traitée avec 3 % de chaux et 7 % de liant. Les propriétés de ces remblais ont fait l'objet d'un suivi spécifique qui a montré que, si le remblai possédait des caractéristiques initiales acceptables, une légère amélioration des performances de portance a été mise en évidence lors du suivi de 2006 (Berche, 2007).

Des sondages au carottier battu ont été réalisés dans un des remblais afin de déterminer les propriétés de gonflement de l'argile traitée. Ces sondages ont été réalisés en juillet 2006, soit trois ans après la construction du remblai, période durant laquelle les remblais ont été soumis aux seules sollicitations climatiques. Dans le remblai sélectionné, cette argile A34 a été traitée avec 3 % de chaux vive et compactée à la teneur en eau optimale (Proctor normal). Ce dosage en chaux avait été reconnu comme suffisant pour supprimer le gonflement de cette argile sous humidification lors des études préliminaires. En parallèle à ces sondages, de l'argile A34 non traitée a été prélevée. Ce matériau a

été utilisé pour réaliser des essais complémentaires de traitement et de vieillissement au laboratoire. La couche de forme traitée n'a pas été considérée dans le cadre de cette étude.

2.2

Propriétés de l'argile A34 non traitée

Les propriétés d'identification géotechnique de l'argile A34, avant l'ajout de chaux vive, ont été déterminées. La limite de liquidité est de 98 %, l'indice de plasticité de 61 %, pour une valeur de bleu VBS de 10,7 g pour 100 g. La proportion d'éléments inférieurs à 2 µm est de 66 %. Ces données confirment que l'argile peut être classée comme A4 selon la classification GTR. La courbe granulométrique de l'argile est donnée sur la figure 1. Les caractéristiques de compactage ont aussi été déterminées. La teneur en eau de l'optimum Proctor normal est de l'ordre de 24,5 %, avec une masse volumique sèche correspondante de 1,46 Mg.m⁻³. Après un traitement à 3 % de chaux vive, la teneur en eau de l'optimum Proctor normal de cette argile est de 27,0 % pour une masse volumique sèche de 1,37 Mg.m⁻³.

L'analyse minéralogique effectuée par diffraction des rayons X (Fig. 1) montre que ce matériau est composé essentiellement de minéraux argileux (montmorillonite, illite et kaolinite), de quartz et de carbonates de calcium. Les estimations semi-quantitatives aboutissent à une proportion de 66 % d'argiles, 19 % de quartz et 15 % de carbonates de calcium. La fraction argileuse est composée de 90 % de montmorillonite, 8 % d'illite et 2 % de kaolinite.

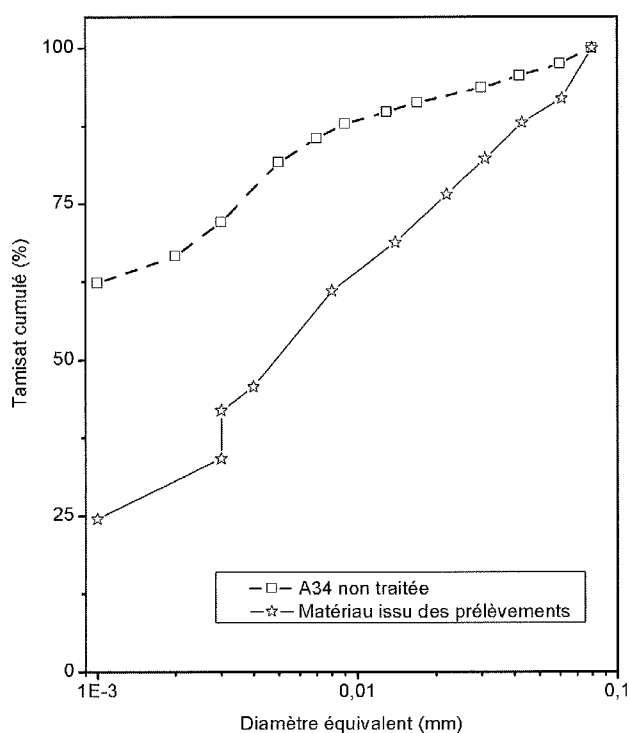


FIG. 1

Comparaison entre la granulométrie de l'argile A34 non traitée et de l'argile A34 traitée prélevée au sein des remblais expérimentaux.

Comparison between the granulometry of unstabilized A34 clay and stabilized A34 clay sampled in the experimental backfills.

2.3

Caractérisation des prélèvements

Seule la partie centrale des sondages a été utilisée dans cette étude. La teneur en eau moyenne des carottes prélevées dans le remblai était comprise entre 32 et 36 %, pour une masse volumique sèche comprise entre 1,14 et 1,28 Mg.m⁻³. Le degré de saturation était compris entre 70 et 80 % environ. Ces caractéristiques sont très différentes des caractéristiques visées pour la construction du remblai en 2003 qui étaient du même ordre de grandeur que les propriétés de compactage à l'optimum déterminées en laboratoire. La teneur en eau du matériau issu du remblai indique notamment une importante prise d'eau du matériau entre le moment de la construction et la réalisation des sondages.

Une analyse de la granulométrie des prélèvements issus du remblai a été réalisée (Fig. 1). Le traitement à la chaux a induit une baisse importante de la teneur en particules fines (< 2 µm) qui est passée de 66 % à moins de 30 % pour l'argile traitée. De même, la valeur de bleu VBS sur les prélèvements est comprise entre 5,1 et 7,1 g pour 100 g, ce qui est significativement inférieur à l'argile A34 non traitée. La comparaison de ces résultats avec l'argile A34 non traitée montre clairement que le traitement à la chaux a modifié de manière durable les propriétés d'identification de l'argile A34.

Afin de qualifier les effets de la chaux sur l'assemblage minéralogique du matériau, une analyse minéralogique par diffraction des rayons X a été menée sur un échantillon prélevé sur une des carottes utilisées pour réaliser les travaux de cette étude (Fig. 2). Aucune modification du cortège minéralogique, ni dissolution des phases initialement présentes, ni apparition de phases cimentaires (CSH ou Ca(OH)₂) n'est détectable dans l'échantillon. Le diffractogramme obtenu sur l'échantillon prélevé est identique au diffractogramme de l'échantillon A34 brut.

2.4

Caractéristiques des éprouvettes préparées au laboratoire

A l'époque de la construction, aucun essai n'a été réalisé sur des prélèvements dans les remblais expérimentaux. Ainsi les propriétés initiales de retrait/gonflement des matériaux traités sont inconnues. Afin de les estimer, des essais sur des éprouvettes préparées en laboratoire ont été entrepris. La comparaison entre ces résultats et les prélèvements *in situ* trois ans après la construction des remblais fournit une base pour évaluer l'évolution à long terme de l'efficacité du traitement à la chaux. Une des principales limites de cette tentative de comparaison concerne les moyens de préparation, de mélange et de compactage des éprouvettes, mis en œuvre au laboratoire et sur un chantier.

En laboratoire, plusieurs modalités de préparation de l'argile A34 ont été retenues : argile non traitée, argile traitée avec 3 % de chaux sans cure, argile traitée à 3 % avec un mois de cure à 40 °C à teneur en eau constante. Cette dernière modalité a été sélectionnée de manière à accélérer les processus physico-chimiques induits par le traitement à la chaux et ainsi tenter d'estimer les propriétés de l'argile A34 traitée à très long terme. Les réactions sont en effet très dépendantes de la température et ce type de procédé est fréquemment utilisé dans le cadre de l'étude du traitement des sols (Little, 1995).

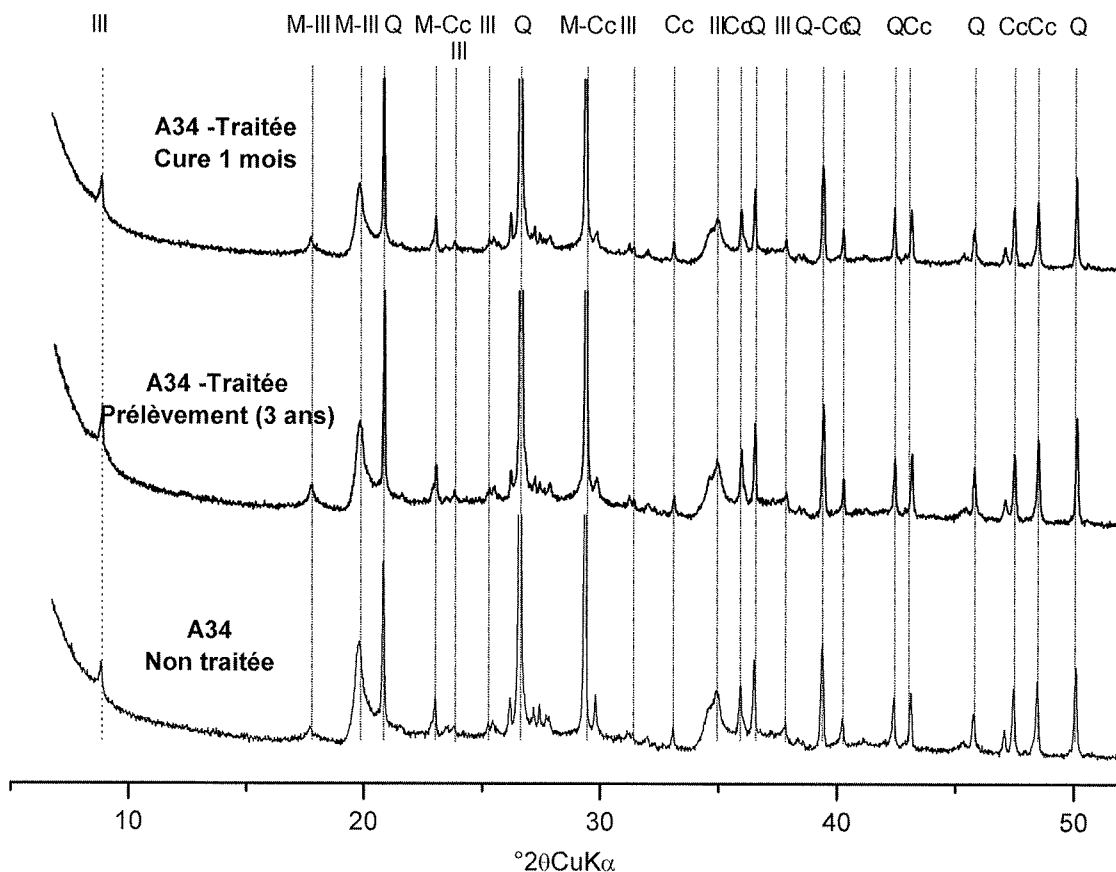


FIG. 2 Diffractogrammes de la fraction globale de l'argile A34 brute et traitée à 3 % de chaux (III : illite, M : montmorillonite, Q : Quartz, Cc : carbonate de calcium).
X ray diffractogram of unstabilized A34 clay and A34 clay stabilized with 3 % of quicklime (I : illite, M : montmorillonite, Q : quartz, Cc : calcium carbonate).

La procédure de préparation des éprouvettes était la suivante. Tout d'abord, l'argile humide et la chaux ont été malaxées. Ce mélange a ensuite été laissé au repos pendant une heure avant que le compactage ne soit réalisé. Dans un dernier temps, l'éprouvette a été préparée par compactage du mélange sol + chaux directement dans le corps de la cellule œdométrique. La procédure de compactage retenue a été adaptée à partir d'un dispositif présenté par Sridharan et Sivapullaiah (2005). Cette procédure repose sur l'utilisation d'une mini-dame de compactage. Lorsqu'une période de cure était nécessaire, l'éprouvette et la cellule œdométrique étaient emballées dans du film plastique de manière à éviter les pertes d'eau. Toutes les éprouvettes ont été préparées avec les caractéristiques de l'optimum Proctor normal du sol.

3

Technique d'imposition de la succion

La technique d'imposition de la succion retenue pour cette étude est la technique osmotique. Le principe de la méthode est de mettre en contact une éprouvette de sol et une solution de macromolécules en insérant entre les deux une membrane semi-

perméable. Celle-ci empêche le passage des macromolécules de la solution vers l'éprouvette mais elle permet les échanges d'eau. Les mouvements d'eau, et donc la succion, sont contrôlés par le phénomène d'osmose : plus la concentration en macromolécules est élevée, plus la succion imposée est forte. La macromolécule utilisée classiquement est le polyéthylène glycol (PEG) avec différents poids moléculaires. La relation entre la concentration en macromolécules et la succion a été caractérisée par différents auteurs (Williams et Shaykewich, 1969 ; Delage *et al.*, 1998 ; Cuisinier et Masrouri 2004). Cette méthode a permis d'imposer des succions comprises entre 0 et 8,5 MPa. Lorsqu'une succion était appliquée, une durée de 10 jours était respectée de manière à atteindre l'équilibre hydrique (Cuisinier et Masrouri 2005).

Pour étudier le retrait/gonflement des matériaux de cette étude, un œdomètre à succion contrôlée par la méthode osmotique a été utilisé. Le schéma de principe de l'œdomètre osmotique est donné sur la figure 3, la base de l'œdomètre permettant de faire circuler la solution osmotique au contact de l'éprouvette. La hauteur initiale des éprouvettes est de $1 \pm 0,05$ cm et leur diamètre de 7 cm. Dans cette étude, les phases de dessiccation/humidification ont été réalisées sous une contrainte verticale de 10 kPa de manière à assurer un bon contact entre la base de l'éprouvette et la membrane semi-perméable.

Comportement des échantillons provenant du remblai expérimental

Les propriétés hydriques et mécaniques des matériaux prélevés dans les remblais ont été déterminées. Il s'agit de la courbe de rétention d'eau, la compressibilité œdométrique et des propriétés de retrait/gonflement. Les essais menés sur les prélèvements *in situ* ont le plus souvent été doublés ou triplés.

4.1

Propriétés hydriques

La succion matricielle des échantillons prélevés dans le remblai expérimental a été mesurée en utilisant la technique du papier filtre (ASTM D 5298, 1995). Un tronçon de carotte est initialement coupé en deux, trois papiers filtres secs étant introduits entre les deux morceaux. Après 10 jours, le papier filtre central a été utilisé pour déterminer la succion initiale en utilisant la courbe d'étalonnage du papier. La succion matricielle initiale déterminée est ainsi comprise entre 800 et 1 000 kPa pour une teneur en eau des éprouvettes comprise entre 32 et 36 %.

La courbe de rétention du matériau a été déterminée entre 10 kPa et 8 MPa de succion à l'aide de la méthode osmotique. Les résultats sont donnés sur la figure 4, où chaque point est la moyenne de trois mesures au moins.

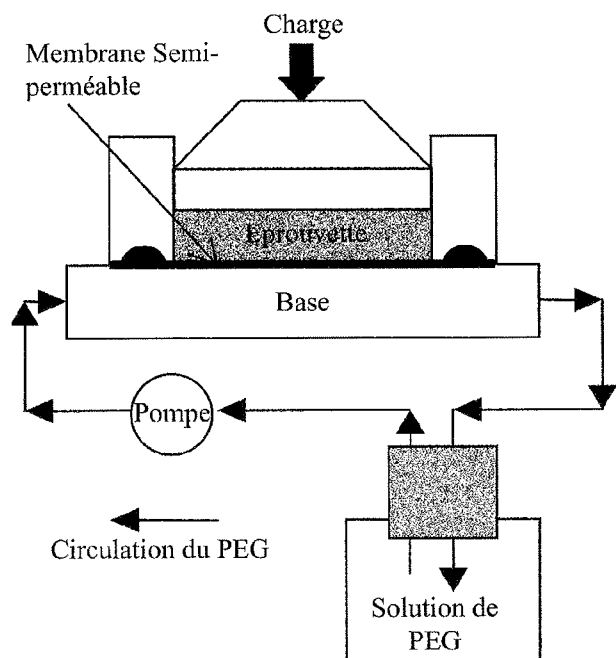


FIG. 3 Principe d'un œdomètre à succion contrôlée par méthode osmotique.

Schematic of an oedometer using the osmotic method for the suction control.

La méthode osmotique a aussi été employée pour déterminer la courbe de rétention d'eau des matériaux de cette étude. Des fragments de matériau d'un volume de quelques centimètres cubes, issus de prélèvements ou d'éprouvettes compactées au laboratoire, étaient insérés dans une membrane semi-perméable. L'ensemble était ensuite plongé dans une solution de macromolécules permettant d'imposer la succion. Après une période de 10 jours la teneur en eau des fragments était déterminée.

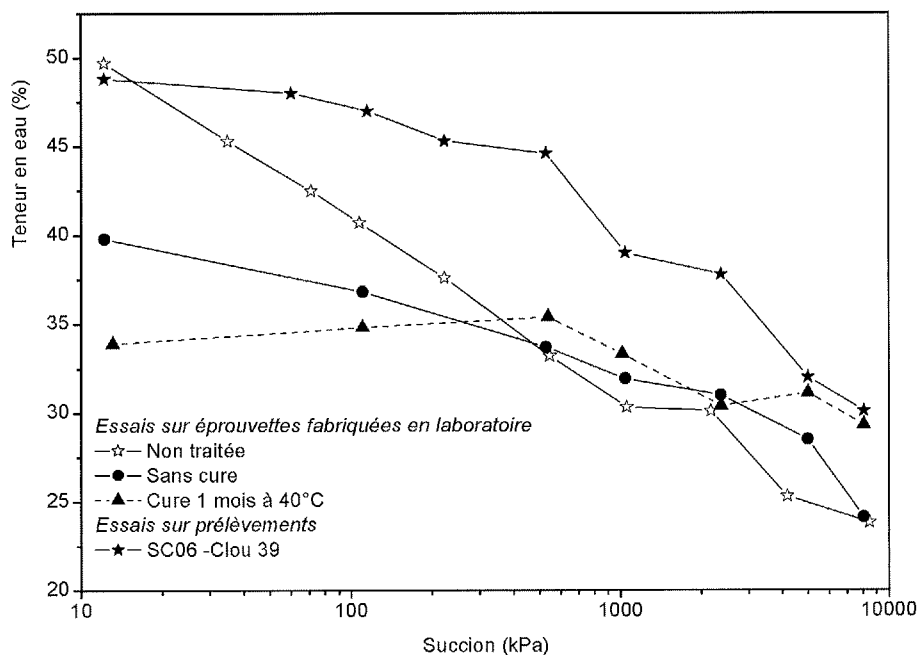


FIG. 4 Courbes de rétention des matériaux étudiés. Retention curves of the studied materials.

Essais œdométriques classiques

Des essais œdométriques classiques ont été réalisés sur plusieurs prélèvements afin d'évaluer la compressibilité des échantillons issus du remblai expérimental. Les résultats sont donnés dans la figure 5. Trois ans après la mise en place du remblai, l'indice de compression de l'argile A34 traitée avec 3 % de chaux est compris entre 0,286 et 0,342, la pression de préconsolidation entre 100 et 150 kPa. Le potentiel de gonflement libre peut aussi être évalué grâce à ces essais, à partir de la variation de volume enregistrée lors de la mise en eau initiale des éprouvettes sous une contrainte verticale de 3 kPa. Il est compris entre 0,5 et 2 % de la hauteur initiale en fonction des différentes éprouvettes testées.

Propriétés de retrait/gonflement

Plusieurs séries d'essais ont été réalisées pour évaluer les propriétés de gonflement de l'argile A34 prélevée dans le remblai expérimental. Trois échantillons ont été soumis à des cycles hydriques successifs dans les œdomètres osmotiques, les cycles étant compris entre une valeur proche de la succion initiale (1 MPa) et 0 kPa. La masse volumique sèche initiale des éprouvettes testées était comprise entre 1,17 et 1,28 Mg.m⁻³.

Pour limiter la durée de l'essai, aucune succion intermédiaire entre 1 et 0 MPa n'a été imposée. Les résultats montrent que la première phase d'humidification se traduit par une légère variation de volume (Fig. 6). En revanche, l'imposition d'une succion de 1 MPa après cette humidification conduit à un retrait des éprouvettes. À la fin de ce premier cycle d'humidification/dessiccation l'éprouvette présente une hauteur inférieure à la hauteur initiale, ce premier cycle induit donc des déformations irréversibles de retrait. En revanche, les cycles ultérieurs n'induisent pas de déformations irréversibles supplémentaires, le comportement hydrique apparaît alors comme élastique. Dans cette gamme de succion, les modifications de volume restent limitées dans cette gamme de succion, l'amplitude de gonflement/retrait est inférieure à 1,2 %.

Trois autres échantillons ont été soumis à des cycles hydriques dans une gamme de succion comprise entre 0 et 8 MPa (Fig. 7). La masse volumique sèche des éprouvettes testées était comprise entre 1,24 et 1,38 Mg.m⁻³. La première phase de séchage jusqu'à 8 MPa a induit un fort retrait du matériau, compris entre 5,1 et 8,5 % en fonction de l'éprouvette considérée, ce qui est très supérieur à ce qui avait été enregistré lors des essais A, B et C entre 0 et 1 MPa. L'humidification de 8 MPa jusqu'à une succion nulle conduit à un gonflement des éprouvettes. Le premier cycle conduit à une accumulation de déformation de type retrait. Le comportement volumique devient élastique après ce premier cycle hydrique.

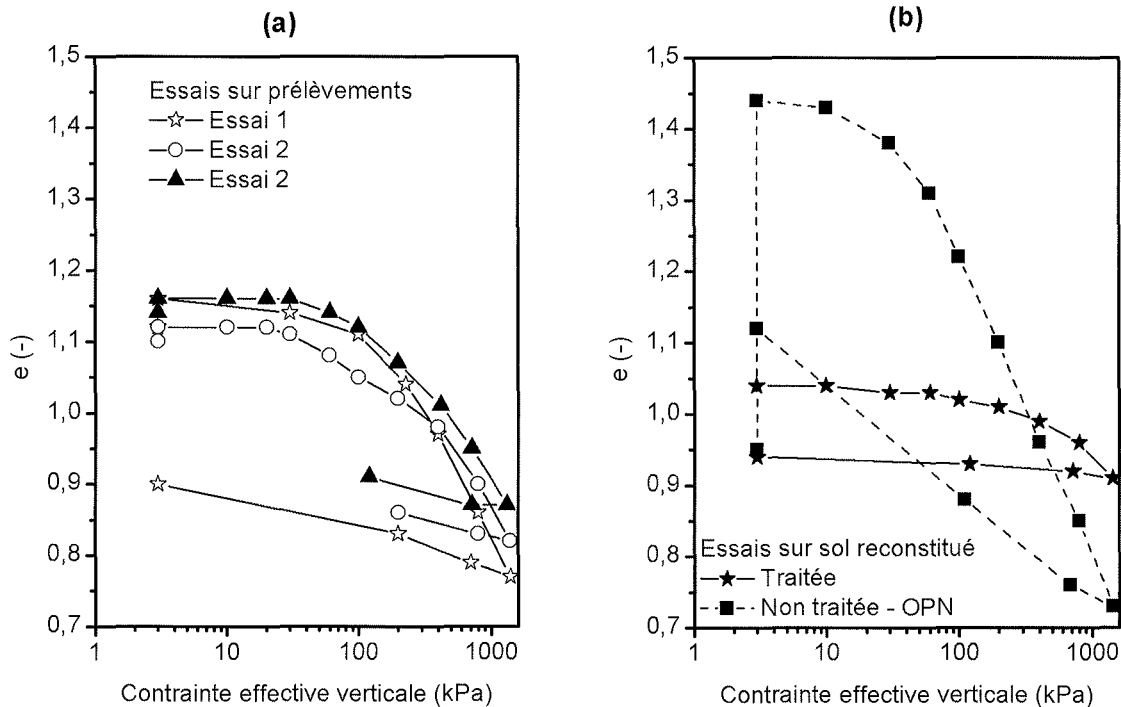


FIG. 5 Résultats des essais œdométriques menés sur l'argile A34 : (a) essais sur les prélèvements issus du remblai expérimental ; (b) essais sur éprouvettes reconstituées au laboratoire.

Results of the oedometric tests performed on A34 clay : (a) tests performed on samples taken in the experimental backfill ; (b) test performed on samples reconstituted in the lab.

Comportement des échantillons reconstitués au laboratoire

Pour évaluer l'effet de la chaux après trois ans, il est nécessaire de disposer de résultats sur le matériau A34 non traité et traité avec 3 % de chaux avec un temps de cure limité. Cette partie donne les résultats de l'ensemble des essais réalisés sur des éprouvettes reconstituées au laboratoire.

5.1

Courbes de rétention

Les courbes de rétention des matériaux préparés en laboratoire ont été déterminées par la méthode osmotique suivant la méthodologie exposée précédemment. Les résultats de ces essais sont comparés entre eux sur la figure 8. Les résultats montrent que l'ajout de chaux modifie de manière significative la courbe de rétention de l'argile A34 entre une succion de l'ordre de 300 à 400 kPa et 10 kPa. Ainsi, sous une succion de 10 kPa, la teneur en eau de l'argile A34 est de l'ordre de 40 % alors qu'elle est de 50 % pour l'argile non traitée. Ces résultats permettent aussi d'évaluer l'effet d'une cure d'un mois à 40 °C et teneur en eau constante. Cette cure conduit à une baisse de la capacité de rétention d'eau de l'argile A34 sous une succion de 10 kPa. Elle passe ainsi de 40 % sans cure à environ 33 % après la cure. On peut donc conclure que l'ajout de chaux baisse la capacité de rétention d'eau d'une argile, une cure accentuant cet effet de l'ajout de chaux.

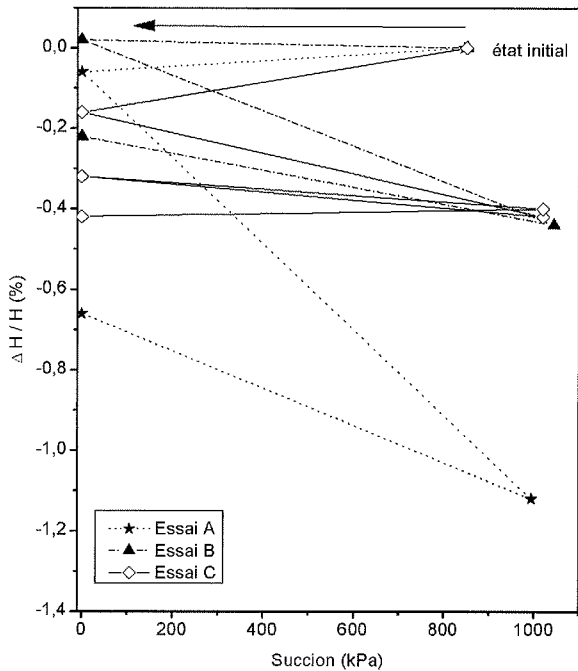


FIG. 6 Variations de volume d'éprouvettes issues des prélèvements réalisés dans le remblai A34 et soumises à des cycles hydriques entre leur succion initiale et la saturation. Volumetric variation of samples taken in the experimental backfill and submitted to suction cycles between their initial suction and null suction.

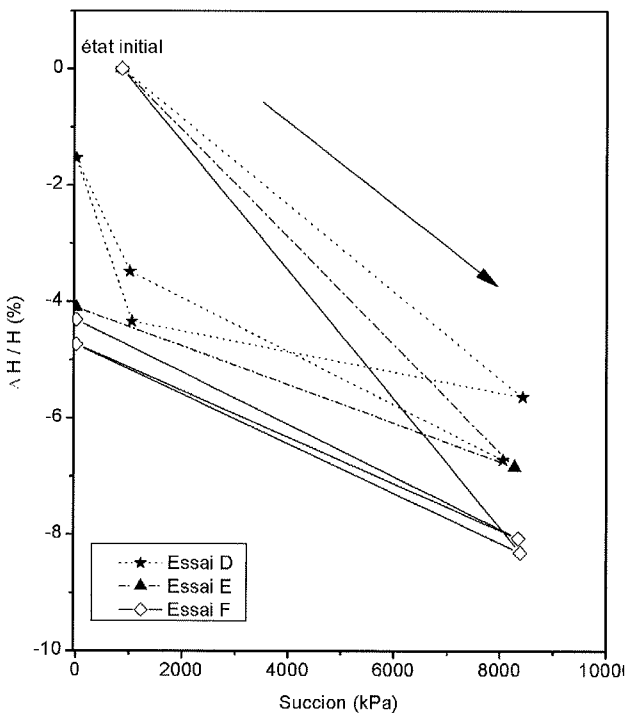


FIG. 7 Variations de volume d'éprouvettes issues des prélèvements réalisés dans le remblai A34 et soumises à des cycles hydriques entre 8,5 MPa et la saturation. Volumetric variation of samples taken in the experimental backfill and submitted to suction cycles between 8.5 MPa and null suction.

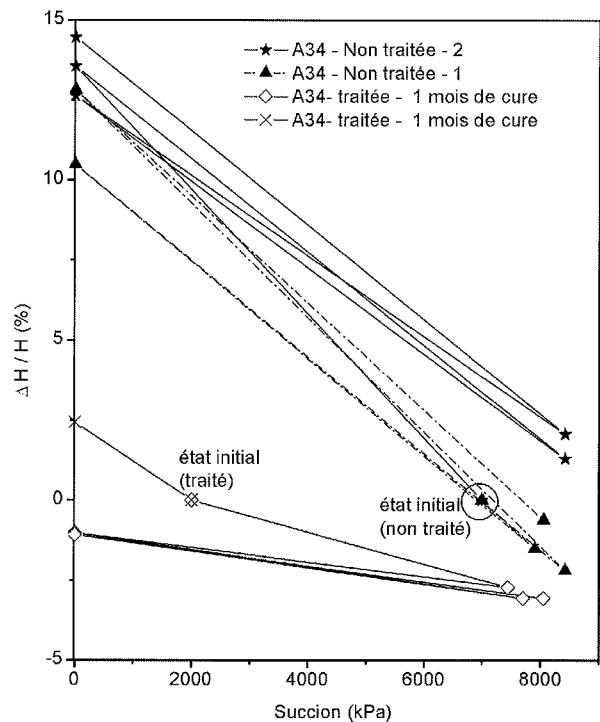


FIG. 8 Variations de volume d'éprouvettes préparées en laboratoire soumises à des cycles hydriques entre 8,5 MPa et la saturation. Volumetric variation of samples prepared in the laboratory and submitted to suction cycles between 8.5 MPa and null suction.

Ces courbes de rétention permettent aussi d'évaluer la succion initiale des éprouvettes préparées en laboratoire. Dans le cas de l'argile non traitée, pour la teneur en eau optimale, soit 24,5 %, la succion initiale est de l'ordre de 6 à 7 MPa. Dans le cas de l'argile traitée, avec ou sans cure, et pour la teneur en eau optimale, soit 27,0 %, la succion initiale est d'environ 2 MPa. Ces valeurs de succion seront utilisées dans ce qui suit pour représenter les variations de volume de ces matériaux en fonction de la succion.

5.2

Compressibilité œdométrique

La figure 5 donne les résultats des essais œdométriques réalisés sur les éprouvettes fabriquées au laboratoire. L'essai réalisé sur l'argile A34 non traitée, compactée à son optimum de compactage normal, permet d'apprécier le potentiel de gonflement libre de cette argile qui est de l'ordre de 16,5 %. Dans ces conditions la pression de préconsolidation est de l'ordre de 50 kPa, l'indice de compression C_c est d'environ 0,34 et l'indice de gonflement C_s d'environ 0,14. L'essai réalisé sur l'argile A34 traitée à 3 % de chaux et laissée en cure pendant 1 mois à 40 °C à teneur en eau constante permet d'estimer le gain mécanique lié au traitement à la chaux. Ainsi, le potentiel de gonflement est dans ce cas quasi nul. De plus, la pression de préconsolidation est de l'ordre de 1 MPa, une détermination précise aurait nécessité de charger l'éprouvette au-delà de 1,8 MPa, valeur maximale qu'il est possible d'appliquer avec les appareils utilisés. De même, l'estimation de l'indice de compression n'a pas été possible.

Ces résultats montrent que les propriétés mécaniques de l'argile A34 sont profondément modifiées par l'ajout de 3 % de chaux. Cela se traduit notamment par une suppression du gonflement de l'éprouvette et d'une augmentation très significative de la pression de préconsolidation.

5.3

Gonflement des échantillons reconstitués au laboratoire

Le potentiel de retrait/gonflement de l'argile A34 non traitée a été évalué en réalisant deux essais (Fig. 7). Dans le premier essai, la première sollicitation hydrique correspond à une dessiccation jusqu'à une succion de 8,5 MPa, puis une humidification jusqu'à une succion nulle a suivi. Afin de limiter les temps d'essais et pouvoir réaliser plusieurs cycles, aucune succion intermédiaire n'a été imposée. Dans le deuxième essai sur l'argile non traitée, l'essai a débuté par une humidification jusqu'à une succion nulle, humidification suivie d'une augmentation de succion jusqu'à 8 MPa. Ces résultats montrent que l'argile A34 non traitée est un sol très sensible à toute variation de teneur en eau. Ainsi, le potentiel de retrait/gonflement de l'argile A34 est de l'ordre de plus ou moins 15 à 16 %. La succession de plusieurs cycles hydriques conduit à l'accumulation de déformations irréversibles au fur et à mesure des cycles.

L'apport de chaux modifie profondément le comportement de retrait/gonflement de l'argile A34. En effet, dans la gamme de succion étudiée, le potentiel

de retrait/gonflement est de l'ordre de plus ou moins 3 % entre 8,5 et 0 MPa de succion. Le potentiel de gonflement libre a aussi été déterminé. Il n'est plus que de 2,8 % après 1 mois de cure à 40 °C et teneur en eau constante. Trois cycles successifs ne semblent pas altérer le comportement du matériau traité, le comportement volumique est élastique.

6

Discussion

6.1

Analyse des résultats

L'ensemble des résultats obtenus permet d'évaluer l'efficacité à moyen terme du traitement à la chaux, tant au niveau des propriétés microscopiques que macroscopiques de l'argile A34.

Ainsi, si les résultats des analyses par diffraction des rayons X ne mettent pas en évidence de différences significatives entre l'argile non traitée, l'argile traitée en laboratoire et les prélèvements issus du remblai expérimental (Fig. 2), la granulométrie des matériaux est très différente trois ans après le traitement (Fig. 1). Ainsi, le matériau issu des remblais est beaucoup plus grossier que l'argile A34 non traitée. La proportion d'éléments inférieurs à 2 μm est de 25 % pour le matériau du remblai alors qu'elle est de 66 % dans l'argile non traitée. Ces résultats indiquent la persistance, trois ans après la construction, d'un effet significatif du traitement avec 3 % de chaux sur l'argile A34.

La courbe de rétention de chacun des matériaux étudiés permet aussi d'apprécier la pérennité de l'effet de la chaux. La figure 4 montre des différences profondes entre la courbe de rétention de l'argile A34 traitée en laboratoire et celle issue des prélèvements. Ainsi, on peut constater que la capacité de rétention d'eau de l'argile issue des prélèvements est du même ordre de grandeur que celle de l'argile non traitée, et très supérieure à celle de l'argile A34 traitée en laboratoire. Cependant, les courbes de rétention de l'argile issue du remblai et celle traitée en laboratoire sont très différentes entre 10 et 4 000 kPa. La comparaison des courbes de rétention tend à mettre en évidence une baisse d'efficacité du traitement à la chaux trois ans après la réalisation du remblai.

La comparaison des essais œdométriques permet d'estimer l'évolution des performances mécaniques de l'argile A34 traitée (Fig. 5). Ainsi, les résultats obtenus montrent que l'argile issue du remblai est plus gonflante et plus compressible que l'argile A34 traitée au laboratoire. La pression de préconsolidation des deux matériaux est aussi significativement différente. Cependant, il apparaît que la compressibilité des matériaux issus du remblai de même que leur sensibilité à l'imbibition est très inférieure à celle de l'argile A34 non traitée. De même, leur pression de préconsolidation est deux à trois fois supérieure à celle de l'argile non traitée.

Les essais hydriques cycliques permettent d'évaluer les propriétés de retrait/gonflement de l'argile A34 à moyen terme. Ainsi, quand pour l'argile traitée en laboratoire le potentiel de retrait/gonflement est de l'ordre de plus ou moins 15 à 16 % entre une succion de 8 MPa et la saturation, il n'est que de 5 à 8 % pour

celle prélevée sur le remblai. Il est intéressant de noter que cette valeur de potentiel de retrait/gonflement de l'argile prélevée est certes très supérieure à celui de l'argile traitée en laboratoire mais elle reste inférieure de moitié à celle de l'argile non traitée préparée en laboratoire, de l'ordre de plus ou moins 15 à 16 %.

6.2

Efficacité à moyen terme du traitement à la chaux

L'ensemble de ces résultats démontre que, à court terme, le traitement à la chaux est très efficace pour supprimer la sensibilité à l'eau d'une argile très plastique. Dans le cas de l'argile A34, 3 % de chaux vive permettent de modifier totalement le comportement de l'argile, en réduisant sa sensibilité à l'eau. L'ensemble des essais réalisés mène à cette même conclusion. Cette efficacité résulte d'une suite de processus physico-chimiques qui ne modifient pas en profondeur la minéralogie de l'argile comme le montre l'analyse des diffractogrammes.

Les résultats obtenus sur le matériau prélevé dans le remblai montrent que le traitement à la chaux conserve des effets significatifs sur l'argile A34, trois ans après la réalisation des remblais. Cependant, si l'on prend pour référence les essais réalisés sur les éprouvettes reconstituées en laboratoire, l'efficacité du traitement à la chaux semble avoir diminué avec le temps. Les propriétés des matériaux issus des prélèvements sont intermédiaires entre celles de l'argile A34 non traitée et de l'argile A34 traitée en laboratoire. Ces résultats doivent cependant être pris avec précaution. En effet, comme indiqué précédemment, les conditions de préparation des éprouvettes en laboratoire et *in situ* sont extrêmement différentes même si les références de densité et de teneur en eau sont les mêmes. Il semble donc que les résultats mettent en évidence une dégradation significative des effets initiaux du traitement à la chaux. Cette observation rejoint les conclusions obtenues par certains auteurs qui, en imposant des sollicitations hydriques intenses à des éprouvettes d'argile gonflante traitée à la chaux, avaient mis en évidence une dégradation des effets du traitement (Guney *et al.*, 2007 ; Khattab *et al.*, 2004).

7

Conclusion

Le travail réalisé dans cette étude avait pour but principal de caractériser la sensibilité d'un sol gonflant traité à la chaux à des cycles d'humidification/séchage, et de tenter de quantifier son évolution dans le temps. Les expériences ont été notamment menées à partir de prélèvements dans un remblai expérimental traité à la chaux, prélèvements réalisés trois ans après la construction du remblai. Les résultats montrent que le traitement à la chaux conserve des effets significatifs sur les propriétés de retrait/gonflement de l'argile traitée prélevée dans le remblai : son potentiel de retrait/gonflement est inférieur de moitié à celui de l'argile non traitée. Cependant, il est très supérieur au potentiel de retrait/gonflement de l'argile traitée déterminée sur des éprouvettes fabriquées au laboratoire après un mois de cure. Si l'on prend pour références les éprouvettes fabriquées au laboratoire, on peut conclure à une perte d'efficacité significative du traitement à la chaux, trois ans après la construction du remblai, cette conclusion rejoignant des observations réalisées précédemment dans les quelques études disponibles sur le sujet. Les causes de cette dégradation ne peuvent pas être clairement identifiées. On peut cependant supposer qu'elle résulte de l'accumulation de sollicitations environnementales sur le remblai (gel/dégel, humidification/séchage). Un suivi dans le temps du remblai aurait été nécessaire pour estimer ces sollicitations. Par ailleurs, cette dégradation des propriétés de l'argile traitée a été estimée en utilisant comme référence des résultats obtenus sur des éprouvettes préparées en laboratoire, ces conditions de préparation étant favorable à un mélange intime de la chaux et de l'argile et donc aux réactions entre argile et chaux.

Cette étude conclut donc à l'existence d'un risque de réduction en fonction du temps de l'efficacité de la chaux sur les propriétés de retrait/gonflement des argiles traitées à la chaux. Il est cependant nécessaire de confirmer ces résultats par la réalisation d'une étude plus complète qui intégrerait le suivi, depuis sa construction, d'une argile gonflante traitée à la chaux.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient V. Berche du laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Saint-Quentin pour avoir fourni les échantillons provenant du remblai expérimental ainsi que les nombreuses informations relatives à la construction du remblai expérimental et à son suivi.

Bibliographie

- ASTM D 5298-94 – Measurement of soil potential (suction). Using filter paper, vol. 4.09, 1995, p. 154-159.
- Bell F.G. – Lime stabilization of clay minerals and soils. *Engineering Geology*, 1996, 1996, p. 223-237.
- Berche V. – *Réutilisation d'argiles très plastiques en corps de remblais routiers : expérimentation sur le chantier de l'autoroute A34 (Charleville-Rethel)*. Rapport de recherche du Centre d'études, techniques de l'équipement Nord-Picardie, opération 11L031, 2007, 42 p.
- Brandl H. – Alteration of soil parameters by stabilization with lime. *10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Sweden, vol. 3, 1981, p. 587-594.
- Cuisinier O., Masroufi F. – Testing the hydromechanical behaviour of a compacted swelling soil. *Geotechnical Testing Journal*, 27, 2004, p. 598-606.
- Cuisinier O., Masroufi F. – Hydromechanical behaviour of a compacted swelling soil over a wide suction range. *Engineering Geology*, vol. 81, n° 3, 2005, p. 204-212.
- Delage P., Howat M.D., Cui Y.J. – The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. *Engineering Geology*, vol. 50, 1998, p. 31-48.
- Guney Y., Sari D., Cetin M., Tuncan M. – Impact of cyclic wetting-drying on swelling behaviour of lime-stabilized soil. *Building and Environment*, 42, 2007, p. 681-688.
- Gutschick K.A. – Lime stabilization under hydraulic conditions. *4th Lime congress*, 1978, p. 1-20.
- Kelley C.M. – *A long range durability study of lime stabilized bases at military posts in the southwest*. Bulletin 328, National Lime Association, Arlington, 1988, 2nd éd.
- Khattab S.A.A., Al-Mukhtar M., Fleureau J.-M. – Long-term stability characteristics of a lime-treated plastic soil. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19, 2007, p. 358-366.
- LCPC-SETRA – *Guide technique : réalisation des remblais et des couches de forme*. LCPC-SETRA, fascicules I et II, 2000.
- Little D.N. – *Stabilization of pavement subgrades and base courses with lime*. Arlington : National Lime Association, 1995.
- Nalbantoglu Z., Tuncer E.R. – Compressibility and hydraulic conductivity of chemically treated expansive clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 38, 2001, p. 154-160.
- Rao S.M., Thyagaraj T. – Lime slurry stabilization of an expansive soil. *Geotechnical Engineering*, 153, 2003, p. 139-146.
- Sridharan A., Sivapullaiah P.V. – Mini-compaction test apparatus for fine grained soils. *Geotechnical Testing Journal*, 28, 2005, p. 240-246.
- Williams J., Shaykewich C.F. – An evaluation of polyethylene glycol (PEG) 6000 and PEG 20000 in the osmotic control of soil water matric potential. *Canadian Journal of Soil Science*, vol. 49, 1969, p. 397-401.

INSTRUCTIONS AUX AUTEURS

Le projet d'article sera envoyé en deux exemplaires, accompagnés de la version électronique à l'un des rédacteurs en chef de la revue :

Philippe MESTAT
LCPC
58 boulevard Lefebvre
75735 Paris CEDEX 15

Frédéric Pellet
INSA-Université de Lyon
Département de Génie civil et
d'Urbanisme
Laboratoire de Génie civil et
d'Ingénierie environnementale
Bât. Coulomb - 20, av. A. Einstein
69621 Villeurbanne CEDEX

Denis FABRE
CNAM
2, rue Conté
75141 Paris CEDEX 3

Un projet d'article sera composé sous **Word**, présenté en double interligne, sur feuilles de format A4 paginées. Un projet d'article (y compris la bibliographie) ne devront pas dépasser une trentaine de pages ; Un projet de *notes techniques*, une dizaine de pages.

La première page comprendra le titre en français et en *anglais*, les noms, prénoms, organismes, adresses, des auteurs et les numéros de téléphone, fax et l'adresse électronique de l'auteur correspondant.

Les résumés, ainsi qu'une liste de **mots-clés** (moins de 10) devront être également fournis en français et en *anglais*, les résumés n'excédant pas *200 mots*.

Les graphiques devront être de bonne qualité, avec des caractères et des chiffres d'assez grande taille pour en permettre une lecture aisée après une éventuelle réduction. Les traits devront être d'une épaisseur suffisante. Les **titres** des figures devront être fournis en français et en anglais.

Les photographies devront avoir été scannées à 300 dpi (format jpg ou tif) et fournies dans des fichiers à part (néanmoins, une sortie papier doit servir de document témoin)*.

Les tableaux pourront être intégrés dans le texte, leur titre fourni en français et en *anglais*.

Les équations seront numérotées entre parenthèses après l'équation. On utilisera les **unités SI**.

Les références bibliographiques citées dans le texte seront du type (Baguelin et Jézéquel, 1978), pour un ou deux auteurs ; (Wastiaux *et al.*, 1988) pour plusieurs auteurs.

La bibliographie, en fin d'article, sera présentée par ordre alphabétique des premiers auteurs :

- pour les ouvrages : titre en italique, le reste en romain ;
- pour les revues et actes de conférences publiés : titre de la revue ou de la conférence en italique, le reste en romain ;
- pour les rapports internes et les thèses : texte tout en romain.

Par exemple :

Baguelin F., Jézéquel J.F. - *The pressuremeter and foundation engineering*. Series on rock and soil mechanics, vol. 2, n° 4, Trans-tech Publications, 1978.

Wastiaux M., Ducroq J., Corbetta F. - Les pieux maritimes du pont Vasco da Gama. *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999, p. 27-33.

* Il est rappelé que les figures et photos sont imprimés en noir et blanc : l'usage de la couleur n'est donc pas recommandé.