

Sommaire



REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 75
2^e trimestre 1996

Étude expérimentale du renforcement de la vase de Tunis
par colonnes de sable – Application pour la validation
de la résistance en compression théorique
d'une cellule composite confinée 3
M. BOUASSIDA

La pratique de l'injection solide 13
Y. IAGOLNITZER, A. MONNET, R. KATENBACH

Modélisation semi-empirique des effets des tirs de mines 27
S. AKEL, O. MARTEL

Comportement non drainé de sable Hostum RF
très lâche en consolidation anisotrope 35
R. MATIOTTI, E. IBRAIM, T. DOANH

Effet de la proximité d'un talus sur un pieu
court et rigide chargé horizontalement 47
A. BOUAFIA, A. BOUGUERRA

Simulation numérique du creusement d'une galerie
dans un massif argileux gonflant 57
J.-C. ROBINET, S. TACHERIFET

Note technique 69



REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : **P. Habib**

Président du Comité de Direction : **J. Lagardère**

Comité de Direction : **M. Londez, P. Berest, J.P. Tisot** (Présidents des trois comités)

Comité de Rédaction : **E. Absi, P. Antoine, F. Bonnechère, Prof. Descœudres, P. Duffaut, J. Kérisel, P. La Rochelle, P. Londe, L. Parez, F. Schlosser**

Revue trimestrielle

Abonnement 1996 (numéros 74 à 77) franco : 620 F

Prix au numéro franco : 180 F (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

49, rue de l'Université, 75007 Paris - Tél. : 49.54.72.72

Publicité : OFERSOP 8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 48.24.93.39

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

N° d'imprimeur : 14723. Dépôt légal : juin 1996

Les articles publiés dans cette revue n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs. Tous droits de reproduction, de traduction et d'adaptation réservés pour tous pays.

Presses
de l'école nationale des
Ponts et chaussées

(©) 1996

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Étude expérimentale du renforcement de la vase de Tunis par colonnes de sable – Application pour la validation de la résistance en compression théorique d'une cellule composite confinée

M. BOUASSIDA

Laboratoire de Modélisation
et de Calcul des Structures,
École Nationale d'Ingénieurs
de Tunis
BP 37 Le Belvédère
1002 Tunis, Tunisie

Résumé

On étudie expérimentalement les effets du renforcement par un sable d'une vase molle de Tunis reconstituée en laboratoire. L'étude, pour cette vase renforcée, est entreprise dans le cadre d'un modèle théorique d'une cellule composite confinée. Après quelques essais d'identification, les caractéristiques mécaniques et de compressibilité de la vase reconstituée et de la vase renforcée ont été déterminées à partir d'essais triaxiaux et œdométriques. L'ensemble des résultats obtenus a permis de quantifier l'augmentation de la résistance au cisaillement et la diminution du tassement de la vase renforcée par rapport à celui de la vase reconstituée. En outre, avec les résultats expérimentaux, on a vérifié que le modèle théorique de la cellule composite retrace d'une manière satisfaisante l'augmentation de la résistance en compression de la vase renforcée. A partir du même modèle, une validation des caractéristiques mécaniques équivalentes de la vase renforcée a été faite.

An experimental study for a clay of Tunis reinforced by sand columns – Application to the validation of the theoretical compressive strength of a confined composite cell

Abstract

The reinforcement with a sand of a reconstituted soft clay of Tunis is studied through an experimental laboratory investigation. For the reinforced clay, this study is investigated in the framework of a theoretical model namely: a confined composite cell. The characteristics of the reconstituted clay and the reinforced clay have been determined from identification, triaxial and oedometer tests. The obtained results illustrate clearly the increase in shear strength and the reduction of settlement of the reinforced clay with respect to the reconstituted clay. Besides, by the experimental results, it has been verified that the model of the confined composite cell confirms well the increase in compressive strength of the reinforced clay. From the same model, a validation has been made for the equivalent mechanical characteristics of the reinforced clay.

Introduction

Le renforcement d'un sol mou par des colonnes constituées par un matériau drainant est une opération qui permet d'une part la réduction de son tassement et l'accélération de son temps de consolidation et, d'autre part, l'augmentation de la capacité portante des fondations posées sur un tel sol. Afin de quantifier ces avantages, il est indispensable de procéder à une expérimentation qui peut être menée soit en laboratoire sur un modèle réduit, soit en vraie grandeur (en place). L'étude d'un modèle réduit de sol fin renforcé par une colonne de sable a été conduite par plusieurs auteurs dans différents buts. Enoki (1987) a analysé la réduction du tassement et l'augmentation de la capacité portante, à partir desquelles il a expliqué l'effet de concentration de la contrainte verticale sur la colonne, qui se produit lors du chargement. Juran *et al.* (1988) ont étudié l'évolution du facteur de concentration de la contrainte verticale au cours du chargement, etc. Très récemment, Asaoka *et al.* (1994) ont étudié expérimentalement et numériquement les aspects relatifs à l'augmentation de la résistance au cisaillement et à la consolidation d'une argile reconstituée de Kawasaki renforcée par un pieu de sable. En somme, une étude expérimentale en laboratoire permet toujours de tirer certains enseignements utiles pour mieux aborder l'expérimentation en vraie grandeur (Aboshi *et al.*, 1979).

L'expérimentation en vraie grandeur a connu plusieurs contributions, telle que celle faite par Aboshi *et al.* (1979) qui ont étudié les effets de renforcement d'un sol fin saturé par des matériaux frottants et drainants. Bergado *et al.* (1984) ont étudié le renforcement d'une argile molle par colonnes ballastées et par drains verticaux de sable. Lors de cette étude, il a été vérifié que la charge ultime d'une colonne isolée est de l'ordre de trois à quatre fois la capacité portante du sol non renforcé. Dans une deuxième étude, Bergado *et al.* (1987) ont étudié l'influence de la composition granulométrique du matériau constitutif de la colonne et l'influence de la densité de compactage sur la charge ultime d'une colonne et sur le tassement du sol renforcé. Cette étude a permis de conclure que le meilleur matériau qui réalise les performances citées plus haut est un gravier ayant un angle de frottement élevé et mis en place avec une énergie de compactage modérée. Les mesures obtenues lors d'essais de chargement (Bergado *et al.*, 1984) ont permis de valider d'une manière satisfaisante la borne supérieure de la capacité portante d'une colonne isolée présentée par Bouassida *et al.* (1995b). D'autres études expérimentales en place, relatives au renforcement d'argiles molles par traitement à la chaux, ont été également faites par Broms (1982), Soyez *et al.* (1983), etc.

Dans le présent travail, une étude expérimentale est entreprise sur un modèle réduit d'une cellule composite constituée d'une vase de Tunis reconstituée dont le renforcement est fait par une colonne de sable. En premier lieu, on décrit la reconstitution de la vase et on justifie le choix du sable retenu pour le renforcement. En second lieu, on présente la confection du modèle réduit de la vase renforcée par une colonne de sable. Ensuite, on présente les essais réalisés sur la vase reconstituée et sur la vase renforcée. Les résultats expérimentaux obtenus sur le modèle de la vase renforcée serviront pour quantifier la réduction du tassement et l'augmentation de la résistance de la vase dues au renforcement.

A l'aide des résultats expérimentaux, on procède à la validation de la résistance en compression d'une cellule composite confinée, dont l'étude théorique a été présentée par Bouassida *et al.* (1995a). On présente également une validation des caractéristiques mécaniques équivalentes de la vase renforcée.

Étude expérimentale

Reconstitution de la vase

Le sol mou qui fait l'objet de l'expérimentation est une vase remaniée extraite du lac sud de Tunis à une profondeur de 5 m. Cette vase est de couleur vert grisâtre, elle a une odeur caractéristique et présente des débris de coquillages. Il a été jugé utile de reconstituer la vase naturelle afin d'avoir un matériau homogène. En effet, l'hypothèse d'homogénéité est fondamentale pour procéder à la validation du modèle théorique de la cellule composite confinée. La première phase de la reconstitution consiste à tamiser la vase naturelle sous l'eau à travers le tamis d'ouverture 100 microns. Le tamisat est ensuite séché à l'air libre jusqu'à obtenir une pâte dont la teneur en eau est de l'ordre de 110 % qui correspond environ à 1,5 fois la limite de liquidité de la vase naturelle.

La deuxième phase de reconstitution de la vase de Tunis consiste en une consolidation initiale, suivant un chemin œdométrique, dans des cellules en plexiglas de diamètre 200 mm et de hauteur 250 mm. Au cours de cette consolidation, cinq paliers de chargement successifs ont été appliqués, sous les contraintes 5 kPa, 10 kPa, 20 kPa, 35 kPa et 60 kPa. Chaque palier de chargement est maintenu constant pendant dix jours pour assurer la dissipation totale des surpressions interstitielles créées dans la vase reconstituée. A la fin de la consolidation initiale, un test d'homogénéité a permis de vérifier que la teneur en eau des échantillons de la vase reconstituée est quasiment homogène ($\omega = 51\%$), (Boussetta *et al.*, 1994).

Les essais réalisés sur la vase reconstituée

Une analyse granulométrique par sédimentométrie de la vase reconstituée a fourni la composition suivante : 100 % des particules < 80 microns, 87 % des particules < 20 microns, 55 % des particules < 2 microns. L'identification de la vase reconstituée a permis la détermination des paramètres suivants :

- poids volumique humide : $\gamma = 16,6 \text{ kN/m}^3$
- poids volumique des grains solides : $\gamma_s = 26 \text{ kN/m}^3$
- limite de liquidité : $W_L = 73\%$
- indice de plasticité : $IP = 47$

Ces paramètres indiquent que la vase reconstituée est une argile très plastique.

Un essai œdométrique avec mesure de la perméabilité verticale, a permis d'obtenir les valeurs des caractéristiques de consolidation de la vase reconstituée qui sont :

- un coefficient de consolidation verticale : $c_v = 0,2 \times 10^{-8}$ à $0,7 \times 10^{-8}$ m²/s ;

- la perméabilité verticale : $k_v = 10^{-7}$ à 10^{-8} m/s.

A partir de la courbe œdométrique représentée sur la figure 1 (1 bar = 100 kPa), on constate bien que la vase reconstituée est un sol vierge ayant les caractéristiques suivantes :

- une contrainte de préconsolidation égale à 50 kPa ; elle est voisine de la contrainte verticale effective appliquée lors de la consolidation initiale, soit 60 kPa ;

- un indice de compressibilité $C_c = 0,48$ qui montre qu'il s'agit d'un sol très compressible.

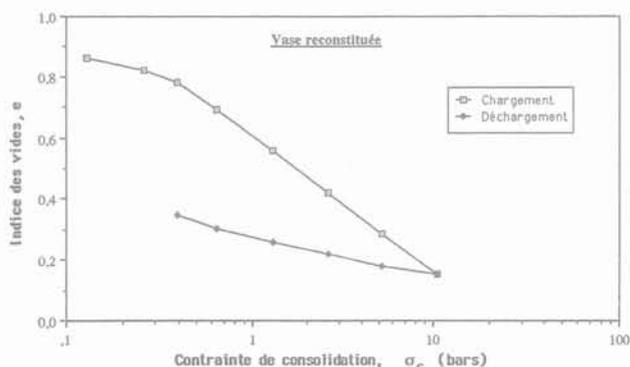


FIG. 1 Courbe œdométrique de la vase reconstituée.
Oedometric curve of the reconstituted clay.

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques de la vase reconstituée, des essais triaxiaux non consolidés non drainés (UU) et des essais triaxiaux consolidés non drainés (CU) avec mesure de la pression interstitielle à la rupture ont été réalisés sur des échantillons de hauteur égale à 76 mm et de diamètre égal à 38 mm. Ces essais ont été effectués avec les contraintes de confinement $p = 100$ kPa, 150 kPa, et 200 kPa.

Lors des essais triaxiaux UU, le cisaillement a été fait avec une vitesse du déplacement vertical égale à $1,14$ mm/mn. Sur la figure 2, on présente la courbe enveloppe des cercles de Mohr relatifs aux essais triaxiaux UU, à partir de laquelle on détermine les caractéristiques suivantes pour la vase reconstituée :

$$C_{uu} = 8 \text{ kPa} ; \varphi_{uu} = 3^\circ$$

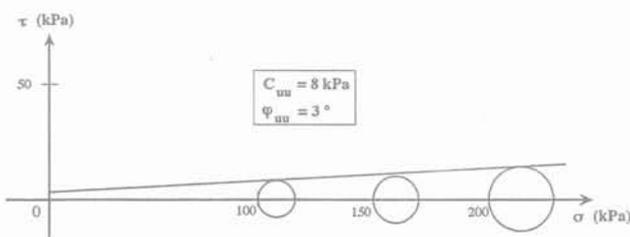


FIG. 2 Courbe enveloppe de la vase reconstituée obtenue à partir d'essais triaxiaux non consolidés non drainés (UU).
Shear strength line of the reconstituted clay from unconsolidated undrained (UU) triaxial tests.

Afin de vérifier la valeur de la cohésion non drainée C_u de la vase reconstituée, trouvée à partir des essais triaxiaux UU, on a procédé à une détermination de C_u avec le scissomètre de laboratoire. Ce dernier a permis d'obtenir une valeur moyenne de la cohésion non drainée qui est égale à 13 kPa. Sachant, d'une part, que la

valeur de la cohésion non drainée déduite à partir de l'essai scissométrique est surestimée (Costet *et al.*, 1983), et que, d'autre part, pour une argile molle très plastique l'angle de frottement interne est généralement nul, pour procéder à la validation du modèle théorique de la cellule composite confinée, on retiendra, pour la vase reconstituée, les caractéristiques non consolidées non drainées suivantes :

$$C_u = 10 \text{ kPa} ; \varphi_u = 0 \quad (1)$$

Les essais triaxiaux CU, ont été précédés par l'application d'une contrepression égale à 200 kPa dans les échantillons, afin d'assurer une saturation meilleure de la vase reconstituée. Lors de ces essais, le cisaillement a été fait avec une vitesse du déplacement vertical égale à $0,045$ mm/mn. Les valeurs de la pression interstitielle sont mesurées dans les échantillons à la rupture. Sur la figure 3, sont présentés les résultats des essais triaxiaux consolidés non drainés (CU), à partir desquels on détermine :

- la courbe enveloppe correspondant au comportement à court terme, définie par les caractéristiques :

$$C_{cu} = 6 \text{ kPa} ; \varphi_{cu} = 15^\circ \quad (2)$$

- la courbe intrinsèque correspondant au comportement à long terme, définie par les caractéristiques :

$$C' = 3 \text{ kPa} ; \varphi' = 28^\circ \quad (3)$$

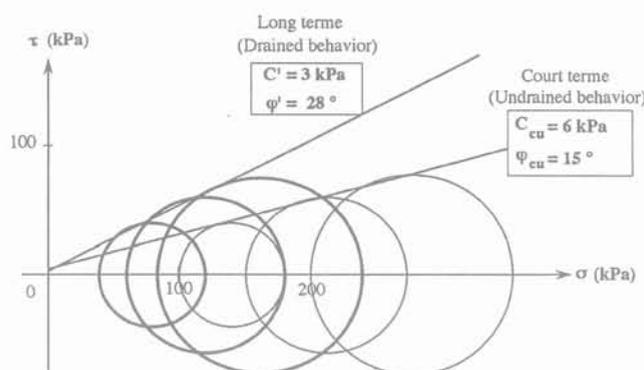


FIG. 3 Courbes enveloppe et intrinsèque de la vase reconstituée déterminées à partir d'essais triaxiaux consolidés non drainés (CU) avec mesure de la pression interstitielle.

Shear strength lines of the reconstituted clay from consolidated undrained (CU) triaxial tests with the measure of pore water pressure.

A partir de la figure 4, il est intéressant de noter que les résultats expérimentaux relatifs au comportement à court terme confirment très bien la relation donnant l'évolution théorique de la cohésion non drainée C_u en fonction de la contrainte de consolidation p_c . A partir de l'essai triaxial CU, cette relation est donnée par :

$$C_u(p_c) = C_{cu} \frac{\cos \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}} + p_c \frac{\sin \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}} \quad (4)$$

où φ_{cu} et C_{cu} sont les caractéristiques mécaniques obtenues à partir d'essais triaxiaux consolidés non drainés CU, et dont les valeurs sont données par (2).

Une régression linéaire de la relation (4) avec les valeurs expérimentales mesurées pour C_u et pour p_c a été faite, elle a permis d'obtenir un coefficient de corrélation $r = 0,99$. Ce résultat confirme bien l'hypothèse d'homogénéité de la vase reconstituée.

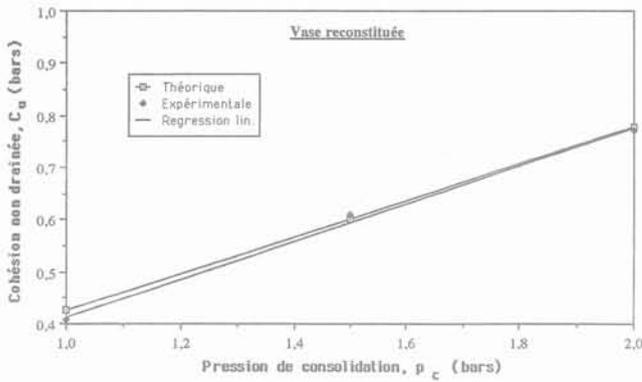


FIG. 4 Validation expérimentale de la variation de la cohésion non drainée C_u en fonction de la pression de consolidation p_c . Comparison between experimental and theoretical values of the undrained cohesion C_u .

2.3

Choix du sable constitutif de la colonne et procédé de mise en place

2.3.1

Le sable retenu

Le sable convenable pour le renforcement doit présenter :

- des caractéristiques de drainage adéquates pour accélérer la consolidation de la vase reconstituée, Magnan (1983) ;
- un angle de frottement interne élevé ($\varphi \geq 38^\circ$) pour augmenter la résistance au cisaillement.

Des essais granulométriques et de cisaillement direct ont été effectués sur trois types de sable (Boussetta *et al.*, 1994). Le choix final a porté sur le sable de la carrière de Khelédia qui constitue un matériau pulvérulent dont la granulométrie s'inscrit dans le fuseau des matériaux filtrants, Magnan (1983). Ce sable qui est bien approprié pour renforcer la vase reconstituée présente les caractéristiques suivantes (Boussetta *et al.*, 1994) :

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3 ; \varphi = 40^\circ \quad (5)$$

2.3.2

Confection des échantillons des vases reconstituée et renforcée

A partir de chaque cellule de consolidation initiale, on extrait à l'aide d'un cylindre métallique, de diamètre intérieur égal à 70 mm et de hauteur égale à 150 mm, trois échantillons de vase reconstituée (Fig. 5). Ces dimensions du moule permettent de respecter l'effet d'échelle entre la taille des grains de sable et les particules de la vase. Pour la mise en place de la colonne de sable dans un échantillon de vase reconstituée, on simule les phases essentielles du procédé d'exécution par vibroflottation (Soyez, 1985). Dans un cylindre métallique rempli de vase reconstituée, on enfonce un tube métallique de diamètre intérieur égal à celui de la colonne et terminé par un obturateur de forme conique. Par conséquent, la vase molle est refoulée latéralement vers la paroi du cylindre métallique. Ensuite,

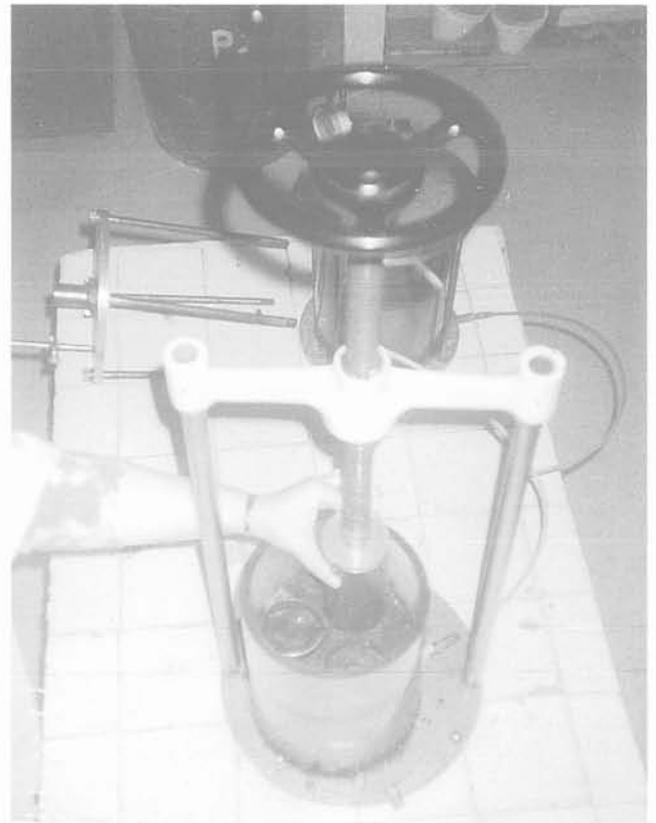


FIG. 5 Extraction des échantillons de la vase reconstituée à partir d'une cellule de consolidation initiale. Extraction of reconstituted clay samples from initial consolidation cell.

le sable est versé sous forme humidifiée dans le tube métallique, en arrachant ce dernier par de légères secousses verticales, l'obturateur conique s'ouvre sous l'effet du poids de sable. Ainsi, la colonne de sable prend forme lorsque le tube métallique est entièrement récupéré (Fig. 6). Enfin, l'échantillon cylindrique de la vase reconstituée est extrait à partir du cylindre métallique par un piston en y appliquant très lentement une faible pression d'air comprimé pour éviter au maximum le remaniement. Le renforcement est caractérisé par le facteur de substitution, noté η , qui est défini par :

$$\eta = \frac{S_c}{S}$$

où :

S_c désigne la section de la colonne de sable ;

S désigne la section totale du cylindre de la vase renforcée.

2.4

Les essais réalisés sur le modèle de la vase renforcée

Le modèle de la vase renforcée réalisé au laboratoire s'inscrit dans le cadre du modèle de la cellule composite confinée présenté par Bouassida *et al.* (1995a), et pour lequel un bref aperçu est consacré plus loin. Pour le diamètre de la colonne, deux valeurs ont été considérées, elles correspondent respectivement

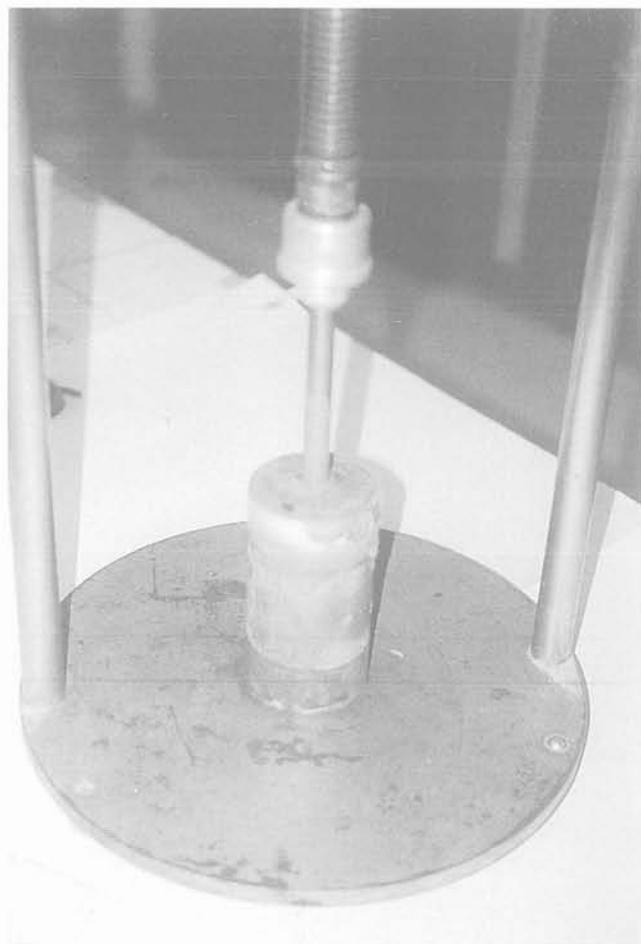


FIG. 6 Mise en place de la colonne de sable dans un échantillon de vase reconstituée. Execution of sand column in a reconstituted clay sample.

aux valeurs du facteur de substitution η qui ont été adoptées par d'autres auteurs (Enoki, 1987; Juran *et al.*, 1988) : $\eta = 1/25$ et $\eta = 4/25$. Il convient de noter que ces valeurs encadrent celles du facteur η utilisées couramment dans la pratique.

La réalisation d'un essai œdométrique à colonne centrale (Boussetta *et al.*, 1994), sur le modèle de la vase renforcée, a permis de déterminer le coefficient de consolidation radiale c_r qui est de l'ordre de $4 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$. La présence de la colonne de sable favorise le drainage de l'eau suivant les directions radiales dans la vase. En effet, la perméabilité horizontale de la vase, qui est un sol fin, est très élevée par rapport à sa perméabilité verticale (Philipponat, 1987). Cette propriété est confirmée par les essais œdométriques effectués, qui ont permis d'obtenir un rapport égal à 10 entre les coefficients de consolidation radiale c_r et verticale c_v . L'évolution de la déformation verticale, au cours de l'essai œdométrique, en fonction de la contrainte de consolidation est donnée sur la figure 7 (1 bar = 100 kPa).

Le calcul de β , défini par Soyoz *et al.* (1983) comme étant le rapport entre le tassement du sol non renforcé au tassement du sol renforcé sous la même contrainte (c'est une moyenne obtenue pour tous les paliers de chargement), a fourni les valeurs suivantes :

- pour $\eta = 1/25$: $\beta = 1,5$;
- pour $\eta = 4/25$: $\beta = 2$;

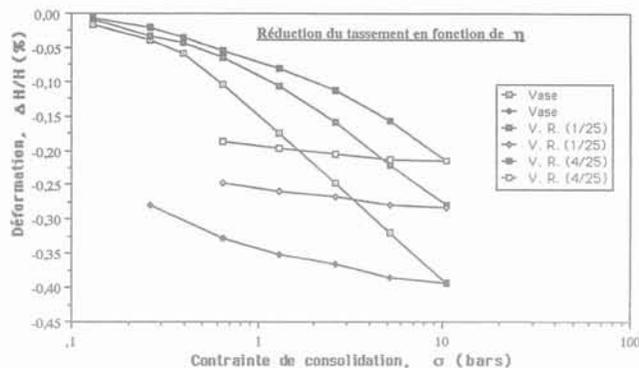


FIG. 7 Courbes œdométriques de la vase reconstituée et de la vase renforcée (VR). Oedometric curves of the reconstituted clay (vase) and the reinforced clay (VR).

Ces valeurs de β indiquent que le renforcement par le sable conduit à une réduction du tassement respectivement égale à 50 % et à 100 %. On constate que, lorsque le renforcement de la vase reconstituée par le sable augmente, la réduction du tassement est davantage importante. Ces résultats illustrent bien le rôle joué par la colonne de sable dans la réduction du tassement de la vase reconstituée.

Des essais triaxiaux non consolidés non drainés (UU) ont été réalisés sur la vase renforcée pour les valeurs du facteur de substitution $\eta = 1/25$ et $\eta = 4/25$. Pour chaque cas, les essais ont été faits avec les valeurs suivantes de la contrainte de confinement p : 0 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa et 200 kPa. Les essais triaxiaux UU effectués sur la vase renforcée n'ont pas été précédés par l'application d'une contrepression dans les échantillons tel qu'il l'a été fait pour les essais CU réalisés sur la vase reconstituée. Ce qui revient à faire des essais sur des échantillons dont l'état de saturation n'a pas été vérifié au préalable notamment pour le sable constitutif de la colonne. Les essais triaxiaux UU sont non drainés extérieurement, lors des phases de confinement et du cisaillement un drainage d'eau pourrait avoir lieu à partir de la vase reconstituée vers la colonne de sable. Ce drainage s'accompagnerait logiquement d'une variation du volume de la vase reconstituée et d'une augmentation du degré de saturation du sable. Or, la perméabilité de la vase est très faible, la quantité d'eau drainée vers la colonne serait de même très faible pour qu'elle puisse saturer le sable dont la mise en place a été faite à l'état humidifié. En effet, à la fin des essais, un examen visuel de coupes longitudinales des échantillons a permis de constater que le sable se trouvait notamment au milieu de la colonne dans un état relativement sec. Ce qui confirme que la saturation totale du sable n'est pas homogène, et qu'une pression interstitielle non négligeable est loin d'y être créée. Pour ces raisons, la mesure de la pression interstitielle au cours des essais triaxiaux UU faits sur la vase renforcée ne conduirait pas à des valeurs significatives.

Deux exemples de courbes effort-déformation sont donnés sur les figures 8a et 8b. Les résultats des essais triaxiaux sont représentés sur les figures 9 et 10.

Les courbes enveloppes (ou intrinsèques) obtenues pour le sable, pour la vase reconstituée, et pour la vase renforcée sont regroupées sur la figure 11. A partir de cette figure, on note que, lorsque le facteur de substitution η augmente, le renforcement par le sable améliore

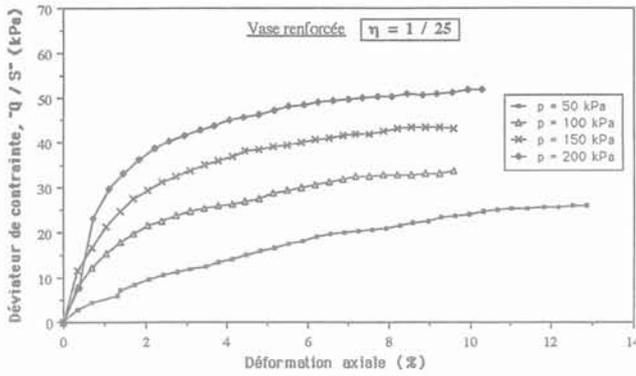


FIG. 8a Courbes effort-déformation lors d'un cisaillement triaxial non drainé, cas de la vase renforcée pour $\eta = 1/25$. Stress-strain curves during an undrained triaxial shear test, case of the reinforced clay for $\eta = 1/25$.

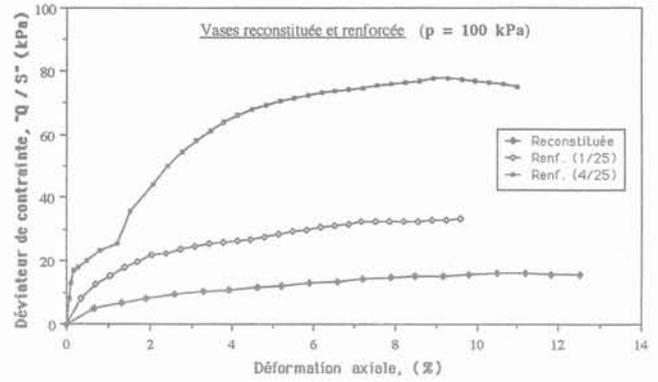


FIG. 8b Courbes effort-déformation lors d'un cisaillement triaxial non drainé, de la vase reconstituée et de la vase renforcée pour la pression de consolidation $p = 100$ kPa. Stress-strain curves during an undrained triaxial shear test of the reconstituted clay and the reinforced clay for the consolidation pressure $p = 100$ kPa.

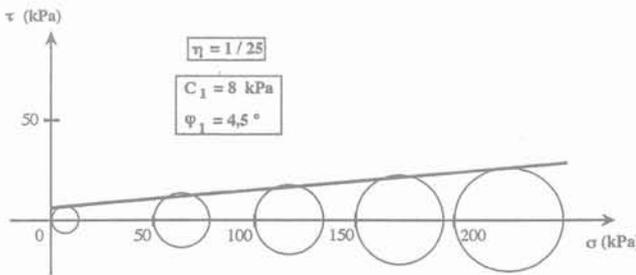


FIG. 9 Courbe enveloppe de la vase renforcée à partir d'essais triaxiaux non consolidés non drainés pour $\eta = 1/25$. Shear strength line of the reinforced clay from unconsolidated undrained (UU) triaxial tests for $\eta = 1/25$.

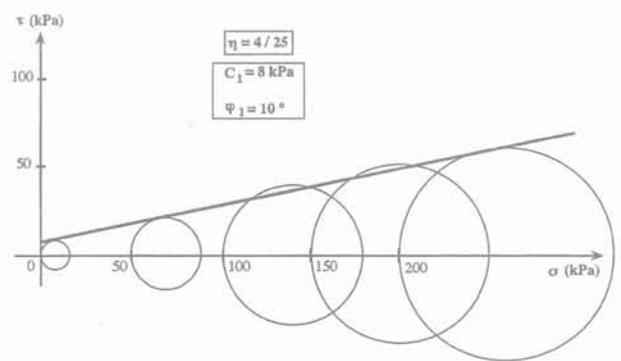


FIG. 10 Courbe enveloppe de la vase renforcée à partir d'essais triaxiaux non consolidés non drainés pour $\eta = 4/25$. Shear strength line of the reinforced clay from unconsolidated undrained (UU) triaxial tests for $\eta = 4/25$.

nettement la valeur de l'angle de frottement de la vase renforcée, et permet de conserver pratiquement la même valeur de la cohésion de la vase reconstituée. Ce résultat est évident, le sable étant purement frottant lorsqu'il renforce davantage la vase (étant purement cohérente), l'angle de frottement interne de la vase renforcée augmente.

Compte tenu des résultats expérimentaux présentés ci-dessus, on se propose de les valider à partir du modèle théorique de la cellule composite confinée.

3

Validation expérimentale du modèle de la cellule composite confinée

3.1

Le modèle de la cellule composite confinée

Ce modèle, représenté sur les figures 12a et 12 b, est constitué :

- d'une colonne de rayon r_c constituée par un matériau cohérent et frottant de cohésion C et dont l'angle de frottement interne est φ ;

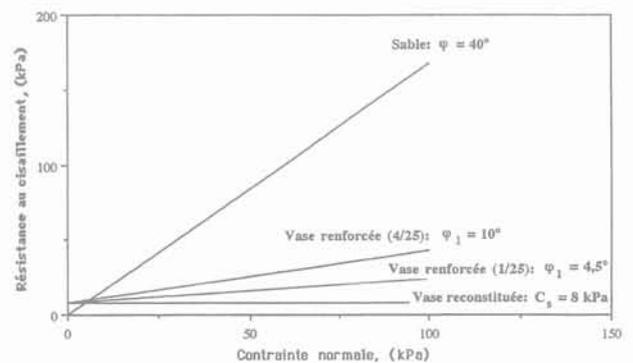


FIG. 11 Courbes enveloppes de la vase reconstituée, de la vase renforcée et du sable de renforcement. Shear strength lines of the reconstituted clay, the reinforced clay and the reinforcing sand.

- un volume de sol mou assimilé à un matériau purement cohérent de cohésion C_s , où R désigne le rayon du plus grand cercle inscrit dans la section transversale, notée S , de la cellule de hauteur égale à H .

Le sol et le matériau constitutif de la colonne sont supposés non pesants.

A l'aide des approches statique et cinématique de la théorie du calcul à la rupture (Salençon, 1983), la résistance en compression d'une cellule composite confinée (Fig. 12a), a été établie par Bouassida *et al.* (1995a) comme suit :

$$\left(\frac{Q(p)}{S}\right) = p[1 + \eta(K_p - 1)] + 2\eta C_s \sqrt{K_p} + C_s [2(1 - \eta) + \eta g(\varphi)] \quad (6)$$

où :

$$g(\varphi) = (K_p - 1) \text{Ln}(K_p - 1) - (K_p - 2) \quad (7)$$

et :

$$K_p = \text{tg}^2\left(\frac{\pi + \varphi}{4}\right)$$

sous la condition :

$$2 < K_p \leq 1 + \left[\frac{R}{r_c}\right]^2 \quad (8)$$

$K_p > 2$ (ou $\varphi \geq 19,5^\circ$) correspond à un renforcement réalisé par un matériau ayant un angle de frottement interne élevé (sable, gravier, ballast, etc.).

Dans l'équation (6), Q désigne la force résultante de compression, et p désigne la contrainte de confinement. L'équation (6) est donnée en termes de contraintes totales, ce qui correspond au comportement à court terme du sol renforcé.

Il convient de noter que l'expression (6) correspond à une résistance en compression maximale de la cellule à condition que le rayon r_1 de la zone intermédiaire de sol entourant la colonne de rayon r_c vérifie, la relation (Fig. 12b) :

$$r_1 = r_c \sqrt{K_p - 1} \leq R \quad (9)$$

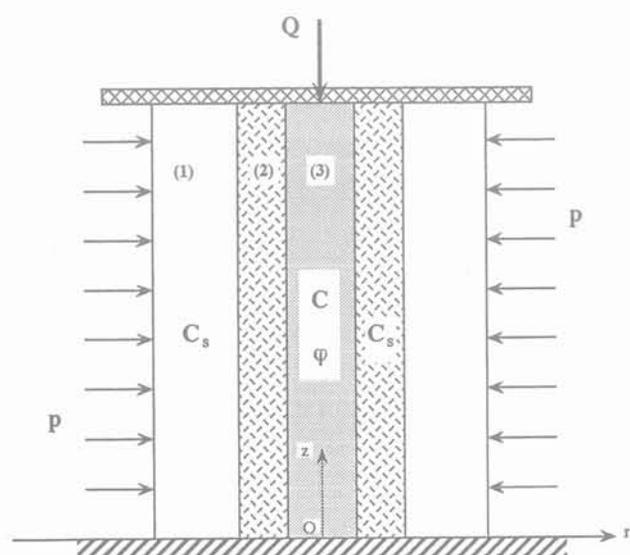


FIG. 12a Coupe, par un plan vertical, du modèle de la cellule composite.
Vertical section of the model of the confined composite cell.

A partir de l'expression (6), on remarque que si $1 \leq K_p \leq 2$ ($0 < \varphi \leq 19,5^\circ$), on a alors $g(\varphi) = 0$. Pour cette situation, qui peut correspondre à un traitement du sol mou par un liant (de la chaux ou du ciment), il n'y a aucune restriction sur la valeur du rayon r_1 de la zone intermédiaire entourant la colonne (Fig. 12b).

Pour une cellule de section circulaire S considérée dans les conditions de l'essai triaxial classique la pression de confinement p est appliquée sur toute sa surface latérale (surface latérale $r = R$ et la plan $z = H$). On montre facilement que la résistance en compression dans les conditions de l'essai triaxial classique, notée $\left(\frac{Q^*(p)}{S}\right)$, s'écrit :

$$\left(\frac{Q^*(p)}{S}\right) = \left(\frac{Q(p)}{S} - p\right) \quad (10)$$

où $\left(\frac{Q(p)}{S}\right)$ est donnée par (6).

Lors de l'étude théorique du modèle de la cellule composite exposée par Bouassida *et al.* (1995a), la notion du matériau homogène équivalent a été introduite. Cette notion consiste à assimiler le sol renforcé par la colonne à un matériau homogène ayant les caractéristiques suivantes :

$$* 2 \leq K_p \leq 1 + \left(\frac{R}{r_c}\right)^2$$

$$** K_p^{éq} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi + \varphi^{éq}}{4}\right) = 1 - \eta + \eta K_p \quad (11)$$

$$** C^{éq} = \frac{1}{\sqrt{K_p^{éq}}} [C_s \eta \sqrt{K_p} + C_s] \left[(1 - \eta) + \frac{1}{2} \eta g(\varphi) \right] \quad (12)$$

Les expressions (11) et (12) ne sont valables que lorsque les sollicitations du sol renforcé sont du type « triaxial de révolution ».

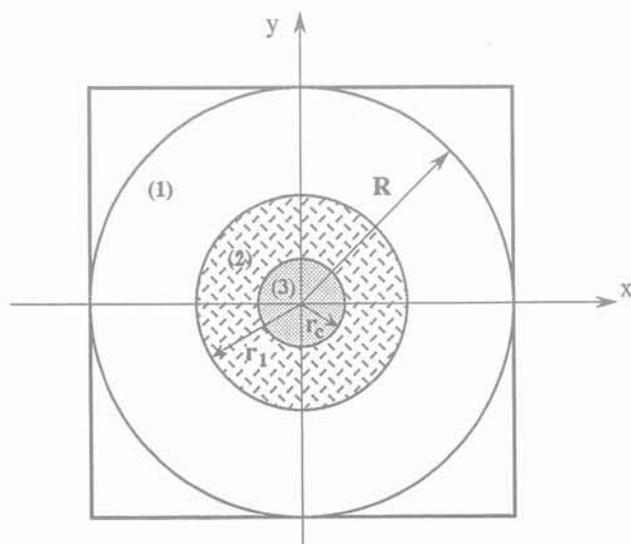


FIG. 12b Coupe transversale du modèle de la cellule composite confinée ; (1) sol mou, (2) zone intermédiaire dans le sol mou, (3) colonne.
Cross section of the model of the confined composite cell ; (1) soft clay, (2) intermediate zone (soft clay), (3) column.

Validation de la résistance en compression de la cellule composite

La validation du modèle de la cellule composite confinée pour le cas des échantillons de la vase renforcée est faite dans le cas $K_p > 2$, car le sable constituant la colonne a un angle de frottement $\phi = 40^\circ$. Cette validation est faite sur la base de l'hypothèse postulant que, lors des essais triaxiaux UU réalisés sur les échantillons de la vase renforcée (voir § 2.4), la pression interstitielle est nulle au sein de la colonne de sable. Par conséquent, la valeur de l'angle de frottement interne $\phi = 40^\circ$ du sable reste représentative même en termes de contraintes totales (comportement à court terme), cadre dans lequel la résistance théorique du modèle de la cellule composite a été déterminée.

La validation du résultat théorique, présenté par Bouassida *et al.* (1995a), relatif à la résistance en compression d'une cellule composite confinée est représentée sur les figures 13 et 14. On remarque une concordance parfaite entre les valeurs prédites par le modèle théorique et les valeurs expérimentales. Pour ces dernières, on a tracé les droites d'ajustement linéaire par la méthode des moindres carrés. Pour les deux valeurs du facteur de substitution η , les équations de la droite d'ajustement linéaire et de la résistance théorique de la cellule composite s'écrivent respectivement :

$$* \eta = 1/25$$

$$\left(\frac{Q}{S}\right)_{\text{exp}} = 1,195 p + 0,1406 \quad (13a)$$

$$\left(\frac{Q}{S}\right)_{\text{th}} = 1,144 p + 0,208 \quad (13b)$$

où Q désigne la force résultante de compression appliquée, pendant l'essai triaxial, sur la cellule composite de section S .

Le coefficient de corrélation de la droite d'ajustement linéaire est $r_{1/25} = 0,998$.

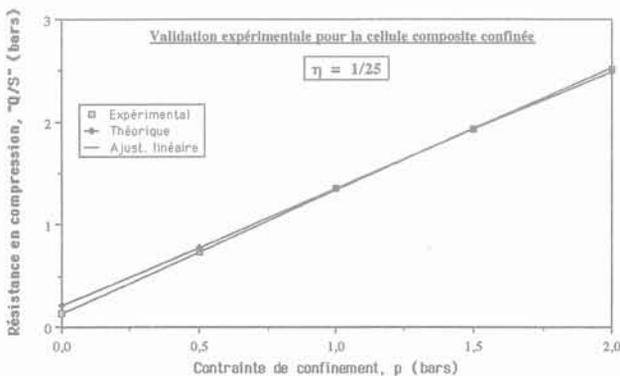


FIG. 13 Comparaison entre les valeurs théoriques et mesurées de la résistance en compression pour la vase renforcée dans le cas $\eta = 1/25$.

Comparison between theoretical and measured values of the compressive strength of the reinforced clay in the case $\eta = 1/25$.

$$* \eta = 4/25$$

$$\left(\frac{Q}{S}\right)_{\text{exp}}^{4/25} = 1,554 p + 0,154 \quad (14a)$$

$$\left(\frac{Q}{S}\right)_{\text{th}}^{4/25} = 1,576 p + 0,232 \quad (14b)$$

Le coefficient de corrélation de la droite d'ajustement linéaire est $r_{4/25} = 0,998$.

Dans les relations (13a), (13b), (14a) et (14b), la contrainte de confinement p est exprimée en bars (1 bar = 100 kPa).

Les différences entre les valeurs théoriques et expérimentales de la résistance de la cellule composite (en vase renforcée) ne sont sensibles que pour $p = 0$ (qui correspond au cas de la compression simple). En effet, pour ce cas particulier, la différence relative est de 50 % pour $\eta = 4/25$, et elle est de 47 % pour $\eta = 1/25$. Ces différences sont dues essentiellement au remaniement de l'échantillon de vase qui ne peut être évité lors de sa confection ; alors la résistance mesurée pourrait être inférieure à celle calculée théoriquement. La deuxième raison plausible permettant de mieux expliquer la diminution de la résistance en compression obtenue expérimentalement est le frottement entre les plateaux de chargement et l'échantillon. En effet, lors des essais triaxiaux réalisés, aucune disposition particulière n'a été prise en compte pour réduire ce frottement, par conséquent sa présence contribue certainement à une diminution de la résistance en compression théorique qui est calculée en supposant que ce frottement est nul.

Cependant, pour les pressions de confinement $50 \text{ kPa} \leq p \leq 200 \text{ kPa}$, la différence relative D_{rel} (en valeurs absolues) prend les valeurs suivantes :

– pour $\eta = 1/25$

$p(\text{kPa})$	50	100	150	200
$D_{\text{rel}} (\%)$	5,4	0,08	0,57	0,96

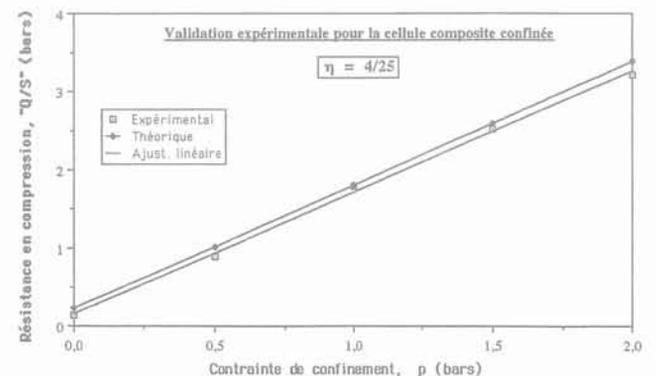


FIG. 14 Comparaison entre les valeurs théoriques et mesurées de la résistance en compression pour la vase renforcée dans le cas $\eta = 4/25$.

Comparison between theoretical and measured values of the compressive strength of the reinforced clay in the case $\eta = 4/25$.

– pour $\eta = 4/25$

p(kPa)	50	100	150	200
D_{rel} (%)	13,3	1,63	3,4	5,29

D'après les valeurs de D_{rel} données ci-dessus, on peut affirmer que la concordance entre les résultats théoriques et expérimentaux est très satisfaisante. Ceci est dû à l'hypothèse d'homogénéité de la vase reconstituée, comme il l'a été vérifié par le biais de la corrélation obtenue pour la variation de la cohésion non drainée C_u en fonction de la pression de consolidation p_c à partir des essais triaxiaux consolidés non drainés effectués sur la vase reconstituée.

3.3

Validation des caractéristiques mécaniques équivalentes

D'après les caractéristiques de la vase reconstituée et du sable, données respectivement par (1) et (5), on détermine, à partir de (11) et (12), les valeurs théoriques des caractéristiques mécaniques équivalentes de la vase renforcée pour laquelle les valeurs expérimentales de ces caractéristiques (C_1 , φ_1) sont données sur la figure 11. La comparaison entre les valeurs théoriques et expérimentales est faite à partir du tableau présenté ci-dessous.

TABEAU Valeurs théoriques et expérimentales des caractéristiques mécaniques de la vase renforcée.

Facteur de substitution	$\eta = 1/25$	$\eta = 4/25$
Valeurs théoriques	$C^{eq} = 10$ kPa $\varphi^{eq} = 4,37^\circ$	$C^{eq} = 7,8$ kPa $\varphi^{eq} = 14,38^\circ$
Valeurs expérimentales	$C_1 = 10$ kPa $\varphi_1 = 4,5^\circ$	$C_1 = 8$ kPa $\varphi_1 = 10^\circ$

A partir du tableau ci-dessus, on note une bonne concordance entre les caractéristiques théoriques et expérimentales pour les deux valeurs du facteur de substitution. Concernant l'angle de frottement, cette concordance est moins satisfaisante dans le cas $\eta = 4/25$.

4

Conclusion

Après avoir précisé les conditions de réalisation d'une cellule composite constituée d'une vase reconsti-

tuée renforcée par une colonne de sable, on a procédé à la détermination de ses caractéristiques mécaniques à partir d'essais triaxiaux non consolidés non drainés. Ces essais ont été réalisés pour deux cas de renforcement correspondant aux valeurs du facteur de substitution : $\eta = 1/25$ et $\eta = 4/25$. Avec les résultats expérimentaux obtenus, on a pu quantifier l'augmentation de la résistance au cisaillement et la réduction du tassement dues au renforcement de la vase reconstituée par le sable. Ensuite, on a procédé à la validation de la résistance en compression théorique d'une cellule composite confinée. Cette ébauche a permis de conclure que le modèle théorique en question retrace bien l'amélioration de la résistance en compression due au renforcement de la vase reconstituée. On en retient que :
– l'évolution de la résistance de la cellule composite, en fonction de la pression de confinement, est linéaire ;
– l'augmentation de la capacité portante est due principalement à la valeur de l'angle de frottement de la colonne et du facteur de substitution.

Il a été vérifié également que les valeurs expérimentales des caractéristiques mécaniques de la vase renforcée sont en bonne concordance avec les valeurs théoriques proposées, à partir du modèle de la cellule composite confinée, par la notion du matériau homogène équivalent.

La validation de la résistance théorique de la cellule composite, n'ayant été faite dans ce travail que pour un matériau de renforcement possédant un angle de frottement supérieur à $19,5^\circ$ (un sable), il est recommandé de procéder à une validation du modèle théorique lorsque le renforcement est fait par un matériau possédant un angle de frottement inférieur à $19,5^\circ$. Ce cas correspond, par exemple, au renforcement d'un sol mou par traitement à la chaux.

La validation expérimentale du modèle de la cellule composite confirme le résultat théorique obtenu pour le calcul de la résistance en compression. Ce qui permettra d'aborder la détermination de la capacité portante d'une fondation posée sur un sol renforcé par un groupe de colonnes, tel qu'il l'a été annoncé par Bouassida *et al.*, (1995a).

Remerciements

L'auteur présente ses vifs remerciements à Mme S. Boussetta pour sa contribution dans la réalisation de la partie expérimentale de cette étude, et aux responsables du Centre d'Essais et de la Technique de Construction (CETEC) du ministère de l'Équipement et de l'Habitat à Tunis pour lui avoir autorisé la réalisation des essais triaxiaux à la section « Fondations ».

- Aboshi H., Ichimoto E., Enoki M., Harada K. – The « Compozer », a method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns. *CR Colloque Int. sur le Renforcement des sols: Terre armée et autres méthodes*, Paris, 1979, vol. 1, p. 211-216.
- Asaoka A., Kodaka T., Nozu M. – Undrained shear strength of clay improved with sand compaction piles. *Soils and foundations*, 1994, vol. 34, n° 4, p. 23-32.
- Bergado D.T., Rantucci G., Widodo S. – Full scale load tests of granular piles and sand drains in the soft Bangkok clay. *Int. Conf. on in situ soil Rock Reinforcements*, 9-11 oct, Paris, 1984.
- Bergado D.T., Lam F.L. – Full scale load tests of granular piles with different densities and different proportions of gravel and sand on soft Bangkok clay. *Soils and Foundations*, Tokyo, 1987, vol. 27, n° 1, p. 86-93.
- Bouassida M., de Buhan P., Dormieux L. – Bearing capacity of a foundation resting on a soil reinforced by a group of columns. *Geotechnique*, vol. 45, n° 1, 1995a, p. 25-34.
- Bouassida M., Hadhri T. – Bearing capacity of soils reinforced by columns. *11th Afr. Reg. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Cairo, 11th-15th December 1995b, vol. 2, p. 254-273.
- Boussetta S., Makhoul S. – Étude expérimentale du renforcement de la vase de Tunis. PFE, dép. Génie civil, ENIT, Tunisie, 1994.
- Broms B.G. – Lime columns in theory and practice. *Proc. Inter. Conf. of Soil Mech.*, Mexico, 1982, p. 149-165.
- Costet J., Sanglerat G. – Cours pratique de mécanique des sols, Tome 2, « Calcul des ouvrages », Paris, Dunod, 1983.
- Enoki M. – Consolidation characteristics of composite ground. *Proc. 8th Asian Reg. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Japan, 1987, vol. 1, p. 361-364.
- Juran I., Guermazi A. – Settlement response of soft soils reinforced by compacted sand columns. *Journal of Geotech. Eng.*, 1988, vol. 114, n° 8, ASCE.
- Magnan J.-P. – Théorie et pratique des drains verticaux. *Technique et Documentation*, Paris, Lavoisier, 1983.
- Philipponat G. – Fondations et ouvrages en terre. Paris, Eyrolles, 2^e éd., 1987.
- Salençon J. – Calcul à la rupture et analyse limite. Paris, Presses des Ponts et Chaussées, 1983.
- Soyez B., Magnan J.-P., Delfaut A. – Loading tests on a clayey hydraulic fill stabilized by limetreated columns. *Proc. 8th Europ. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, Helsinki, 1983, vol. 2, p. 951-954.
- Soyez B. – Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées. *Bull. liaison Labo. des Ponts et Chaussées*, 1985, n° 135, p. 35-51.

La pratique de l'injection solide

Y. IAGOLNITZER
A. MONNET
R. KATZENBACH

*Bachy, TH Darmstadt
(Allemagne)*

Résumé

L'injection solide, technique d'amélioration de sol utilisée depuis une quinzaine d'années en France, est basée sur l'incorporation dans le sol sous haute pression d'un mortier mi-sec. S'engraissant en masse sans imprégner ni claquer le terrain, le mortier refoule le sol environnant et en améliore ainsi les caractéristiques géotechniques. Réalisées à partir de forages de petit diamètre par passes en remontant, des inclusions de mortier sont formées, dont la répartition en maillage apporte une amélioration supplémentaire.

L'étendue des possibilités d'application est très vaste, puisque l'injection solide est envisageable dans tous les sols compressibles des sables aux argiles. Les types d'application comprennent aussi bien les reprises en sous-œuvre et réfections de fondations de toutes natures, que l'amélioration de portance, le traitement de terrains karstiques, ou la réduction du potentiel de liquéfaction.

Compaction grouting practice

Abstract

Compaction grouting, a soil improvement method that has been used for the past 10 years in France, is based on the incorporation of a low water content mortar in the ground under high pressure. Growing as a mass without impregnating or fracturing the soil, the mortar displaces the surrounding soil and thus improves its geotechnical properties. From small diameter holes and staging upwards, mortar columns are formed, their distribution in a regular pattern bringing an additional improvement.

The broadness of the application field is very large, as compaction grouting may be envisaged in all compressive soils ranging from sands to clays. The applications include underpinning and stabilisation of all types of foundations, as well as bearing capacity improvement, treatment of karst terrains, or lowering of the liquifaction index.

Introduction

On ne présente plus aux États-Unis l'injection solide, devenue presque traditionnelle à la suite de près de cinquante ans d'expériences positives et généralisées. Née et développée dans le sud-ouest des États-Unis à la fin des années 40, cette technique d'amélioration et de renforcement des sols lâches, basée sur l'incorporation de mortier sous haute pression, comptait déjà en 1975 plusieurs centaines de chantiers réussis (Bowen, 1975). En 1989, lors du tremblement de terre de Loma Prieta qui ébranla San Francisco, aucun désordre n'est reporté sur les 200 à 300 structures ayant auparavant fait l'objet d'un traitement par injection solide (Graf, 1992).

À l'origine, l'injection solide permettait de stabiliser et remettre à niveau des fondations d'ouvrages ayant subi des tassements différentiels. Par rapport à l'injection classique, elle assurait un meilleur contrôle de la localisation du matériau et par conséquent une meilleure maîtrise du traitement et de ses effets. L'éventail des applications s'est par la suite largement étendu, en grande partie grâce à l'adaptabilité de la technique, tant aux conditions de sol qu'aux éventuelles structures existantes.

Introduite dans notre pays par la société Bachy en 1983, l'injection solide a donc douze ans d'expériences en France, où elle fait encore partie des « techniques nouvelles ».

Malgré les succès qu'elle remporte dans ses applications, la généralisation de la technique en France et en Europe est relativement lente. Les deux raisons principales en sont les suivantes :

- La première concerne les pays francophones. Il est clair que l'existence de cinq appellations différentes pour une technique nouvelle est un frein à son développement. En effet, alors que la dénomination américaine *compaction grouting* est unique, simple et sans équivoque, ce que nous appelons « injection soldie » ou « compactage par injection solide » est appelé par Solétanche « compactage statique horizontal », et en amalgame proposé par le CEBTP, « le compactage statique horizontal par injection solide » abrégé CSHIS (ainsi que « compactage statique par injection solide horizontale ») ; enfin, on trouve le terme américain utilisé entre guillemets, ainsi que sa traduction littérale : injection de compactage. Les références bibliographiques sont difficiles à rassembler, l'idée que l'on se fait de la technique est nécessairement floue. Il est temps aujourd'hui de faire un choix. Puisque Bachy, dans ses priorités de recherche, a réservé à l'injection solide ces dernières années une place importante et parce que le terme « injection solide » est à la fois simple et imagé, même s'il ne contient pas la notion de « compactage », c'est ce dernier que nous proposons.

- La deuxième raison concerne l'ensemble de l'Europe. Tous les aspects de la technique sont aujourd'hui encore empiriques, aucune forme de réglementation ou de recommandation, ni américaine, ni française ni européenne n'existe à ce jour. Or, lorsqu'une technique « marche », mais qu'elle n'est pas étayée scientifiquement, même si les mécanismes de fonctionnement semblent avoir été percés, elle n'est pas toujours assez convaincante. L'expérience remplace ce manque de support scientifique, encore faut-il

avoir accès à cette expérience. En France, les maîtres d'œuvre et d'ouvrage sont parfois ouverts aux techniques nouvelles, et il faut ici saluer leur courage et leur esprit d'innovation. C'est ce qui a permis le développement de l'injection solide en France, outre, bien sûr, les éléments nouveaux et intéressants qu'elle apporte, qu'ils soient d'ordre économique, technique, environnemental ou écologique. Dans d'autres pays, où une technique doit, pour être mise en œuvre, posséder un cadre normatif régissant dimensionnement, exécution et contrôles, comme c'est le cas en Allemagne par exemple, l'injection solide ne pouvait voir le jour, ... alors que certaines entreprises allemandes ont déjà utilisé la technique à l'étranger !

Un vaste programme de recherche, soutenu par la Commission des communautés européennes a été lancé sur ce sujet, dans le cadre d'une collaboration entre l'entreprise Bachy et l'Institut de géotechnique de l'Université de Darmstadt (Allemagne). L'objet de cet article n'est pas de traiter tout le problème, mais d'en poser les bases en présentant un état de l'art de la pratique de l'injection solide. En essayant de dévoiler les hypothèses des mécanismes implicites qui la sous-tendent, il vise donc à décrire la technique telle qu'elle est pratiquée aujourd'hui et s'appuie, lorsque c'est nécessaire sur son histoire. Après avoir présenté le principe de l'injection solide, l'équipement et la mise en œuvre seront exposés. On abordera les sols et les types d'application, illustrés d'exemples de réalisations américaines et françaises.

Principe et mécanismes

L'injection solide a tout d'abord été utilisée dans la remise à niveau de structures. C'est en comparant les volumes de mortier incorporés à ceux strictement nécessaires aux relèvements obtenus que l'on a pris conscience qu'un certain volume de mortier avait refoulé et donc compacté le sol environnant. Le principe de l'injection solide était né.

À un niveau de traitement élémentaire, l'injection solide consiste donc à incorporer dans le sol un mortier suffisamment sec et frottant pour former une masse homogène qui s'engraisse tout au long de l'incorporation. Il n'y a pas de mélange entre le matériau et le sol, mais une interface nette. Le mortier ne remplit pas les pores du terrain, ne le claqué pas, mais le refoule. Le sol est densifié par compaction.

Cette philosophie est née dès les premières applications de remises à niveau de structures, qui prohibaient tout soulèvement brutal, donc tout claquage. Mais de manière générale, l'absence de claquage est justifiée par la recherche d'une maîtrise de l'injection : l'ouverture de claquages entraîne la perte du contrôle de l'injection. La localisation du mortier n'est plus certaine, des résurgences et des soulèvements peuvent se produire. Ces derniers nécessitent l'arrêt immédiat de l'injection, aucun compactage supplémentaire ne pouvant plus être obtenu. C'est la qualité et l'efficacité du traitement qui sont alors remises en cause, car l'arrêt de l'injection se produit en général avant qu'il ait été possible d'injecter les quantités nécessaires au compactage désiré.

D'autres philosophies, qui atteignent globalement le même objectif de compaction, se sont développées

plus tard en se basant au contraire sur les claquages : c'est le cas de l'injection de fracturation (*fracturing grouting*).

L'absence de claquages étant un des principes fondamentaux de la technique, il convient ici de préciser ce que l'on entend exactement sous cette appellation : un claquage est une rupture du sol due à un déséquilibre des forces créé par l'injection sous pression. Cette rupture se produit au droit du forage, selon un plan ; elle est alors définie par sa longueur et sa largeur maximale. Elle peut dans certains cas se produire après infiltration du mortier dans des fissures ou discontinuités du terrain déjà existantes, qui constituent des chemins privilégiés. La forme et l'orientation de l'ouverture vont déterminer si le mortier jouera le rôle de vérin plat et soulèvera le terrain, ce qui arrive lorsque l'ouverture est horizontale et large. Les formes de claquages qui ne risquent pas d'occasionner de soulèvements en surface sont bénins, comme c'est le cas à grande profondeur. Les claquages sont le plus souvent verticaux, comme on le constate couramment en injection classique, mais aussi en injection solide ; cela vient du fait qu'une rupture se produit dans un plan perpendiculaire aux contraintes principales minimales, le plus souvent horizontales. Il n'en reste pas moins qu'on ne maîtrise pas, à l'échelle d'une passe, l'orientation d'un claquage, dont on cherche par conséquent à se prémunir.

La formation, à partir d'une boule déjà formée, d'une excroissance s'engraissant à sa périphérie, n'est pas considérée comme un claquage. Il en est de même pour les galettes qui peuvent se former à l'interface de deux couches de terrains.

Les causes de claquages sont nombreuses et interdépendantes :

- le terrain : la présence de fissures ou de points de faiblesses dans le sol, un drainage insuffisant dans les terrains argileux saturés ;
- la profondeur du traitement : près de la surface ou à proximité d'une pente, où la pression de confinement peut devenir insuffisante ;
- le mortier : une trop grande fluidité du mortier, ses propriétés rhéologiques ;
- les paramètres d'injection : une vitesse ou une pression instantanée d'injection trop élevée.

Mais une telle sujétion serait vaine sans moyens de contrôles, qui peuvent être exercés :

- en déterrant les inclusions ; c'est une mesure après coup qu'il est bien difficile de relier à l'injection elle-même. Elle donne cependant une bonne idée générale ;
- pendant l'incorporation, en observant le paramètre de la pression d'injection : une diminution brutale de la pression indique en général un claquage. Les résurgences sont le signe d'un mortier très liquide, souvent susceptible de claquer le terrain. La consistance du mortier est par ailleurs contrôlée régulièrement par l'essai d'affaissement au cône d'Abrams.

Le mécanisme de compactage induit par l'injection solide, d'acceptation unanime aujourd'hui aux États-Unis, est le suivant : l'incorporation provoque l'apparition d'un système complexe de contraintes radiales et tangentielles. La figure 1 montre une zone de remaniement importante au contact de la masse de mortier, qui se traduit par des cisaillements et des déformations plastiques. Plus loin, le sol est dans un état de déformations élastiques. L'étendue de la zone d'influence dépend :

- des caractéristiques du terrain (nature, teneur en eau, compacité) ;
- du matériau injecté (caractéristiques rhéologiques) ;
- des paramètres d'incorporation (débit, pression, quantités injectés).

C'est l'hypothèse de la zone de remaniement qui permet d'expliquer les observations peu compréhensibles faites au moyen de mesures de densité, où le sol éloigné apparaissait plus densifié que le sol directement au contact de l'inclusion.

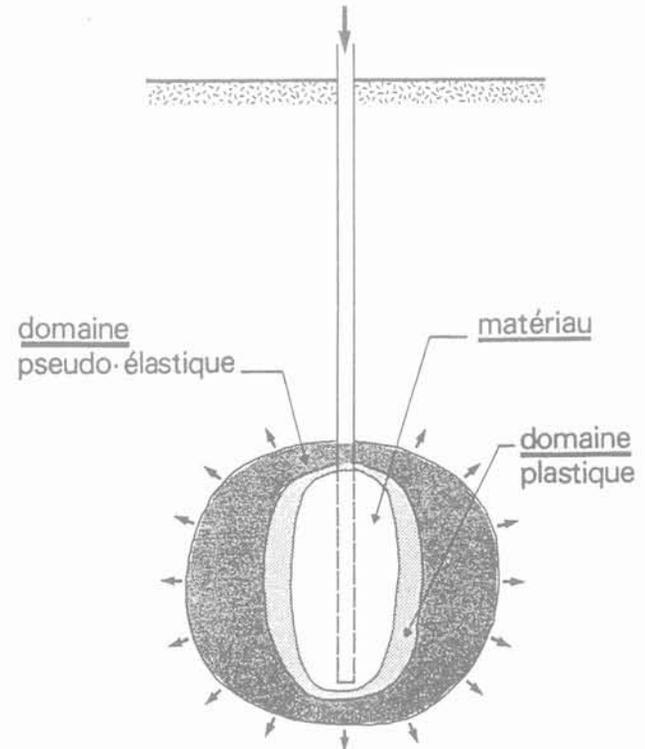


FIG. 1 Effet de compactage du sol par engraissement d'une boule de mortier. Compactive effect through a growing mortar body.

En fait, ces phénomènes s'expliquent simplement par les principes de base de la mécanique des sols : si l'on considère un petit volume de sol à la périphérie d'un forage et sa déformation après incorporation de mortier, il paraît clair que ce volume de sol, extrêmement étiré, est dans un état plastique. Les déformations diminuant avec la distance du point d'injection, il arrive une distance à partir de laquelle les déformations ne sont plus plastiques, mais élastiques. Le sol à la périphérie de la boule de mortier est en rupture jusqu'à une certaine distance du point d'injection, où il est donc le siège de cisaillements importants.

Une explication de la formation d'une zone de moindre densité à la périphérie de la boule de mortier peut être trouvée dans le phénomène connu de la dilatance, du moins dans les sols granulaires : tous y sont en effet sujet, si la contrainte de confinement est suffisamment faible, or l'injection solide s'applique justement aux sols lâches. Mais il reste à montrer que cette hypothèse est bien vérifiée dans tous les cas.

Quant aux sols cohérents, l'augmentation de la pression interstitielle entraîne une déconsolidation du terrain à proximité de la boule de mortier, qui peut être à l'origine de la chute de densité.

A un niveau de traitement général, les boules de mortier sont réalisées les unes au-dessus des autres pour former dans le sol des inclusions, verticales ou inclinées.

La quantité de mortier globale à incorporer est déterminée en fonction de l'amélioration de sol recherchée, plus précisément en fonction d'une densité de sol moyenne à atteindre. Elle est en général exprimée sous la forme d'un taux d'incorporation, variable entre 2 et 12 % du volume du terrain traité, avec une moyenne de 5-6 %.

La quantité de mortier est ensuite répartie régulièrement sur la surface à traiter, selon un maillage. Ce dernier est défini en fonction de l'étendue du domaine d'influence que l'on peut atteindre dans le terrain concerné, avec les conditions d'injection prévues, et compte tenu des quantités prédéterminées. Cette phase est encore arbitraire et empirique.

La réalisation des inclusions de mortier avec les quantités prédéterminées et suivant le maillage défini mène à :

- une amélioration des caractéristiques intrinsèques du terrain par compactage ;
- et un renforcement par la présence d'un groupe d'inclusions de mortier.

L'injection solide allie donc les deux types de traitements que sont l'amélioration et le renforcement des sols. Selon le type d'application, la nature du sol et ses caractéristiques mécaniques, l'un des effets peut être prédominant par rapport à l'autre.

3

Mise en œuvre

3.1

Équipement

La figure 2 montre l'équipement classique d'un chantier d'injection solide :

- 1 unité de préparation du mortier (malaxeur, centrale de chantier ou livraison par camion toupie) ;
- 1 malaxeur de reprise ;

- 1 pompe pouvant injecter à un débit réglable entre 15 et 150 l/mm (ou 1 à 10 m³/h) à 8 Mpa de pression maximum. Graf (1992) évoque même des pompes allant jusqu'à 7-11 Mpa ;

- 1 foreuse.

C'est un équipement réduit et léger, qui rend la technique très adaptable et lui permet par exemple de travailler sous faible hauteur ou à proximité immédiate d'existants.

Si les relevés des paramètres de forage et d'injection se faisaient encore manuellement lors des débuts de l'injection solide, ils sont aujourd'hui entièrement automatisés sur tous les chantiers, et participent au contrôle en temps réel des travaux. Les paramètres les plus couramment enregistrés sont :

- En phase de forage : la vitesse d'avance, la pression d'injection du fluide de perforation et la pression sur l'outil en fonction de la profondeur ;

- pendant l'incorporation : le débit, la pression et les quantités de mortier en fonction du temps, ceci à chaque profondeur de passe.

Il est à noter que l'enregistrement de la pression, pris en France à la pompe, l'est également au point d'injection aux États-Unis.

La pompe est la pièce maîtresse de l'équipement. C'est d'ailleurs au développement de pompes à haute pression que l'injection solide doit le sien, comme Bowen (1975) en fait le passionnant historique. En effet, ces pompes permettaient d'envisager de pousser un matériau extrêmement frottant, qui se comportait très différemment dans le sol des coulis d'injection classique.

Ses caractéristiques principales, exposées par Warner (1992) sont les suivantes : c'est une pompe à piston possédant une isolation par valve étanche entre le cylindre et le gaveur. Il n'existe pas sur le marché de pompe spécialement conçue pour l'injection solide. On utilise en général une pompe à béton qu'il est nécessaire de modifier. En effet, les pompes à béton classiques ont des valves qui fuient, ce qui ne porte pas à conséquence pour le béton car la course du piston est rapide et les pressions modérées. En revanche, l'utilisation de telles pompes, insuffisamment adaptées, en injection solide, où la course est lente et les pressions très élevées, peut provoquer des problèmes : en général le blocage du mortier après perte d'eau.

Francescon et Twine (1992) conseillent que les pompes ne produisent pas de surcharges de pression ou pics, comme peuvent le faire les pompes de type piston réciproque. Ils pensent aussi que le volume de chaque coup de piston et la vitesse de pompage, en liai-

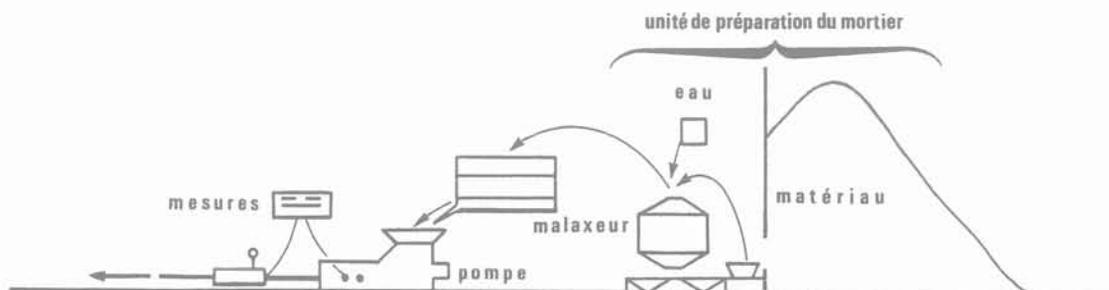


FIG. 2 Équipement de chantier.
Site equipment.

son avec le volume de chaque passe d'injection, peuvent affecter les risques de claquage du terrain.

Si la pompe constitue l'élément central, il faut noter que tous les raccords, joints..., situés sur le parcours du mortier entre le malaxeur de reprise et le forage sont des emplacements naturels de fuites, qu'il convient de limiter en nombre, et de bien étancher afin d'éviter les problèmes de blocage de mortier.

3.2

Mise en œuvre élémentaire

Elle concerne un forage individuel, et au sein de ce forage une passe d'injection.

La mise en œuvre de l'injection solide se fait en deux phases, forage et injection suivant le schéma de la figure 3.

Aux États-Unis, l'injection solide est pratiquée le plus souvent en descendant, selon les étapes suivantes :

- forage en diamètre supérieur jusqu'au haut de la zone à traiter ou 1,2 m de la surface ;
- scellement au coulis de ciment du tubage métallique ;
- forage à travers le tubage pour extension du forage sur la hauteur d'une passe ;
- injection d'une passe ;
- généralement le jour suivant, reforage de la passe précédente et extension du forage ;
- injection de la passe suivante, etc.

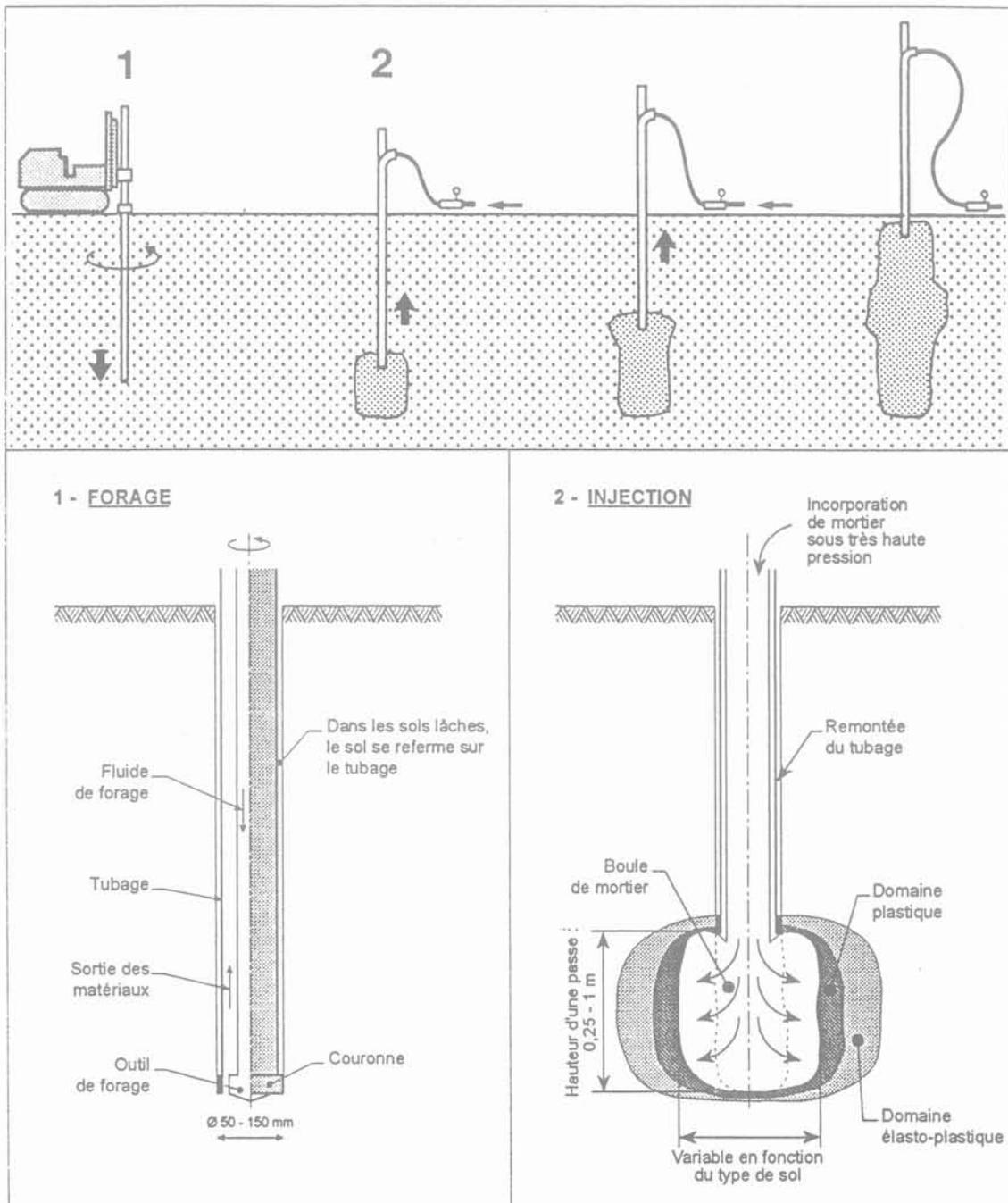


FIG. 3 Mise en œuvre de l'injection solide. Execution of compaction grouting.

La technique a été reprise en Europe en remontant, pour des raisons évidentes de rapidité et d'économie, les passes étant injectées les unes après les autres sans délai.

Les principales différences sont :

– le besoin d'une couverture de terrain (horizontalement et verticalement) plus importante dans l'injection en remontant. Lorsqu'on ne bénéficie pas de la présence de surcharge ou d'une couche de surface de bonne qualité, 3 m sont nécessaires au lieu de 1,2 m. Cette sujétion représente la limitation majeure de la technique ;

– les inclusions créées n'ont pas la même forme ; ce sont de véritables colonnes par la méthode en descendant, alors que l'injection en remontant forme plutôt un chapelet de bulbes. Leur fonctionnement est *a priori* différent.

Cependant, les deux méthodes sont aussi efficaces, comme Graf (1992) en a fait l'observation sur des centaines de chantiers.

Stilley (1982) note, quant à lui, que la méthode en descendant semble plus adaptée pour la stabilisation et la remise à niveau de fondations.

3.2.1

Préparation

• Forage

En France, le forage est réalisé avec tubage simultané, en petit diamètre (100 mm environ), le plus souvent en rotation, mais cela dépend des ouvrages ou des terrains de surface à traverser.

Le forage est descendu jusqu'à la profondeur maximale du traitement.

• Prétraitement

Ce sujet a été évoqué par Brown et Warner (1973), Warner *et al.* (1974), Warner (1982). Dans les sols très fins, le fluide de perforation a parfois été traité avec un agent mouillant, afin de réduire la résistance au cisaillement du sol autour du point d'injection, d'éviter l'essorage du mortier et son blocage pendant l'incorporation et donc de faciliter l'injection et d'augmenter les quantités injectables. On obtient le même effet en remplissant le forage d'eau avant injection : l'augmentation des pressions interstitielles lors de l'injection fait en effet chuter la contrainte effective et abaisse le seuil de cisaillement (Saley *et al.*, 1987) ; cette dernière pratique possède l'inconvénient évident d'augmenter la teneur en eau du sol.

Dans les sols argileux, des coulis à base de chaux hydratée ou d'autres agents chimiques ont été utilisés pour améliorer la résistance de la masse du sol. Notons qu'il n'est plus fait mention de prétraitement dans la littérature américaine de la masse du sol. Est-ce parce qu'elle s'est banalisée ou qu'elle a disparu ? Il reste que son efficacité n'avait été évaluée que vis-à-vis des quantités de mortier incorporables, mais ni par rapport à l'amélioration de sol, ni au regard de la qualité, et en particulier de l'augmentation potentielle des risques de claquages. L'utilisation d'un prétraitement nécessite donc des recherches complémentaires.

• Armature

En fin de forage, on peut introduire une barre métallique (en général de diamètre 2,5 cm), ce qui est pratiqué systématiquement pour certains types d'application (Graf, 1992).

3.2.2

Injection

L'injection est concentrée dans la zone intéressée, le forage étant simplement rempli de mortier au droit des terrains ne nécessitant pas de traitement.

• Débit d'incorporation

Warner (1982) distingue le débit initial, compris entre 20 et 30 l/mn, d'un débit courant « optimal » défini expérimentalement sur site, comme étant le débit le plus rapide permettant de maintenir l'augmentation de la pression dans une fourchette de 35 à 50 kPa par minute. Ce débit sera variable suivant les problèmes et les terrains à traiter, mais dépassera rarement 80 l/mn. Warner (1982) donne encore un exemple de débit de 15 l/mn dans le cas d'un sol très peu perméable.

Pour Graf (1992), le débit doit être réduit à 20 l/mn lorsqu'on arrive près de la pression de refus.

Les récents essais semblent confirmer le rôle important du débit d'incorporation pour la qualité des travaux et en particulier vis-à-vis de l'ouverture des claquages, mais on manque encore de résultats pour fixer des limites précises.

• Pertes de charge

Conformément au principe de la technique, une grande partie de la pression initiale est dissipée en pertes de charge. On cherche autant que possible à les minimiser, en réduisant la distance et donc la longueur des conduites entre la pompe et les forages (100 m est un maximum) et en évitant les raccords coudés. Les pertes de charge augmentent avec la vitesse de pompage, mais pas linéairement : d'après une observation de Francescon et Twine (1992), elles doublent pour une vitesse de pompage multipliée par 4.

• Passes

Elles sont comprises entre 0,25 et 1 m en France, 1,5 et 2,5 m aux États-Unis.

Graf (1992) évoque une pratique américaine qu'il juge conservatrice consistant à prendre pour hauteur de passe la demi-maille.

La hauteur de passe influence la forme des bulbes de mortier, qui seront plutôt sphériques pour des hauteurs de passes réduites, plutôt cylindriques pour des hauteurs de passes plus importantes.

• Critères d'arrêt

L'injection est immédiatement arrêtée lorsque l'un des critères suivants est atteint :

– déplacement maximal admissible du sol ou d'un ouvrage, vertical ou horizontal (dont l'évaluation nécessite instrumentation et contrôles adéquats). Parfois, ce phénomène est prévisible car il se produit une chute de pression brutale (de 0,35 à 0,5 MPa), indiquant un claquage du sol. Graf (1992) en fait même un critère d'arrêt préliminaire.

A moins de constituer le but du traitement, les soulèvements sont nocifs et impliquent l'arrêt immédiat de

l'injection, car le terrain ne peut plus être compacté, mais risque en revanche d'être déstructuré (Warner, 1982);

- pression maximale de refus (hors pertes de charge);
- quantité prédéterminée (de 2 à 12 % suivant le terrain et le cas à traiter).

Ce critère n'est pas le même pour tous les forages : il dépend du phasage (voir § 3.3.2). Souvent, les quantités sont limitées en primaire, plus rarement en secondaire. Cela permet de répartir les quantités de mortier de manière homogène.

Graf (1992) évoque une pratique utilisée dans le cas de projets critiques : attente de 3 minutes après la première injection, puis réinjection (de la même passe). On répète cette procédure jusqu'à ce que le sol prenne moins de 50 % que la quantité à la phase précédente.

Quelques projets ont été menés avec des critères d'arrêt variables en fonction de la profondeur comme une augmentation de la pression et une diminution des quantités injectées.

3.3

Mise en œuvre globale

Elle concerne les paramètres généraux nécessaires à l'exécution : quantités à incorporer, maillage, phasage d'injection, pression et débit, ainsi que la composition du mortier. Il est en général nécessaire de procéder à un plot d'essai au début ou avant le chantier, afin d'affiner tous ces paramètres.

La figure 4 donne la représentation d'une incorporation de mortier courante pour une maille de 9 m^2 .

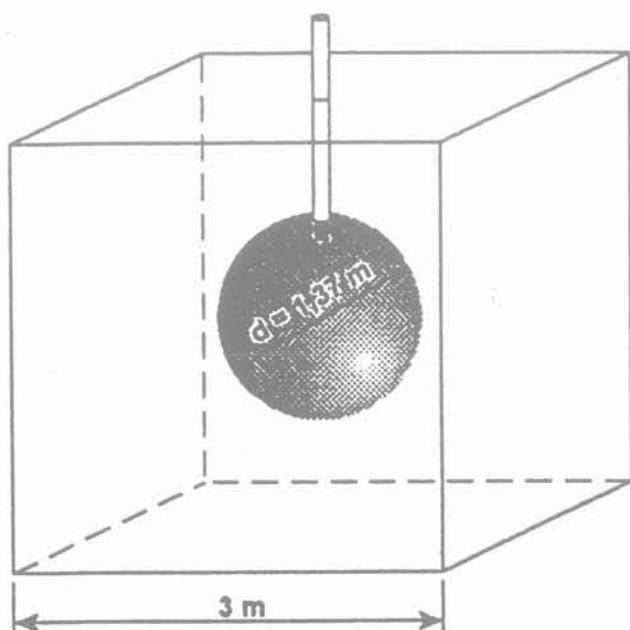


FIG. 4 Représentation d'une incorporation de mortier de 5 % avec une maille de 9 m^2 .
Representation of a 5 % mortar incorporation with 9 m^2 grid.

3.3.1

Maillage

Le but de l'injection solide étant de compacter le sol en tout point, et aucune méthode de calcul simple n'ayant encore été développée pour déterminer l'effet de compactage en tout point, la maille est aujourd'hui fixée par l'évaluation empirique de l'étendue du domaine d'influence de l'injection solide dans un sol donné, compte tenu des quantités globales estimées. Le domaine d'influence n'a pas de géométrie précise, puisque la boule de mortier s'engraisse préférentiellement en refoulant les zones de faibles résistances. De manière simplifiée, on utilise pour sa projection en plan le terme de rayon d'action. Généralement, le rayon d'action, et donc la maille, dépendent :

- du sol : nature, teneur en eau, densité relative ;
- des paramètres d'incorporation : débit, pression et quantités ;
- de la profondeur du traitement ;
- de l'environnement et des objectifs à atteindre.

Warner (1982) précise que dans la plupart des cas, la densification atteint une zone entre 0,3 et 1,8 m à partir de l'interface bulbe de mortier/sol.

La maille est couramment comprise entre 1,5 et 5 m. Compte tenu de la taille des inclusions (de 0,3 à 0,9 m de diamètre), ces valeurs sont cohérentes avec les rayons d'actions cités par Warner.

Voici quelques indications pratiques. D'une manière générale, la maille est serrée dans les terrains proches de la surface, ainsi que dans le cas de travaux à proximité d'existants ou de reprise en sous-œuvre.

L'expérience montre que la maille peut être plus lâche dans les sols lâches que dans les sols plus compacts car les bulbes en terrains lâches sont beaucoup plus gros.

De manière générale, on observe un rayon d'action moindre dans les terrains sableux que dans les terrains argileux.

On trouve dans la littérature l'opinion que, pour un même traitement, la maille peut être élargie en profondeur. Dans la pratique, seuls de rares chantiers ont fait l'objet d'une telle mesure, ce qui s'explique par la complexité d'exécution, et par le fait que la possibilité d'appliquer une plus forte pression est en partie compensée par l'augmentation de la résistance passive du terrain.

Les formes de maille les plus variées sont utilisées : carrées, triangulaires, en diamant, en nid d'abeille... Les conditions d'exécution étant un aspect capital sur les chantiers, et l'influence de la forme de maille sur la qualité du traitement étant minime, on conseillera plutôt une maille carrée. On peut définir la maille finale moyenne comme le quotient de la surface traitée augmentée de la demi-maille ayant cours par le nombre total de forages. Dans le cas de forages inclinés, c'est la surface moyenne définie comme ci-dessus au milieu de la profondeur de traitement, qui est à prendre en compte.

3.3.2

Phasage

L'injection se fait traditionnellement en primaire-secondaire, parfois tertiaire. Cette attitude aujourd'hui systématique joue un rôle essentiel dans le contrôle en

cours de travaux de l'efficacité et de la qualité du traitement : on a vu que la maille représentait d'une certaine façon le rayon d'action anticipé de l'injection solide. Par conséquent, si maille et quantités prédéterminées sont bien dimensionnées, on doit observer en fin d'injection des forages secondaires, entourés de forages déjà traités, une forte augmentation des pressions associée à un ralentissement de la vitesse d'injection.

Lors de la confortation d'ouvrage, il est préférable de commencer par les points de traitement intérieurs si l'on veut éviter les soulèvements et/ou chasser des matériaux très lâches encombrant des vides (Vezinhet *et al.*, 1990).

Dans les autres cas, la réalisation des forages périphériques en premier (toujours en primaire-secondaire), donne de meilleurs résultats, car la zone à traiter est encagée et bénéficie d'un effet d'étreinte latérale. Cela s'applique d'autant plus que le traitement s'effectue sur une faible largeur. Cette mesure est aussi nécessaire lorsque le traitement est réalisé à proximité d'ouvrages à protéger. Des précautions particulières (resserrement de la maille, quantités et débits diminués) sont prises pour l'injection des forages périphériques, qui forment une barrière pour la suite des travaux.

4

Domaines d'application

4.1

Sols

Au début, l'injection solide permettant de traiter des terrains considérés comme injectables, on limita l'application de l'injection solide aux sols plus fins qu'un sable moyen.

En réalité, tous les sols granulaires peuvent être améliorés grâce à l'injection solide, comme on ne tarda pas à s'en apercevoir. Comme le dit Graf très logiquement, tous les sols pouvant être compactés par évacuation d'eau ou d'air aux vitesses utilisées peuvent être traités par injection solide.

Ainsi, toute la gamme de sols de l'argile au sable, de même que les sols organiques comme la tourbe ont déjà fait l'objet de traitements par injection solide.

Des remblais d'argile hors nappe ont déjà pu être densifiés. Par contre, l'efficacité du traitement est encore controversée dans les argiles saturées : Graf (1992) met en garde contre les surpressions d'eau qui peuvent nécessiter plusieurs jours à se dissiper, Guilloux *et al.* (1989) conseillent la mise en place d'un réseau de drainage, tandis que Warner (1982) prône la diminution de la vitesse d'injection.

En ce qui concerne les matériaux décomposables (décharges), il est clair qu'à moins d'un traitement chimique associé permettant de les neutraliser, l'effet de compactage obtenu ne peut être que provisoire.

En France, on décrit plus volontiers le type de sol par sa pression limite p_1 au pressiomètre ou sa résistance de pointe q_c au pénétromètre statique que par sa granulométrie : Dupeuble *et al.* (1985) observent que tous les sols lâches dont la pression limite est inférieure à 0,5 MPa ou, dont la résistance de pointe est inférieure à 2-4 Mpa, peuvent être traités par injection solide.

Gambin (1985) et Robert (1989) vont plus loin en donnant des limites en fonction du type de sol :

– $p_1 < 0,3$ MPa, $Em < 3$ Mpa, $q_c < 1$ MPa dans les terrains argileux ;

– $p_1 < 0,6$ MPa, $Em < 6$ MPa, $q_c < 4$ MPa dans les terrains limoneux ;

$p_1 < 1,2$ MPa, $Em < 12$ Mpa, $q_c < 12$ MPa dans les terrains sableux.

Dans les terrains hétérogènes, cette technique offre un avantage particulier en ce sens que les zones les plus lâches reçoivent plus de mortier et sont donc plus compactées (Guilloux *et al.*, 1989). Outre une amélioration générale, on bénéficie également d'une homogénéisation des caractéristiques du terrain.

Il convient enfin de mentionner tous les terrains de type karstique. Ce sont des sols dont la matrice est dure, mais qui présentent des vides (de dissolution, ou créés par l'homme dans le cas des mines) plus ou moins comblés par des fragments ou débris de la matrice, de la vase ou encore de l'eau. Ce sont les terrains où l'injection solide s'adapte particulièrement bien, car elle permet dans le même temps de combler les vides sans déperdition de mortier et de recompacter les zones décomprimées.

4.2

Types d'application

Les domaines d'application sont présentés par ordre de fréquence d'articles, et on peut supposer de fréquence d'occurrence de chantiers.

• **Reprise en sous-œuvre ou confortation de fondations d'ouvrages** ayant subi des tassements. Le traitement peut être envisagé avec ou sans remise à niveau.

C'est à l'origine pour ce type d'application qu'est née l'injection solide, qui permettait beaucoup plus de précision que l'injection classique dans la localisation du matériau injecté, et donc dans le contrôle de la densification du sol.

Les remises à niveau peuvent atteindre 50 cm, avec une précision de 3 mm (parfois même 1,5 mm). Il convient de préciser que, dans le cas de hauteurs de soulèvement importantes, on utilise des vérins hydrauliques, le vide créé étant comblé en fin de traitement.

Graf (1992) rapporte le cas de remise à niveau de la charge la plus concentrée, pour une autoroute surélevée : 500 t sur une semelle carrée de 4,5 m de côté (hors surcharges).

On peut citer deux cas particuliers intéressants que sont l'amélioration de la butée de pied d'une paroi et l'amélioration de la résistance de pointe ou de frottement latéral de pieux, où trois forages d'injection solide sont réalisés autour des pieux (Warner, 1982).

Les canalisations ou les caniveaux enterrés peuvent faire l'objet d'un traitement soit pour minimiser des déformations futures soit pour prévenir des désordres en cas d'augmentation de charge (Warner, 1982) et (Graf, 1992).

Les tirants n'ayant pas donné de bons résultats aux essais de traction peuvent aussi être renforcés par injection solide (Graf, 1992).

• **Amélioration de la portance** d'un sol dans le cas de construction neuves, ou d'augmentation de

charge sur des fondations existantes, afin de limiter les tassements absolus et différentiels (immeubles couvrants, réservoirs, remblais, culées d'ouvrages...).

• **Traitement de terrains karstiques** ou de mines abandonnées : l'injection solide permet de combler les vides, de recompresser les zones décomprimées, et de bloquer les fontis. C'est une application intéressante pour les réseaux ferroviaires, routiers ou autoroutiers.

• **Réduction du potentiel de liquéfaction** d'un sol, dans le but d'une protection sismique.

• **Injection de compensation**, correspondant au *compensation grouting* anglais, qui désigne un traitement, actuellement en injection classique ou solide, destiné à corriger au fur et à mesure les affaissements de terrain en surface dûs à l'avancement d'un tunnelier dans un sol meuble. Cette technique est en général utilisée en site urbain. L'injection s'arrête entre 1,8 et 2,5 m au-dessus de la voûte.

Lorsque l'injection solide ne peut être pratiquée depuis la surface, on peut forer et injecter soit à travers le revêtement du tunnel à l'arrière du tunnelier, soit à partir de puits latéraux.

• Stabilisation de glissements (Guilloux et Blondeau, 1989). Surtout adaptée aux glissements dont la surface se trouve en profondeur.

• Fondation d'ouvrages : Graf (1992) évoque l'utilisation de colonnes d'injection solide en tant que piliers et colonnes portantes : des exemples de structures de soutènement ont déjà été rapportés.

Les encadrés suivants présentent brièvement cinq réalisations correspondant aux types d'applications les plus répandues. Ces exemples ont été choisis pour leur

originalité, afin de montrer la diversité des situations et des conditions d'utilisation de la technique. Ils sont issus du Génie civil, mais les exemples d'applications sont assez bien répartis avec le Bâtiment.

L'injection solide peut être utilisée conjointement à d'autres techniques d'amélioration de sol, comme le compactage dynamique, le drainage dans les sols peu perméables, ou encore l'injection classique, dans les sites karstiques. L'encadré n°3 présente un exemple d'encadrement en injection solide et de noyau en injection classique.

5

Conclusion

Par sa grande adaptabilité, l'éventail des applications possibles et par le fait qu'elle conjugue amélioration et renforcement des sols, l'injection solide est amenée à se développer en Europe. Les succès remportés jusqu'à présent et la fréquence croissante des applications lui faisant appel en sont une bonne indication.

Le principe d'enrichissement d'une boule de mortier, l'une des bases fondamentales de la technique, est mis en pratique grâce à un équipement adéquat, mais repose surtout sur l'expérience, la compétence et le sérieux du personnel d'entreprise. Afin de limiter le caractère empirique de la technique, ainsi que l'importance des plots d'essai en amont ou en début de chantier, il est aujourd'hui nécessaire d'approfondir la compréhension des mécanismes en jeu pour développer des méthodes de dimensionnement et de définition des paramètres de traitement.

Bibliographie

- Baker W.H. – Embankment foundation densification by compaction grouting, Issues in Dam Grouting. Proc. of an ASCE Geotech. Eng. Div. session, Denver, Colorado, 1985, p. 104-122.
- Bowen R. – « Compaction Grouting » in Grouting in Engineering Practice, John Wiley & Sons, N.Y., 1975, p. 65-77.
- Brown D.R., Warner J. – Compaction Grouting, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, Proc. of the ASCE, vol. 99, SM8, Proc. Paper 9908, août 1973, p. 589-601.
- Byle M.J. – Limited Compaction grouting for Retaining Wall Repairs, Grouting, Soil improvement and Geosynthetics, ASCE Geotech. Special Publi., n° 30, New Orleans, 1992, p. 288-300.
- Critchfield J.W., Macdonald J.F. – Seattle Bus Tunnel Construction, Rapid Excavation and Tunnelling Conference, Los Angeles, 1989, ch. 22, p. 341-359.
- Dupeuble P., Robert J., Deniau A. – Le compactage par injection solide, *Travaux*, juillet-août 1985, p. 1-8.
- Francescon M., Twine D. – Treatment of solution features in upper chalk by compaction grouting, Proc. of the ICE Grouting in the Ground Conference, London, ed. Bell, 1992, paper 20, p. 327-347.
- Gambin M. – Tendances nouvelles en amélioration des sols, *Chantiers de France* n° 186, décembre 1985, p. 1-10.
- Graf E.D. – Compaction grout, 1992. Février 1992, Grouting, Soil improvement and Geosynthetics, ASCE Geotech. Special Publi., n° 30, New Orleans, 1992, p. 275-287.
- Guilloux A., Blondeau F. – Le traitement des sols fins par injection solide, Proc. of the XIIth Internat. Conf. on SMFE, Rio de Janeiro, 1984, vol. II, p. 1367-1368.
- Robert J. – Amélioration des sols par intrusion de mortier, Proc. of the XIIth Internat. Conf. on SMFE, Rio de Janeiro, 1989, vol. II, p. 1407-1408.
- Robinson R.A., Kucker M.S., Parker H.W. – Ground behavior in glacial soils for the Seattle Transit Tunnels, Rapid Excavation and Tunnelling Conference, 1991, p. 93-117.
- Salley J.R., Foreman B., Baker W.H., Henry J. – Compaction Grouting Test Program – Pinopolis West Dam, Soil Improvement – A ten year update, ASCE Geotechnical Special Publication n° 12, 1987, p. 245-269.
- Stilley A.N. – Compaction grouting for foundation stabilization, Conference on Grouting in Geotechnical Engineering, New Orleans, Ed. W.H. Baker ASCE, New York, 1982, p. 923-937.
- Veizinhel A., Londez M., Kretz A., Stenne R. – Confortement du sol sous une longrine de voie de portique – Terminal minéralier du Port Autonome de Marseille, *Travaux*, avril 1990, p. 38-44.
- Warner J. – Compaction Grouting – The first thirty years, ASCE Symposium New Orleans, 1982, p. 694-707.
- Warner J. – Compaction grout – Rheology vs. effectiveness, Grouting, Soil improvement and Geosynthetics, ASCE Geotech. Special Publi., n° 30, New Orleans, 1992, p. 229-239.
- Warner J., Brown D.R. – Planning and Performing Compaction Grouting, *Journal of the geotechnical engineering division*, Proc. of the ASCE, vol. 100, GT6, Proc. Paper 10606, juin 1974, p. 653-666.

APPLICATION 1 : REPRISE EN SOUS-OEUVRE

Chantier

Bair Ranch Interchange, Interstate 70, Colorado, Etats-Unis.

Maître d'ouvrage

Colorado Division of Highways.

But de l'intervention

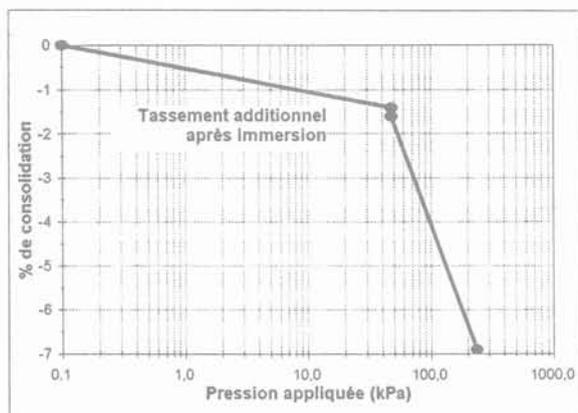
Arrêter l'évolution des mouvements de tassements (35 cm en 3 ans pour 15 à 20 prévus) et de déversement d'un mur de soutènement.

Ouvrage

Mur de soutènement en panneaux de béton préfabriqués en double T supportant la voie principale de l'Interstate 70. Mur fondé sur une semelle de répartition et remblayé à l'arrière. Les charges totales varient de 75 à 140 kPa.

Terrains

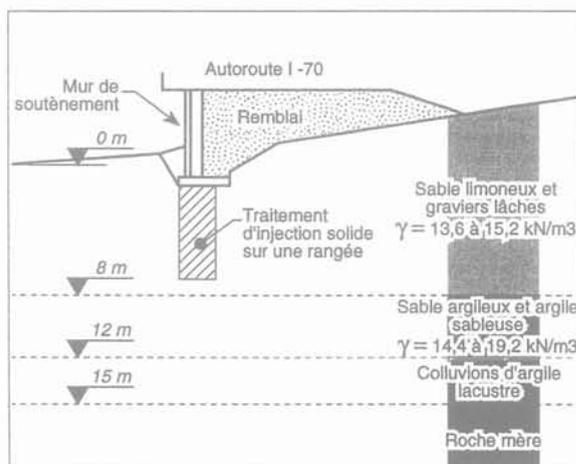
Un préchargement devait permettre l'accélération du tassement de la couche d'argile lacustre. Les tassements étant plus élevés que prévu, des tests complémentaires ont été réalisés, dont des essais de consolidation après immersion montrant la sensibilité des sables limoneux aux augmentations de teneur en eau sous charge, sur 6 m de hauteur.



Test de consolidation

Données issues de Byle, (1992)

Application 1 Reprise en sous-œuvre.
Underpinning.



Coupe sur l'ouvrage

Traitement

Amélioration du système de drainage du mur, et réalisation d'une ligne d'injection solide sous le pied de la paroi de 0 à 6 m de profondeur. Forages espacés de 1,5 m (2 points d'injection par panneau en T).

Quantités

Forages : 230 U
Linéaire foré/injecté : 1 380 ml (230*6)
Volume de mortier incorporé : 443 m³
Taux d'incorporation (sur une bande de 2,4 m de largeur)

- dans les 2,4 m supérieurs : 4,5 %
- dans les 3,6 m inférieurs : 10,7 %
- moyenne : 8,2 %

Réduction de l'indice des vides : 11 %

Résultats

pas de tassements significatifs depuis la fin des travaux.

Commentaires

injection mixte en descendant sur les 2,4 m supérieurs, puis en remontant. Utilisation de bentonite prohibée.

APPLICATION 2 : AMELIORATION DE PORTANCE D'UN SOL

Chantier

Darse 1, postes Q1 et Q2 du Terminal minéralier de Fos-sur-mer, France.

Maître d'ouvrage

Port Autonome de Marseille.

But de l'intervention

Augmenter la capacité portante de 290 kN/ml à 500 kN/ml pour le nouveau portique de déchargement, avec une limitation de flèche pour la longrine de 4 mm.

Terrains

- Matelas de cailloutis sur 2,5 m.
- Sables fins moyennement compacts sur 20 m, très lâches par endroits.

Quantités

Forages : 814 U

Linéaire foré/injecté : 7074 / 5358 ml

Volume de mortier incorporé : 1574 m³

Taux d'incorporation :

moyenne : 5,4 %

Résultats

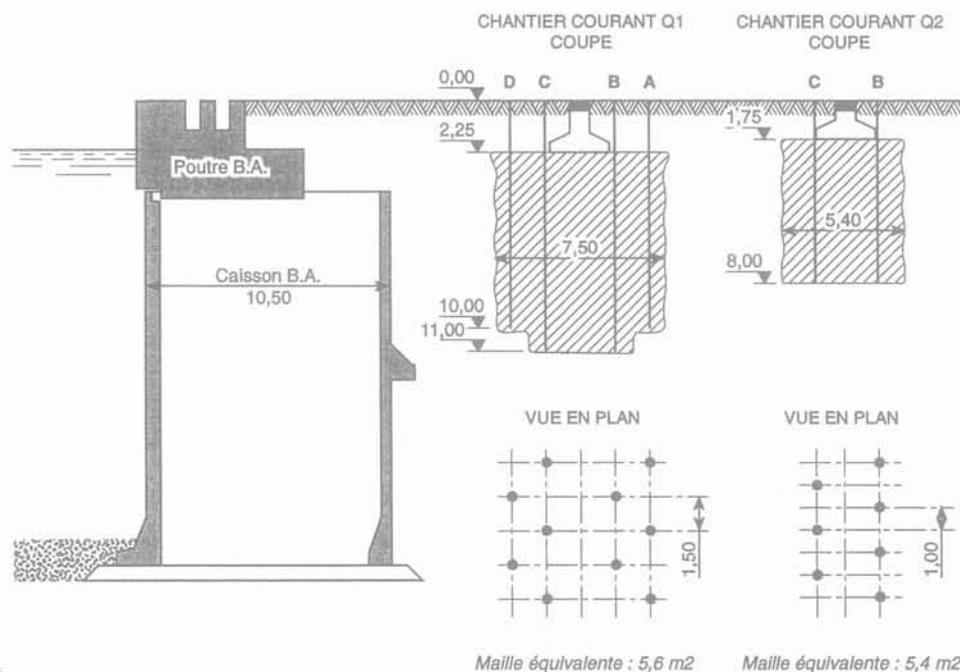
	Résistance de pointe (MPa)		
	Avant	Après	Facteur d'augmentation moyen
Q1	3 - 6 moy. 4,1	5 - 13 moy. 7,3	1,8
Q2	6 - 8,5 moy. 6,8	7 - 15 moy. 10,6	1,55

Comparaison de résultats d'essais pénétrométriques

Essai de chargement composé de 5 cycles courts de 2 heures puis d'un cycle long de 2 jours : toutes les flèches mesurées s'avèrent inférieures aux valeurs maximales fixées au C.C.T.P.

Commentaires

- Maintien du quai en exploitation pendant les travaux,
- utilisation d'un mortier sans ciment.



Données issues de Vezihet et al., (1990)

Application 2 Amélioration de portance d'un sol.
Bearing capacity improvement.

APPLICATION 3 : TRAITEMENT DE TERRAINS KARSTIQUES

Chantier

Pont d'Arcy sur Cure, RN 6, Pile n° 6, France.

Maître d'ouvrage

D.D.E. d'Auxerre Sud-Est.

But de l'intervention

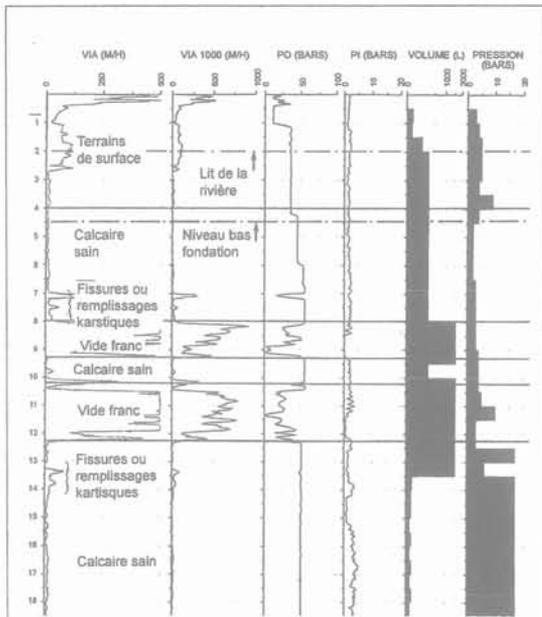
Remplir les cavités et fissures du terrain et de la maçonnerie de fondation et recompresser les zones de remplissage karstiques décomprimées, afin d'assurer la stabilité à long terme de la pile et du pont.

Terrains

Les calcaires compacts abondamment faillés du Jurassique, siège de fractures élargies par dissolution.

Traitement

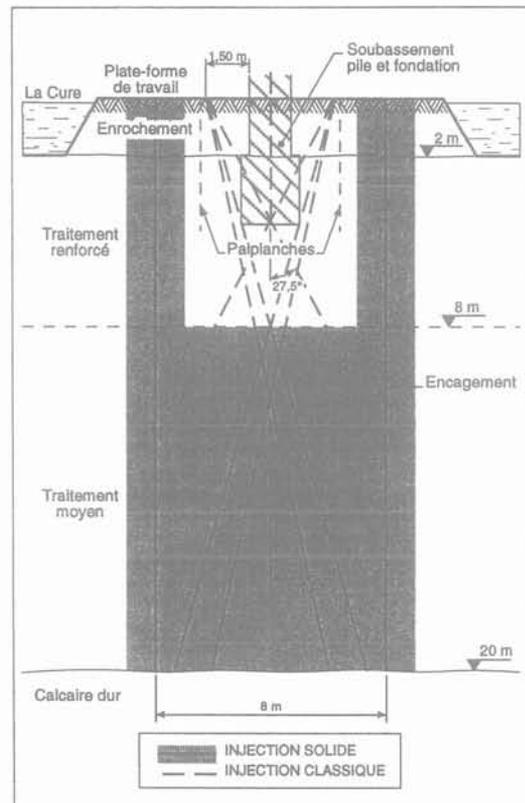
- par injection solide : encagement de la pile sur 20 m de hauteur et traitement en profondeur (entre 8 et 20 m) du noyau.
- par injection classique : traitement du noyau de surface et de la maçonnerie.



Enregistrement des paramètres de forage et synthèse des paramètres d'incorporation

Commentaires

- Travail sous hauteur réduite
- Des traitements analogues sont en ce moment en cours sur d'autres piles du pont présentant les mêmes symptômes.



Coupe type

Quantités

Forages : 51 U

Linéaire foré/injecté : 1030 ml

Volume de mortier incorporé : 433,5 m³

Taux d'incorporation :

- dans les vides francs 110 %,
 - dans les matériaux de remplissage karstique 55 %,
 - dans le calcaire sain 3 %
- moyenne : 13 %

Résultats

Des essais pressiométriques mettent en évidence l'amélioration des caractéristiques de sol et des essais Lefranc permettent de contrôler la faible perméabilité, qui assure une limitation des circulations d'eau et par conséquent la pérennité du traitement :

Essais	PRESSIOMÈTRE				PERMÉABILITÉ	
	p _i (MPa)		E _s (MPa)		k (m/s)	
	OBJECTIF	RÉALISÉ*	OBJECTIF	RÉALISÉ*	OBJECTIF	RÉALISÉ**
2 - 4 m	0,5	1,4	4,8	13	< 10 ⁻⁴	10 ⁻⁴
4 - 6 m	0,5	3,5	4,0	25		
6 - 8 m	0,4	3,0	3,2	32	< 5.10 ⁻⁴	4.4.10 ⁻²
8 - 10 m	-	3,0	-	32		
> 10 m	0,3	3,0	2,4	32	* Valeurs minimum	** Valeurs maximum

APPLICATION 4 : REDUCTION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION

Chantier

Barrage de Pinopolis West (*plot d'essai*), Caroline du Sud, Etats-Unis.

Maître d'ouvrage

Savannah District Corps of Engineers

But de l'intervention

Densifier une couche de sables lâches sous nappe située sous le barrage en terre (21,3 m de hauteur et 2011 m de longueur) pour réduire la sensibilité sismique.

Terrains

- 0-9 m sables compacts.
- 9-12 m sables lâches.
- Marnes moyennement compactes.

Traitement

Sur une surface de 620 m², le traitement est concentré sur la couche de sables lâches. La maille finale est de 1,8 m, atteinte en 3 phases.

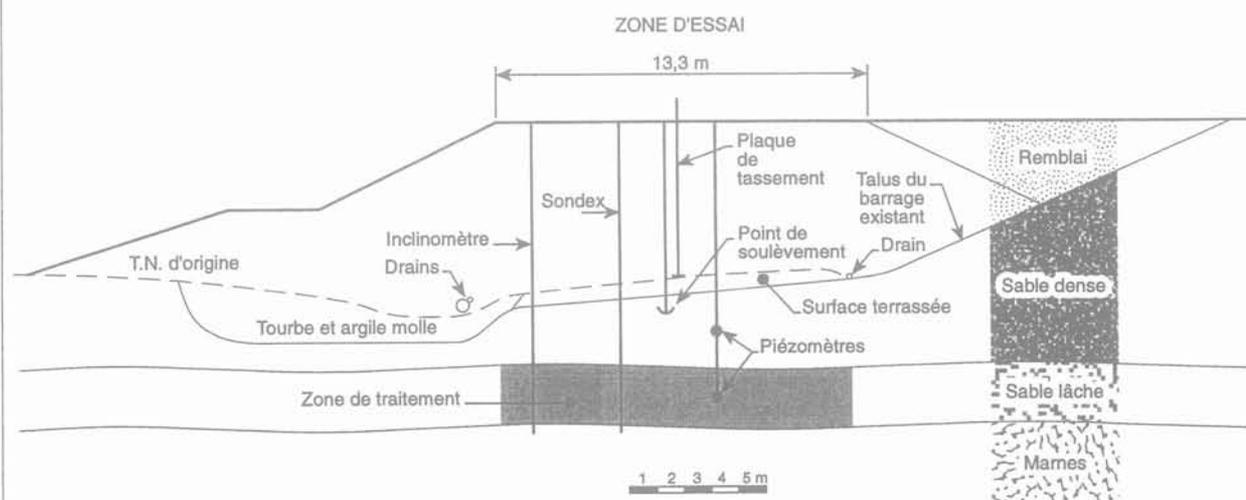
Quantités

Forages : 120 U
Linéaire injecté : 170 ml
Volume de mortier incorporé : 123 m³
Taux d'incorporation moyen : 12,7 %

Résultats

	Avant	Après	Objectif
SPT (nb coups / 30 cm)	0 - 7 4	17	11
CPT q _c (MPa)	1,7 - 2,6 2,3	7,9	
DILATOMETRE Module (MPa)	9,7	66,2	
Indice de contrainte horizontale K ₀	1	4,5	
Densité sèche	1,36 - 1,6 1,52		1,68

Amélioration de la couche de sables lâches



Données issues de Baker, (1985) et Salley et al. (1987)

Application 4 Réduction du potentiel de liquéfaction.
Lowering of the liquifaction index.

APPLICATION 5 : INJECTION DE COMPENSATION

Chantier

Seattle Transit Tunnels.

Maître d'ouvrage

Municipality of Metropolitan Seattle (METRO).

Le projet

Construction d'un double tunnel pour la circulation des bus en plein centre ville dans le cadre du projet Downtown Seattle Transit Project (DSTP). Diamètre des tunnels 6,5 m, longueur 1525 m, réalisés à environ 12 m de profondeur.

But de l'intervention

Limiter les tassements au fur et à mesure de l'avancement du double tunnel.

Terrains

Glaciaires et interglaciaires du Pléistocène et de l'Holocène, denses et préconsolidés, des moraines aux sables bouillants. Présence d'une nappe sur un tiers du tracé.

Traitement

- Préventif : réalisé au début à partir de la surface au droit des axes des tunnels avec un espacement de 3 m (*sur une ligne*), puis depuis le tunnel même, immédiatement à l'arrière du bouclier, ou à 12-15 m du front de taille, jusqu'à environ 3 m au-dessus de la voûte et avec un espacement de 1,2 à 3,7 m sur l'axe de la voûte.

- De compensation : dès le dépassement des valeurs de tassement suivantes :

- 3,2 cm 1,5 m au-dessus des voûtes des tunnels,
- 0,5 cm au droit des bâtiments voisins.

Quantités

Type de sol	Incorporation	Incorporation moyenne
	l/ml de tunnel	
Argile raide et limons	2 à 700	140
Dépôts glaciomarins	9 à 7 500	410
Sables et limons denses	0,9 à 46 300	730
Moyenne		200

Résultats

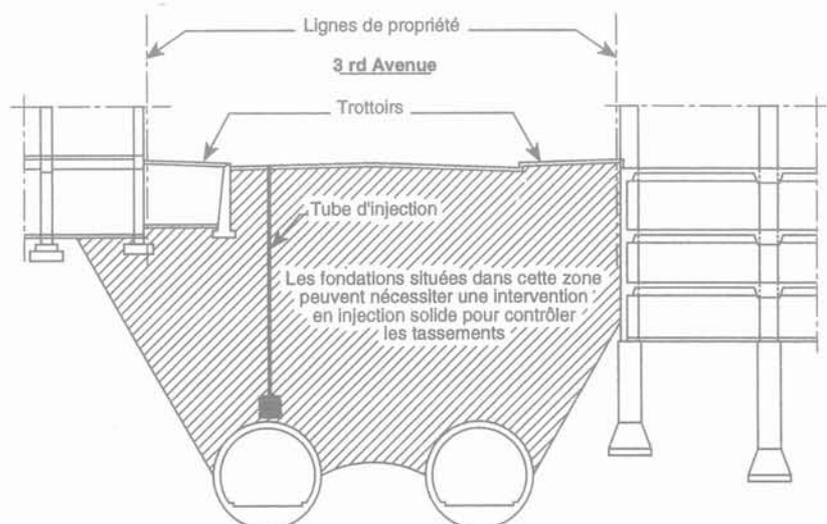
Des tassements en surface limités et inférieurs aux prévisions :

- au droit des axes des tunnels : entre 0 et 6 cm suivant les terrains rencontrés, avec une moyenne de 2 cm ; de 0,1 à 4,3 cm à l'axe du projet,
- au droit des bâtiments : entre 0,3 cm et 0,8 cm, avec une moyenne de 0,5 cm.

On estime que le traitement par injection solide a permis de réduire de 1,5 à 4 fois les tassements.

Commentaires

- Le mortier ne contenait pas de ciment, ce qui permettait la réutilisation des forages en cas de besoin.
- Le mortier contenait 2 à 8 % de bentonite.



Données issues de Critchfield et al., (1989) et Robinson et al., (1991)

Modélisation semi-empirique des effets des tirs de mines

S. AKEL

*Gaz de France,
direction de la Recherche,
361, avenue
du Président Wilson,
BP 33, 93211 La Plaine-
Saint-Denis Cedex*

O. MARTEL

*École nationale
des ponts et chaussées,
28, rue des Saints-Pères,
75007 Paris*

Résumé

Un des moyens de contrôle des effets des tirs de mines est la mesure des vitesses particulières au droit des structures sensibles. Au préalable, des seuils sont fixés pour ces vitesses afin que l'ouvrage sensible conserve son intégrité. La pose de géophones est couramment effectuée afin d'enregistrer ces vitesses et de les comparer à ces seuils pendant toute la durée du chantier. Pour les ouvrages linéaires enterrés tels que les conduites haute pression, la pose de ces capteurs est délicate d'une part, et elle nécessite d'autre part leur déplacement continu en fonction de l'avancée du chantier, notamment pour les chantiers autoroutiers. On propose donc une méthode semi-empirique d'évaluation des vitesses particulières en tout point de l'espace qui permet d'affiner et de mieux contrôler les effets de tirs de mines sur ce type d'ouvrage. Cette approche peut servir comme une disposition complémentaire à la pose de géophones qui permet néanmoins d'éviter leur déplacement continu le long de l'ouvrage enterré. Des résultats intéressants sont par ailleurs mis en évidence lors de la conception de ce modèle, qui peuvent éventuellement expliquer certains aspects des lois empiriques existant dans ce domaine. Enfin, un exemple d'illustration est présenté afin de montrer la mise en œuvre pratique du modèle proposé.

Semi-empirical modelling of mining effects

Abstract

Typically when controlling mining effects, the particle velocity in the vicinity of sensitive structures is measured and compared to average limits so that the structural integrity is preserved. Special transducers are usually installed on these sensitive structures in order to record and check the particle velocity level. For underground linear structures as high pressure pipelines for example, installing transducers is a delicate operation and, moreover, these transducers need to be displaced continuously in order to follow the forward moving of the mining process, as in highway constructions. Therefore, we propose a semi-empirical approach in order to estimate the particle velocity for better controlling the mining effects on this type of structures. This model may be used as a complementary procedure allowing to keep the transducers at their initial place even when mining position is changing along the pipeline. Furthermore, when developing the proposed model, we produced interesting results which may give an explanation to some aspects of the empirical models existing in this field. Finally, a realistic case is completely discussed in order to show the practical use of the present approach.

Introduction

Les structures linéaires enterrées, telles que les canalisations haute pression, peuvent être soumises aux effets des tirs de mines lorsqu'elles sont à proximité de chantiers de travaux publics (autoroutiers ou autres). Ces effets sont de nature essentiellement vibratoire dont la nocivité est à examiner. Les recommandations actuelles de l'AFTES 1993 fournissent des seuils en vitesse particulière dont le respect ne remet pas en cause l'intégrité de l'ouvrage. Des moyens spécifiques sont cependant nécessaires afin de vérifier le respect de ces seuils. L'installation de capteurs de vitesse ou géophones est couramment effectuée sur les structures sensibles. Ce moyen présente toutefois un inconvénient pour les structures linéaires enterrées, puisqu'il nécessite un déplacement continu de ces capteurs au fur et à mesure de l'évolution du chantier, opération souvent délicate et onéreuse car elle nécessite le dégagement de la conduite, la suppression du revêtement de protection, l'ancrage du géophone et, évidemment, l'opération inverse lorsque les mesures sont achevées.

On se propose dans cette étude de mettre au point une méthode semi-empirique qui consiste à donner une estimation des vitesses particulières en tout point de l'ouvrage. Cette méthode ne devrait cependant pas supprimer totalement l'installation de capteurs; néanmoins, elle permettra d'éviter de les déplacer pour suivre l'évolution du chantier et des points critiques de l'ouvrage.

Loi empirique d'atténuation pour l'estimation des vitesses particulières

Le problème soulevé par les vibrations engendrées par les tirs de mines a été largement discuté suite au développement croissant des chantiers de génie civil faisant appel à cette technique. Afin d'apprécier les effets de ces vibrations, des lois empiriques ont été établies donnant une estimation des vitesses particulières à une distance donnée et en fonction de la quantité d'explosif utilisée. La plus communément admise actuellement se met sous la forme suivante :

$$v = KQ^\alpha D^{-\beta}$$

où v désigne la vitesse particulière maximale (en m/s) estimée à la distance D (en m) du tir, caractérisé par une masse d'explosif Q (en kg) amorcée à un instant donné. La constante K et les puissances α et β dépendent de plusieurs facteurs liés à la nature des terrains, au type d'explosif et au procédé de tir lui-même; ces trois paramètres sont évalués par l'intermédiaire de tirs d'essais à charges réduites effectués *in situ* (Fig. 1). La valeur de K varie généralement de 0,8 à 8 avec une valeur moyenne de 2,5; α de 0,5 à 1,2 et β de 1 à 2,5 [2].

Une forme simplifiée de cette loi empirique, souvent utilisée en France, est donnée par ($\beta = 2\alpha$):

$$v = K \left(\frac{D}{\sqrt{Q}} \right)^{-\beta}$$

Ces lois supposent que le tir est concentré en un point et que les iso-vitesses particulières maximales sont des sphères concentriques dont le niveau décroît au fur et à mesure qu'on s'éloigne du tir. Notons que cette loi, par construction, présente un diagramme linéaire dans un repère log-log en fonction des trois grandeurs v , D et Q .

Description de la méthode d'approche semi-empirique

On se propose dans ce paragraphe de présenter une nouvelle méthode semi-empirique qui tente d'améliorer et d'interpréter les lois empiriques existant dans ce domaine d'une part, et, d'autre part de répondre au problème réel posé par le respect des seuils pour les structures linéaires enterrées.

Cavité sphérique dans un massif infini

Le problème et la modélisation théorique des tirs de mines ont été abordés par Persen [12] dont l'objectif principal était d'optimiser le tir de mines en termes de rendement. Nous reprenons dans ce paragraphe la partie relative à la modélisation simple du tir ponctuel par une cavité sphérique dans un massif infini visco-élastique linéaire, le comportement du massif obéissant à une loi de type kelvin¹ comme suit :

$$\sigma_{ij} = \lambda(\epsilon_{kk} + \eta_1 \dot{\epsilon}_{kk}) \delta_{ij} + 2\mu(\epsilon_{ij} + \eta_2 \dot{\epsilon}_{ij})$$

où σ désigne l'état de contrainte dans le massif, ϵ celui des déformations, $\dot{\epsilon}$ celui des vitesses de déformation, λ et μ les constantes de Lamé, η_1 et η_2 les constantes de viscosité. Dans la suite, pour simplifier, nous supposons, comme dans [12], que :

$$\eta_1 = \eta_2 = \eta$$

Cette cavité est soumise à l'effet quasi instantané d'une pression moyenne p qui s'applique pendant une durée τ . Il s'agit d'évaluer, pour ce problème théorique posé, la valeur des vitesses particulières en fonction du temps et en tout point de l'espace. La solution de ce problème dynamique à symétrie sphérique, dans l'hypothèse des petites perturbations, peut être facilement obtenue numériquement en résolvant l'équation d'équilibre dynamique² suivante :

$$(\lambda + 2\mu) \left(1 + \eta \frac{\partial}{\partial t} \right) \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{2}{r} \frac{\partial u}{\partial r} - \frac{2u}{r^2} \right) = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

1. L'application à des problèmes dynamiques de cette loi de comportement implique une dispersion des célérités (vitesse de phase, vitesse de groupe), qui n'est pas observée dans la pratique. La seule justification du bien-fondé de cette loi repose sur la loi d'amortissement $D^{-\beta}$, de même nature que celle qui est classiquement observée. L'argument apparaît très insuffisant, mais de nombreux auteurs continuent d'appliquer ce type de modélisation.

2. La résolution numérique que nous avons adoptée dans cette étude est basée sur la méthode des éléments finis avec intégration directe de type Newmark. S'agissant d'un problème à symétrie sphérique, l'élément fini utilisé est unidimensionnel à deux nœuds ayant un degré de liberté par nœud (le déplacement radial u).

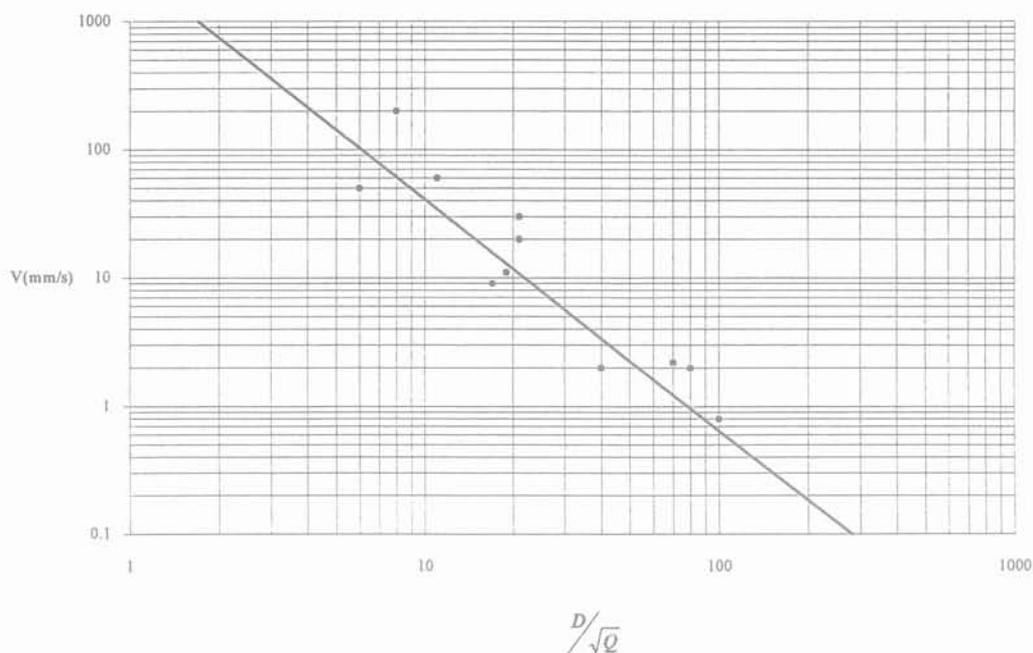


FIG. 1 Droite de régression fixant les paramètres de la loi empirique d'atténuation (cas $\beta = 2\alpha$).
Linear regression for estimating the parameters of the empirical attenuation rule (case $\beta = 2\alpha$).

où $u(r,t)$ désigne le déplacement radial à la distance r du centre de la cavité sphérique et ρ la masse volumique du sol. La solution de cette équation aux dérivées partielles est le champ de déplacement u en tout point de l'espace et à tout instant. La vitesse particulière en tout point et à tout instant se déduit par :

$$v = \frac{\partial u}{\partial t}$$

Par conséquent, la vitesse particulière maximale peut être déterminée en tout point de l'espace.

A partir de cette solution, nous pouvons tracer dans un repère log-log, l'évolution de la vitesse particulière maximale en fonction de la distance d'un point quelconque au centre de la cavité sphérique. L'allure de la courbe correspondante se rapproche d'une droite (Fig. 2), confirmée par un bon coefficient de régression linéaire sur l'ensemble des points issus du calcul numérique ($r = 0,99$). Ce résultat conforte notre approche puisqu'il concorde avec l'approche empirique proposée. Nous pouvons donc assimiler un tir de mine concentré à une cavité sphérique sous pression. A présent, il s'agit de décrire quantitativement les paramètres définissant le modèle simple proposé.

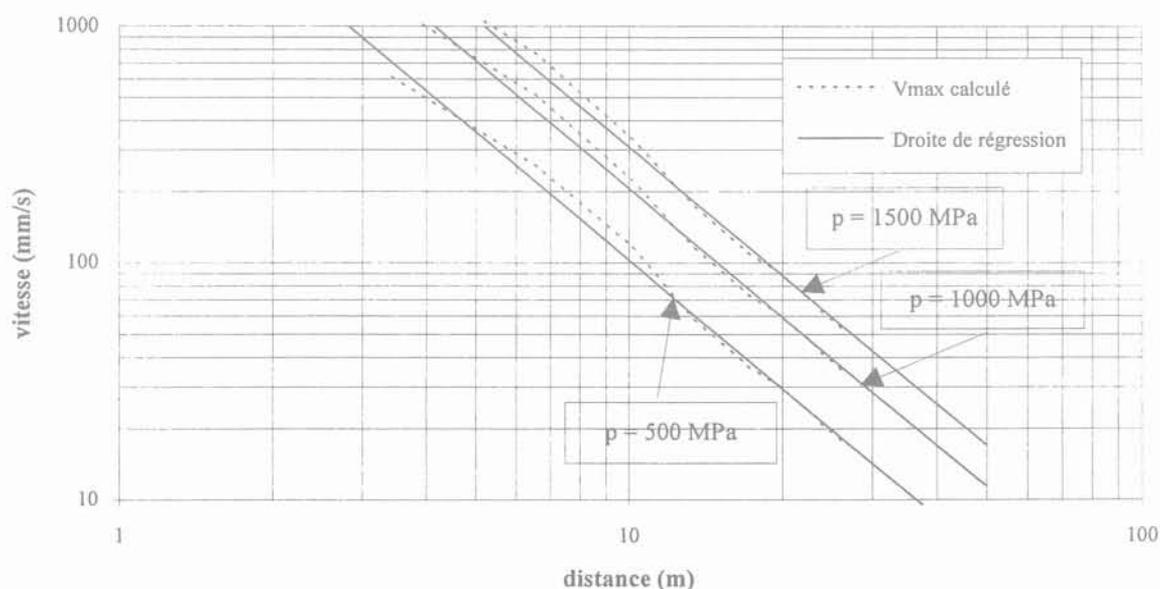


FIG. 2 Vitesse particulière maximale dans un modèle théorique de cavité sphérique soumise à un créneau de pression.
Maximum particle velocity in the theoretical model of a spherical cavity subjected to a pressure pulse.

Identification des paramètres

Le paragraphe précédent nous permet d'identifier une source capable d'engendrer des vibrations maximales comparables à celles issues des lois empiriques. Cette source est toutefois définie en fonction de sept paramètres qui constituent les données du problème théorique à résoudre, à savoir :

- le rayon R de la cavité sphérique ;
- les constantes élastiques du sol (λ ; μ) et sa masse volumique ρ ;
- la constante de viscosité du sol η ;
- la pression moyenne p et sa durée d'application τ .

Les caractéristiques élastiques ainsi que le poids volumique peuvent être quantifiés par des essais spécifiques, par exemple, en mesurant les pseudo-vitesses de propagation des ondes de compression c_p et de cisaillement c_s , le milieu n'étant pas parfaitement élastique ; ces vitesses sont données par les expressions suivantes :

$$c_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad \text{et} \quad c_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

Le rayon de la cavité sphérique peut être estimé en fonction de la dimension du trou contenant la charge [12]. La durée d'application de la pression peut être estimée en fonction de la vitesse de détonation des explosifs (entre 2 000 et 7 000 m/s) et du volume équivalent de la charge Q [12]. En revanche, le coefficient de viscosité et la pression constituent deux paramètres difficilement identifiables. Nous pouvons cependant donner une évaluation de ces deux paramètres, à savoir η et p , en nous basant sur la loi empirique d'atténuation largement adoptée dans les tirs à l'explosif comme suit :

Sachant que les solutions numérique et empirique présentent une allure linéaire dans un repère log-log, il suffit de superposer les deux droites correspondantes en ajustant judicieusement les deux paramètres p et η . Notons que la solution numérique en vitesse est proportionnelle à la pression p (hypothèse de comportement viscoélastique linéaire), nous pouvons donc l'écrire sous la forme suivante :

$$\log v = \log k + \log p - \beta_{\text{num}} \log D$$

où v désigne la vitesse particulaire maximale à la distance D du centre de la cavité, k et β_{num} des constantes dépendant des paramètres du problème tels que la viscosité, les constantes de Lamé et le poids volumique du sol, le rayon de la cavité et la durée d'application de la pression. D'un autre côté, la relation empirique s'écrit :

$$\log v = \log K - \beta_{\text{exp}} \log D + \frac{\beta_{\text{exp}}}{2} \log Q$$

En identifiant ces deux équations, on trouve :

$$\beta_{\text{num}}(\lambda, \mu, \rho, R, \tau, \eta) = \beta_{\text{exp}} = \beta$$

$$p = \frac{K}{k(\lambda, \mu, \rho, R, \tau, \eta)} (\sqrt{Q})^\beta$$

La dépendance de β vis-à-vis des six paramètres λ , μ , ρ , R , τ et η ne peut être exprimée de façon explicite, le paramètre η devra donc être ajusté manuellement afin de satisfaire la première équation du système précédent. La construction d'abaques β_{num} en fonction de η (voir § suivant) facilite la détermination de la viscosité adéquate. Cette dernière étant fixée, le paramètre numérique k , indépendant de p , se déduit automatiquement (des abaques k en fonction de η peuvent être effectués simultanément à ce stade). Connaissant k et β , la deuxième équation permet ainsi de déterminer la pression moyenne p en fonction de la quantité d'explosif utilisé à un instant et pour un site donnés.

Identification des paramètres par abaques

Vu le nombre important des paramètres intervenant dans la description de la source équivalente engendrant les mêmes niveaux extrêmes de vibrations qu'un tir réel ponctuel, le nombre d'abaques sera lui aussi important. Rappelons toutefois que le modèle développé sert à identifier une source équivalente. Étant donné l'incertitude liée à ce type de problème, la valeur très précise des paramètres décrivant le modèle n'est pas, *a priori*, requise. D'ailleurs, la source équivalente n'est certainement pas unique. Cependant, le point commun à toutes ces sources équivalentes possibles est la parfaite correspondance entre les résultats numériques et empiriques en termes de vitesse particulaire maximale pour chaque jeu de sept paramètres fixés préalablement et dont certains sont interdépendants. Partant du principe que l'objectif visé est la recherche d'une source de vibrations équivalente plausible, nous avons donné à certains paramètres des valeurs numériques vraisemblables afin d'établir les abaques numé-

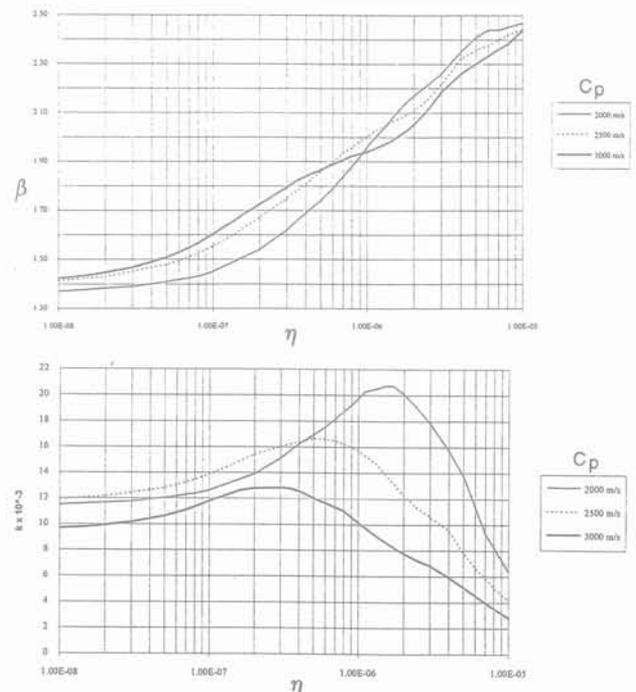


FIG. 3 Exemples d'abaques pour l'évaluation des paramètres η et k .
Tables for evaluating the parameters η and k .

Application aux tirs de mines réels

Le modèle développé ci-dessus identifie la source équivalente à un tir de mines ponctuel. Les tirs de mines réels s'effectuent suivant des plans de tirs avec plusieurs charges Q_i amorcées à des instants distincts t_i en des points distincts x_i de l'espace. Chaque charge Q_i peut être considérée comme un tir ponctuel correspondant à une source ponctuelle de pression moyenne p_i , telle que :

$$p_i = \frac{K}{k} \left(\sqrt{Q_i} \right)^\beta$$

S'agissant d'un milieu visco-élastique linéaire de type Kelvin, nous pouvons appliquer le principe de superposition de Boltzman afin de combiner, en termes de vitesse particulière, l'effet de toutes les charges amorcées à un instant donné. Cette combinaison linéaire peut être accomplie en se basant sur la solution numérique élémentaire en vitesse $v_u(r,t)$ due à une charge unitaire $Q_u = 1 \text{ kg}$ engendrant une pression moyenne unitaire p_u donnée par :

$$p_u = \frac{K}{k}$$

La solution finale en vitesse particulière s'écrit alors sous la forme suivante :

$$\bar{v}(\bar{x}, t) = \sum_{i=1}^n \left(\sqrt{Q_i} \right)^\beta \bar{v}_u(\bar{x} - \bar{x}_i, t - t_i) Y(t - t_i)$$

Y étant la fonction de Heavyside, v_u étant exprimée en coordonnées cartésiennes. Cette expression permet de déterminer en tout point de l'espace le champ des vitesses particulières, de dresser ainsi les courbes d'iso-vitesses particulières à tout instant et par conséquent, les courbes d'iso-vitesses particulières maximales en tout point de l'espace.

Exemples d'illustration

Un chantier de terrassement nécessite l'emploi d'explosifs au voisinage d'une conduite enterrée à 2 m de profondeur. Les résultats des tirs d'essais ont permis de calculer les coefficients β et K de la loi empirique d'atténuation, elle s'écrit sous la forme :

$$v = 3,0 \left(\frac{D}{\sqrt{Q}} \right)^{-1,8}$$

Le plan de tir établi en fonction de la loi empirique est donné par le diagramme suivant où est indiqué l'ordre de mise à feu de chaque charge estimée à 4 kg répartie sur une hauteur de 1 m.



FIG. 5 Géométrie du plan de tir.
Geometry of blasting pattern.

riques correspondants et effectuer ainsi des exemples d'illustration :

$$- R = 0,1 \text{ m}$$

$$- \tau = 200 \mu\text{s}$$

$$- \rho = 2,5 \text{ t/m}^3$$

$$- c_s = 1600 \text{ m/s}$$

Notons que ces abaques peuvent être éventuellement utilisés pour d'autres types de tirs de mines (par exemple pour $R \neq 0,1 \text{ m}$). En effet, en se servant de ces abaques et en superposant la solution numérique à la solution empirique, nous identifions une source équivalente engendrant les mêmes vibrations maximales en termes de vitesses particulières mais ayant une cavité sphérique de rayon $R = 0,1 \text{ m}$. L'incidence de la vraie dimension de la cavité apparaîtra de façon implicite grâce à l'identification des paramètres p et η qui complètent la description de cette source équivalente.

3.4

Remarque importante

D'après le retour d'expérience, le paramètre β de l'approche empirique prend des valeurs toujours comprises entre 1 et 2,5. Cette fourchette est relativement confirmée par le modèle numérique proposé. En effet, la construction des abaques numériques β_{num} a nécessité plusieurs calculs par éléments finis en balayant des valeurs de η entre 0 et $+\infty$. Ce balayage s'est réduit à une fourchette pour η comprise entre environ 0 et 10^{-5} s sachant que pour une valeur de η en dessous de 10^{-7} s environ, le milieu a un comportement plutôt élastique (le paramètre β_{num} est constant dans cet intervalle, figure 4) et, pour une valeur de η supérieure à 10^{-5} s environ, le milieu a un comportement purement visqueux (pas de vibrations). Pour cette fourchette, les valeurs prises par β_{num} sont comprises entre 1,3⁵ et 2,5 environ (Fig. 3 et 4). Cette propriété conforte, a posteriori, notre approche semi-empirique.

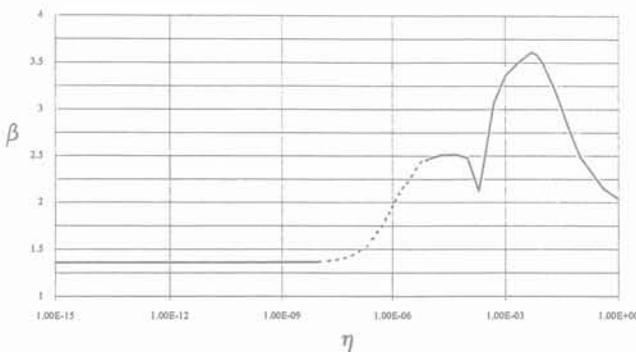


FIG. 4 Valeurs du paramètre β en fonction de la viscosité η .
Values of β with respect to η .

3. Théoriquement, pour un milieu infini, β tend vers 1 quand la viscosité tend vers 0. Afin d'effectuer les simulations numériques, nous nous sommes contentés d'un milieu sphérique fini de rayon égal à 50 m (voisinage proche du tir) qui explique cette valeur minimale de 1,3.

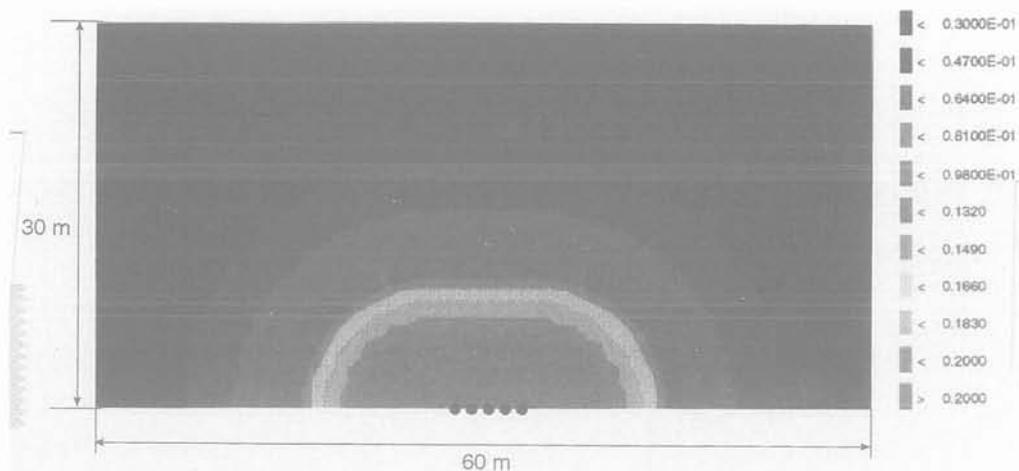


FIG. 6 Courbes d'iso-vitesses particulières maximales (m/s). Charges concentrées de 4 kg – retard 10 ms.
Maximum equi-particle velocity curves (m/s). Concentrated charges of 4 kg – delay time 10 ms.

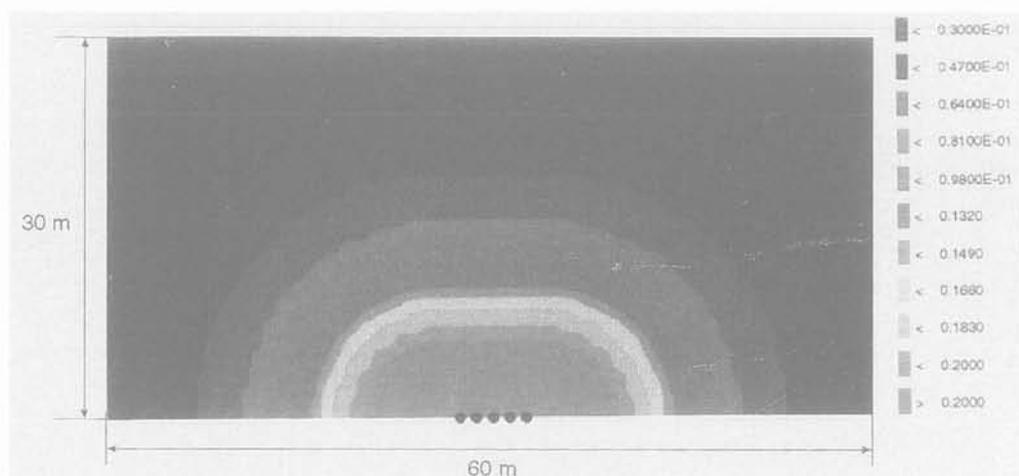


FIG. 7 Courbes d'iso-vitesses particulières maximales (m/s). Charges concentrées de 4 kg – retard = ∞ .
Maximum equi-particle velocity curves (m/s). Concentrated charges of 4 kg – delay time = ∞ .

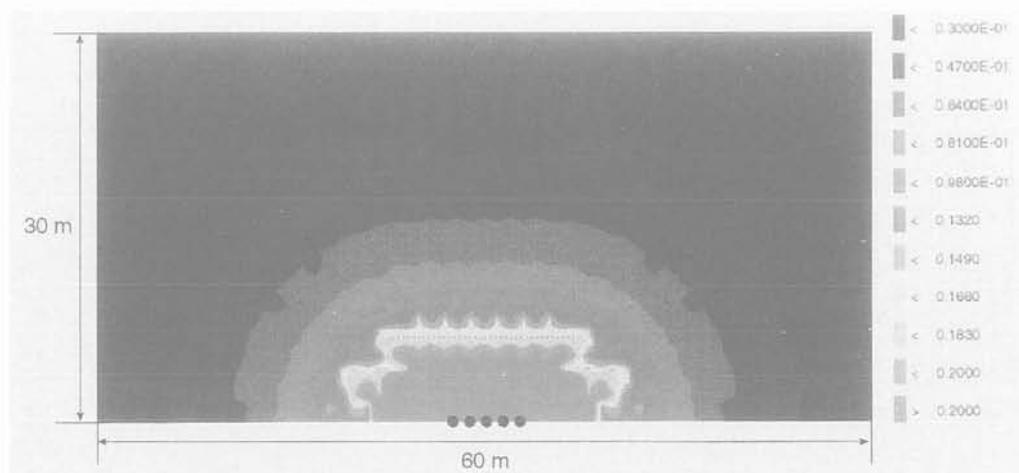


FIG. 8 Courbes d'iso-vitesses particulières maximales (m/s). Charges concentrées de 2 x 2 kg – retard 20 ms.
Maximum equi-particle velocity curves (m/s). Concentrated charges of 2 x 2 kg – delay time 20 ms.

Par ailleurs, les mesures des célérités des ondes P et S effectuées sur le terrain, $c_p \approx 3\,000$ m/s et $c_s \approx 1\,600$ m/s, ont permis d'estimer les constantes de Lamé à savoir: $\lambda \approx 9\,650$ MPa et $2\mu \approx 12\,860$ MPa. L'identification des paramètres, moyennant les abaques présentés dans la figure 3, fixe les deux paramètres η et k de la source de vibrations équivalentes, soit $\eta = 3,0 \cdot 10^{-7}$ s et $k = 12,8 \cdot 10^{-3}$. A titre indicatif, une évaluation de la pression moyenne qui s'applique sur la cavité sphérique correspondante est donnée par:

$$p = \frac{3,0}{12,8 \cdot 10^{-3}} \left(\sqrt{4} \right)^{1,8} = 816 \text{ MPa}$$

Trois simulations numériques ont été effectuées, la première suppose que les charges de 4 kg, situées à 9 m de profondeur, sont ponctuelles et mises à feu avec un retard de 10 millisecondes. Les iso-vitesses particulières maximales issues de ce premier calcul sont représentées dans la figure 6 sur un demi-carré de 60 m de côté à une profondeur de 2 m (niveau de la conduite enterrée). La seconde simulation (Fig. 7) suppose que les charges sont mises à feu de façon distincte (retard très grand), hypothèse souvent retenue dans l'utilisation de la loi empirique d'atténuation pour des micro-retards

supérieurs à 8 millisecondes. Enfin, la dernière simulation (Fig. 8) tient compte du fait que la charge est répartie en fractionnant les 4 kg en deux charges ponctuelles de 2 kg situées sur la même verticale.

6

Conclusions

Nous avons proposé un modèle semi-empirique de prédiction des effets des tirs de mines. Ce modèle simple satisfait *a minima* les tirs d'essais nécessaires à la détermination de la loi empirique d'atténuation. Il justifie, *a posteriori*, certaines des hypothèses ou des constatations faites sur le terrain: l'adoption d'une allure quasi rectiligne de la loi empirique d'atténuation dans un repère log-log, la fourchette de la puissance β . Il permet par ailleurs d'affiner les estimations des vitesses particulières maximales lorsqu'il s'agit de plusieurs tirs de mines. Toutefois, les résultats obtenus nécessitent une confirmation expérimentale. A terme, cette approche permettrait de pallier le manque d'instrumentation systématique aux points supposés critiques pour certaines structures telles que les conduites enterrées.

Bibliographie

- [1] Allard P. – Optimisation des contrôles de vibrations – Critères avec spectres de surveillance. Industrie Minérale – Mines et carrières – Les Techniques, 1988.
- [2] Allard P., Cecchini D., Lahet Y., Mermet Y. – Étude des vibrations engendrées par les tirs de mines. Scetauroute, Laboratoire des Ponts et Chaussées, 1986.
- [3] Bejui H. – L'utilisation du guide pour la mesure et le contrôle de l'effet des vibrations sur les constructions. AFTES Groupe de travail n° 3. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, n° 115, 1993.
- [4] Bejui H. – Texte de recommandations concernant l'étude des effets sismiques de l'explosif. AFTES Groupe de travail n° 3. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, supplément au n° 117, 1993.
- [5] Chapot P. – Étude des vibrations provoquées par les explosifs dans les massifs rocheux. Rapport de recherche LPC n° 105, 1981.
- [6] Chapot P. Vibrations: critères de nuisance et prédiction. Industrie Minérale – Mines et carrières – Les Techniques, 1988.
- [7] Devine J.-F., Beck R.H., Meyer A.V.C., Duvall W.I. – Effect of charge weight on vibration levels from quarry blasting. Bureau of Mines, Report of Investigations 6774, 1965.
- [8] Esparza E.D., Westine P.S., Wenzel A.B. – Pipeline response to buried explosive detonations, vol. I et II, SRI, American Gas Association, 1981.
- [9] Esparza E.D. – Pipeline response to blasting in rocks. SRI, American Gas Association, 1991.
- [10] Hinzen K.G. – Modelling of blast vibrations. *Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr.*, vol. 25, n° 6, 1988, p. 439-445.
- [11] Kou S.Q., Rustan A. – Burden related to blasthole diameter in rock blasting. *Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr.*, vol. 29, n° 6, 1992, p. 543-553.
- [12] Persen L.N. – Rock dynamics and geophysical exploration. Developments in geotechnical engineering, vol. 8, Amsterdam, Oxford, New York, Elsevier Scientific Publishing Company, 1975.
- [13] Siskind D.E., Stagg M.S., Kopp J.W., Dowding C.H. – Structure response and damage produced by ground vibration from surface mine blasting. Bureau of Mines Report of Investigations, 1980.

**EXEMPLES MAJEURS ET RÉCENTS
EN GÉOTECHNIQUE DE L'ENVIRONNEMENT**

Actes du colloque organisé par l'EPFM

17 x 24, 352 p., 400 F

À travers une quinzaine de cas typiques et importants, en France et à l'étranger, cet ouvrage propose de faire le point sur la méthodologie à adopter et les techniques à utiliser pour maîtriser les problèmes de l'environnement. Parmi les sujets abordés, on peut citer les stockages de déchets et les bassins de rétention, les pollutions diverses des sols et des nappes, notamment par les hydrocarbures, ainsi que les réutilisations des déchets et des sous-produits en génie civil.

**Vient de
paraître**

Scetauroute

**Prévention et sécurité :
depuis la conception jusqu'à la réalisation des TERRASSEMENTS**

Réédition, 21 x 29,7, 151 p., 400 F HT

Disponible sur commande au :

Groupe Scetauroute-Service documentation

11, avenue du Centre 78286 Guyancourt Cedex

Les nouvelles réglementations en matière de sécurité et les expériences acquises depuis 1986 imposaient une remise à jour de cet ouvrage : c'est chose faite. Avec de nouveaux thèmes, tels que les matériels ou la réalisation de la plate-forme support de chaussées, cette édition complétée devient un outil indispensable à tout maître d'œuvre, entrepreneur et autres intervenants dans la conception ou la réalisation d'un chantier de terrassements.

Accessible à tous par sa simplicité d'utilisation, on trouve pour chaque activité (tâche) et sous forme de tableaux : les risques encourus, les recommandations et le moment où la recommandation doit être prise en compte.

Comportement non drainé de sable Hostun RF très lâche en consolidation anisotrope

R. MATIOTTI

Politecnico di Milano,
Dipartimento di Ingegneria
Strutturale
Piazza Leonardo
da Vinci, 32
20133 Milano, Italie

E. IBRAIM, T. DOANH

École nationale
des Travaux publics
de l'État,
Laboratoire Géomatériaux
URA 1652
69518 Vaulx-en-Velin,
France

Résumé

Dans cet article, sont présentés les résultats de trois séries d'essais triaxiaux non drainés sur des échantillons de sable d'Hostun RF très lâche, en consolidation isotrope et anisotrope, en compression et en extension. Ils sont ensuite analysés pour vérifier la validité du concept de ligne d'instabilité, introduite par Lade, sur le comportement non drainé en extension et dans des conditions de consolidation anisotrope. L'étude expérimentale confirme que, quelles que soient l'histoire de consolidation et les conditions de cisaillement non drainé, en compression comme en extension, les pics (maximums et minimums) du déviateur de contrainte se trouvent alignés formant une ligne d'instabilité. Celle-ci dépend fortement de l'histoire de consolidation. Une forte anisotropie de consolidation en modifie sensiblement la pente. Le niveau de contrainte au pic augmente avec l'augmentation du coefficient de consolidation anisotrope ($K = \sigma_3/\sigma_1$). Ce niveau normalisé par rapport au niveau de consolidation suit un modèle exponentiel décroissant. Selon ce modèle, il existe toujours une résistance non drainée à mobiliser en compression comme en extension quelle que soit l'histoire de consolidation, isotrope ou anisotrope.

Undrained behaviour of very loose Hostun RF sand under anisotropic consolidation

Abstract

This paper deals with the undrained compression and extension triaxial test results on very loose Hostun RF sand specimens with isotropic and anisotropic consolidation. The tests were performed to verify the applicability of the instability concept of Lade on extension tests of anisotropic specimens. The experimental results show that, for the compression and extension test with anisotropic conditions, the stress difference peaks (maxima and minima) can be fitted by a straight line. This instability line depends heavily on consolidation's history. A high anisotropic consolidation modifies the slope of the instability line. The higher anisotropic consolidation coefficients ($K = \sigma_3/\sigma_1$), the higher the stress peak level. The stress peak level normalized by the stress consolidation level show a decreasing exponential model. For every stress consolidation level there is a peak, even near to the drained sand resistance.

Introduction

La liquéfaction statique a été définie comme l'annulation de la contrainte moyenne effective lors d'un essai monotone non drainé par une augmentation continue de la pression interstitielle. Ce phénomène d'instabilité apparaît lors de l'écrasement de l'échantillon de sable très lâche.

Casagrande (1975), en étudiant le comportement du sable, introduit le concept d'état critique, qui correspond à l'indice des vides d'un échantillon de sable atteint en très grandes déformations, lors d'un essai de cisaillement drainé. En plus, il a postulé que le comportement non drainé à l'état critique correspond à celui d'une structure d'écoulement. La relation entre la contrainte radiale effective à l'état permanent et l'indice des vides génère, dans le plan e - $\log \sigma'_3$, une courbe unique F . Pendant un essai de cisaillement drainé, un échantillon avec un indice des vides initial moins grand que celui de l'état critique, dilate, tandis qu'il se contracte lorsque l'indice des vides initial est plus grand. Si l'état du sable se situe dans le domaine contractant lors d'un essai non drainé, sa pression interstitielle augmente et l'échantillon peut atteindre la liquéfaction.

Castro (1969) donnant une série de résultats d'essais triaxiaux non drainés, introduit le concept d'état permanent de déformation : c'est l'état résiduel qui suit le pic de résistance, dans lequel le sable continue à se déformer à volume, état de contrainte et pression interstitielle constants.

Poulos (1981) observe que l'état permanent de déformation est aussi caractérisé par une vitesse de déformation constante.

Sladen *et al.* (1985) introduisent le concept de surface d'effondrement, définie dans l'espace p' - q - e . Pour des échantillons ayant le même indice des vides initial et avec différentes pressions initiales de consolidation, la ligne reliant les points correspondant au pic du déviateur dans le plan p' - q , pour des chemins triaxiaux non drainés, est une droite qui passe par le point de l'état permanent. Cet état permanent est unique pour un indice des vides donné. Pour différents indices des vides initiaux, des droites parallèles vont générer une surface dans l'espace tridimensionnelle des contraintes-l'indice des vides.

Des échantillons de sable avec une contrainte proche ou sur la surface d'effondrement, présenteront un comportement de liquéfaction, si l'essai est non drainé. En condition drainée, il y a un changement d'indice des vides et donc une modification de la surface d'effondrement. Ces surfaces d'effondrement représentent donc la limite de stabilité dans le seul cas où les conditions de drainage sont interdites.

Sladen suggère l'hypothèse suivante : la surface d'effondrement se modifie avec l'histoire de chargement comme la consolidation anisotrope, mais il n'existe pas de résultats expérimentaux étayant cette hypothèse.

Lade (1988) a donné un critère de stabilité pour le sable lâche en condition non drainée appelé « ligne d'instabilité » pour des échantillons consolidés isotropiquement. Ce critère est une droite, dans le plan p' - q , passant par l'origine des axes et par les pics du déviateur du chemin des contraintes non drainés, pour différentes pressions de consolidation et pour le même indice des vides initial. La pente de la ligne d'instabilité

augmente avec la diminution de l'indice des vides, c'est-à-dire avec l'augmentation de la densité relative des échantillons. Au-dessus d'une certaine densité relative, le phénomène de liquéfaction ne se vérifie plus.

Kramer et Seed (1988) confirment et montrent l'influence très défavorable de la présence d'un déviateur initial de contrainte sur la résistance à la liquéfaction statique du sable lâche consolidé isotropiquement. Si le niveau de déviateur initial augmente, la résistance à la liquéfaction diminue considérablement. Les mêmes conclusions sont retrouvées par Canou *et al.* (1991) en étudiant le comportement du sable d'Hostun RF.

Di Prisco *et al.* (1995) montrent que la ligne d'instabilité de Lade dépend de l'histoire de chargement telle que la consolidation, isotrope ou anisotrope, la surconsolidation ou le niveau de déformation drainée avant la phase non drainée. La surconsolidation augmente l'inclinaison de la ligne d'instabilité quelle que soit la consolidation initiale. Une histoire de chargement triaxial drainé avec des déformations suffisamment grandes permet d'avoir un comportement non drainé avec écrouissage au lieu d'un comportement de liquéfaction. Lanier *et al.* (1993) montrent aussi que l'on peut liquéfier un échantillon de sable dense en condition non drainée s'il est soumis à une extension non drainée après une compression triaxiale drainée.

Presque la totalité de ces études sur sable très lâche a été faite à l'aide des essais de compression triaxiale. Les essais d'extension commencent seulement depuis quelques années à apparaître dans les études.

Ainsi, Vaid *et al.* (1990) ont montré que le comportement du sable d'Ottawa est différent en compression et en extension. Pour les auteurs, cette différence est due à l'anisotropie inhérente des échantillons préparés avec la méthode de déposition pluviale.

Georgiannou *et al.* (1990) ont présenté les résultats d'une étude expérimentale sur le comportement d'un mélange de sable et d'argile consolidé de manière anisotrope. Ils remarquent qu'une surconsolidation réduit le potentiel de liquéfaction en compression, tandis que la liquéfaction statique continue à se manifester en extension.

Hyodo *et al.* (1994) ont étudié le comportement triaxial non drainé en compression et en extension pour différents niveaux de déviateur initial sur des échantillons de sable Toyoura consolidés isotropiquement. Dans le cas d'extension, le niveau du déviateur initial positif de contrainte n'influence pas les chemins de contrainte ni les déformations.

Récemment, Matiotti *et al.* (1995) ont montré l'influence d'une consolidation anisotrope sur le comportement non drainé en extension, pour différentes valeurs d'anisotropie de consolidation et pour différentes valeurs de surconsolidation. En extension comme en compression la ligne d'instabilité de Lade est modifiée sensiblement par une consolidation anisotrope ou par une surconsolidation.

Programme expérimental

Le but de cette étude est de compléter et d'étendre les résultats dans le domaine concernant la liquéfaction statique du sable très lâche, à l'aide d'essais triaxiaux de compression et d'extension sur des échantillons consolidés isotropiquement et anisotropiquement.

La démarche expérimentale a été menée, d'abord pour obtenir une description complète de la liquéfaction statique du sable d'Hostun RF très lâche aussi bien en compression qu'en extension, et confirmer l'existence de la ligne d'instabilité de Lade en extension. Ceci sur des échantillons consolidés isotropiquement.

Ensuite, l'influence de l'anisotropie de consolidation sur la ligne d'instabilité a été examinée pour ce qui concerne les essais de compression. La généralisation de ce concept d'instabilité dans le cas des essais d'extension a été abordée dans le même temps en analysant les effets de la consolidation anisotrope sur le comportement en compression et extension.

Tous les échantillons ont été fabriqués avec l'indice des vides initial e_0 proche de l'unité et l'indice de densité I_d inférieur à 15 %. Les compacités maximales et minimales ($e_{\max} = 1,041$ et $e_{\min} = 0,648$), ainsi que les caractéristiques physiques du sable d'Hostun RF utilisé dans cette étude sont celles présentées par Flavigny *et al.* (1990).

Pour tous les essais, le cisaillement non drainé a été piloté en déformations, avec une vitesse de déformation axiale constante de 0,21 %/mn, jusqu'à 15 % de déformation axiale en compression et -10 % en extension.

La première série d'essais triaxiaux non drainés en compression et en extension, a été réalisée sur des échantillons consolidés isotropiquement pour des valeurs de pression de consolidation comprises entre 50 et 300 kPa.

Les deuxième et troisième séries d'essais en compression et en extension ont été réalisées sur des échantillons consolidés anisotropiquement pour différentes valeurs du rapport de consolidation anisotrope $K = \sigma'_3/\sigma'_1$, et pour des valeurs de pression moyenne de consolidation p'_c comprises entre 100 et 400 kPa.

Une présentation d'ensemble des essais réalisés avec leurs conditions expérimentales est donnée dans le tableau I. Dans les noms des essais, le symbole « I » signifie une consolidation isotrope, « KA », « KB », « KC » une consolidation anisotrope avec les valeurs du rapport K, dans l'ordre, 0,66, 0,50 et 0,35, « C » et « E » le

TABLEAU I L'ensemble des essais non drainés sur sable Hostun RF très lâche.

Essais	K	e_0	e_c	p'_c kPa	q_{pic} kPa	p'_{pic} kPa	ϵ_{ypic} %
I-C1	1	1,044	0,929	50	20,02	35,36	0,208
I-C2	1	0,994	0,883	100	42,79	71,55	0,297
I-C3	1	0,985	0,875	200	94,23	137,90	0,422
I-C4	1	0,985	0,854	300	127,40	205,80	0,442
I-E1	1	1,058	0,948	53	-16,91	44,05	-0,120
I-E2	1	1,024	0,910	100	-32,42	80,75	-0,170
I-E3	1	1,025	0,861	200	-56,89	149,80	-0,290
I-E4	1	1,048	0,899	300	-86,92	210,00	-0,520
KA-C1	0,66	1,016	0,933	100	53,37	76,36	0,190
KA-C2	0,66	0,979	0,844	200	107,90	171,10	0,140
KA-C3	0,66	1,020	0,849	300	161,90	271,90	0,095
KA-C4	0,66	1,034	0,831	400	215,80	350,80	0,113
KA-E1	0,66	1,014	0,888	100	-21,90	53,55	-0,430
KA-E2	0,66	1,024	0,885	200	-55,80	109,40	-0,790
KA-E4	0,66	1,029	0,834	400	-86,40	204,30	-1,040
KB-C1	0,50	1,031	0,889	100	77,20	95,50	0,030
KB-C2	0,50	1,063	0,906	200	152,50	193,20	0,025
KB-C3	0,50	1,021	0,842	300	234,90	290,50	0,050
KB-C4	0,50	1,034	0,870	400	328,60	395,70	0,036
KB-E1	0,50	1,009	0,849	100	-14,20	40,88	-0,604
KB-E2	0,50	1,040	0,851	200	-40,80	90,90	-0,784
KB-E3	0,50	1,026	0,864	300	-50,54	118,80	-0,859
KB-E4	0,50	1,021	0,863	400	-95,20	172,10	-1,410
KC-C2	0,35	1,016	0,843	200	232,20	196,20	0,035

mode de chargement en compression, respectivement en extension. Les valeurs e_c représentent les indices des vides à la fin de consolidation isotrope ou anisotrope.

3

Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental du laboratoire Géomatériaux est composé d'une cellule triaxiale pour des échantillons de 70 mm de diamètre et d'élongement 1,0, d'une presse électromécanique de type Farnell et d'un système de contrôle et d'acquisition de données par ordinateur.

Les grandeurs physiques de sorties sont mesurées à l'aide des capteurs, en nombre de deux pour la force axiale (un à l'intérieur de la cellule et l'autre à l'extérieur), de deux pour les pressions interstitielles et de confinement, de deux capteurs de déplacement de type LVDT pour la déformation axiale externe et interne (posé sur la tête supérieure de l'échantillon) et d'un capteur pour la variation de volume.

Un régulateur de pression équipé d'un moteur électrique permet de contrôler par ordinateur la pression de la cellule et de suivre à l'aide du capteur de force interne, n'importe quel chemin dans le plan triaxial des contraintes (Doanh *et al.*, 1985).

Le système des têtes rotulées inférieure et supérieure avec des embases élargies de téflon, ainsi que le système d'accrochage permettant de réaliser des essais en extension, sont décrits en détail dans Robinet (1980) et Mohkam (1983). Une seule modification, face à de faibles valeurs de la déformation axiale au pic du déviateur non drainé du sable très lâche, a été faite en supprimant les deux couches habituelles de latex et de graisse de silicone entre les têtes et l'échantillon.

4

Procédure expérimentale

4.1

Fabrication des échantillons

Pour obtenir des échantillons avec des structures suffisamment lâches et contractantes pendant le cisaillement, la méthode de fabrication employée a été inspirée principalement par les travaux de Bjerrum *et al.*, (1961), Ladd (1978).

Le sable avec une teneur en eau de 1 % est déposé délicatement en quatre couches, à l'aide d'une petite cuillère et à la hauteur de chute nulle dans un moule cylindrique. Une membrane en néoprène de 0,3 mm d'épaisseur est plaquée préalablement à l'intérieur de ce moule. Les couches de sable de masses déterminées sont mises en place puis compactées aux différentes hauteurs de façon à prendre en compte le tassement supplémentaire imposé par compactages successifs. La densification jusqu'à la hauteur désirée est faite à l'aide d'un petit dameur de 3,5 cm de diamètre.

Lorsque le moule est rempli, la tête supérieure est fixée sur l'échantillon, la membrane est rabattue et fixée par un joint torique. Après avoir appliqué un vide de 10 kPa à l'intérieur de l'échantillon pour assurer sa stabilité, on effectue le démoulage. Un tassement vertical a été observé et mesuré systématiquement après chaque démoulage.

Les dimensions initiales de l'échantillon (la hauteur et le diamètre moyen) ont été soigneusement prises et enregistrées. L'indice des vides initial e_0 a été calculé avec ces mesures.

4.2

Saturation et consolidation

Lorsque la cellule triaxiale est montée et remplie d'eau, une pression isotrope de 20 kPa est appliquée en deux étapes. D'abord 10 kPa et ensuite progressivement par des incréments unitaires, tout en diminuant jusqu'à zéro le vide à l'intérieur de l'échantillon.

Après avoir fait circuler du gaz carbonique CO_2 sous un faible gradient de pression (d'environ 2 à 3 kPa) pendant 30 minutes, on fait passer de l'eau déminéralisée et désaérée pendant quelques heures à travers l'échantillon, jusqu'à ce que la quantité totale d'eau transitée soit au moins égale à deux fois le volume initial de l'échantillon.

Les déformations axiales pendant toutes les phases, y compris la phase de saturation, sont enregistrées automatiquement à l'aide d'un capteur de déplacement axial de type LVDT posé sur la tête supérieure de l'échantillon. Ces mesures synthétisées avec des résultats obtenus dans des essais de consolidation isotrope montrant que la déformation volumique est environ 2,7 fois la déformation axiale, ont permis d'estimer la variation de l'indice des vides pendant la phase de saturation.

Après cette percolation d'eau désaérée, en gardant toujours la contrainte effective de 20 kPa, on augmente manuellement en même temps la contre-pression et la pression de la cellule. La contre-pression utilisée est de 200 kPa, ce qui est suffisamment élevée pour dissoudre le gaz carbonique et obtenir des coefficients de Skemp-ton supérieurs à 0,98.

Les essais consolidés isotropiquement de la première série sont amenés au point de départ isotrope en ajustant manuellement la contrainte de cellule. Lorsque la consolidation est complète, les têtes rotulées sont rattachées avant le commencement des essais. Les variations de volume pendant la consolidation sont enregistrées et les valeurs de l'indice des vides corrigées.

Pour les deux dernières séries, la consolidation anisotrope est contrôlée par l'ordinateur en suivant un chemin en escalier d'amplitude 1,5 kPa dans le plan p-q à partir d'un point décalé de 20 kPa sur l'axe de pression moyenne effective jusqu'au point final de la consolidation. Techniquement, il n'est pas possible de réaliser des chemins de consolidation à partir de l'origine des axes.

Dans le tableau I sont présentées les valeurs corrigées de l'indice des vides après consolidation isotrope ou anisotrope e_c . Il n'y a pas de correction de membrane pour tous les essais présentés.

5

Résultats expérimentaux

5.1

Consolidation isotrope

Le but de la première série d'essais a été la vérification du comportement des échantillons consolidés isotropiquement (Fig. 1).

Tous ces essais, aussi bien en compression qu'en extension, à valeurs d'indice des vides choisies, ont montré un comportement contractant pendant la phase de cisaillement non drainé.

L'allure du déviateur des contraintes (Fig. 1a) est caractérisée par un pic (maximum pour la compression et minimum pour l'extension) atteint pour une faible valeur de la déformation axiale, entre $\pm 0,5\%$ (Fig. 2a). Le pic est suivi par une chute importante jusqu'à un état résiduel dans lequel l'échantillon se déforme à déviateur constant. Le déviateur montre une légère augmentation à partir de 8% de déformation axiale en compression et -6% en extension.

Une augmentation de la valeur du pic de résistance et de la déformation axiale correspondante a été observée avec l'augmentation de la pression de confinement. Dans la figure 2a les pics du déviateur (marqués par des flèches) s'ordonnent de manière croissante en fonction de la pression de confinement. Autour de l'origine des axes, il y a une continuité entre les courbes en compression et en extension, c'est-à-dire des modules initiaux pour les différentes pressions de consolidation.

Les surpressions interstitielles (Fig. 1b) augmentent progressivement avec la déformation axiale, jusqu'à un

niveau constant atteint pour des valeurs de déformation axiale supérieures à 5% en compression et 4% en extension. En extension, la surpression interstitielle atteint 90% de la contrainte initiale effective de consolidation, tandis qu'en compression cette surpression monte jusqu'à 94% pour les essais I-C2, C3, C4 et 96% pour l'essai I-C1 consolidé à 50 kPa. La liquéfaction statique, définie comme l'annulation totale de la pression moyenne effective p , n'est pas atteinte pour l'ensemble des essais. Par exemple, il reste 2 kPa pour annuler complètement la contrainte radiale dans le cas de l'essai I-C1. La liquéfaction complète n'a été obtenue qu'en inversant le chemin de contrainte, c'est-à-dire en effectuant un grand cycle de décharge.

La figure 2b montre en détail le début de la phase de cisaillement non drainé et met en évidence la phase initiale de dilatance des essais d'extension. Pour des déformations axiales inférieures à 0,2%, la pression interstitielle diminue pour atteindre 5% de la contrainte isotrope initiale. Cette dilatation en extension augmente progressivement, de façon très régulière, avec l'augmentation de la pression de confinement. Ce phénomène s'inverse pour des déformations axiales de 0,2%. Les échantillons se contractent de

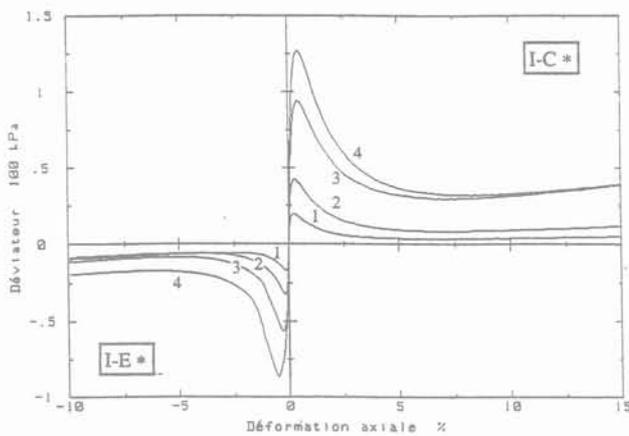


FIG. 1a Relation déviateur-déformation axiale essais isotropes.
Relationship deviator stress-axial strain for isotropic specimens.

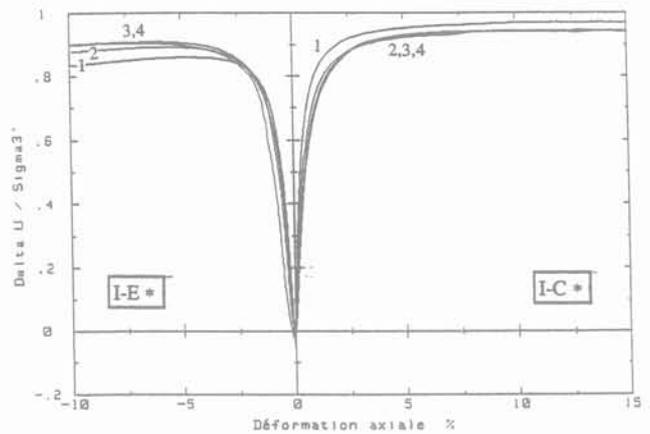


FIG. 1b Courbes pression interstitielle-déformation pour des essais isotropes.
Pore pressure-strain curves for isotropic specimens.

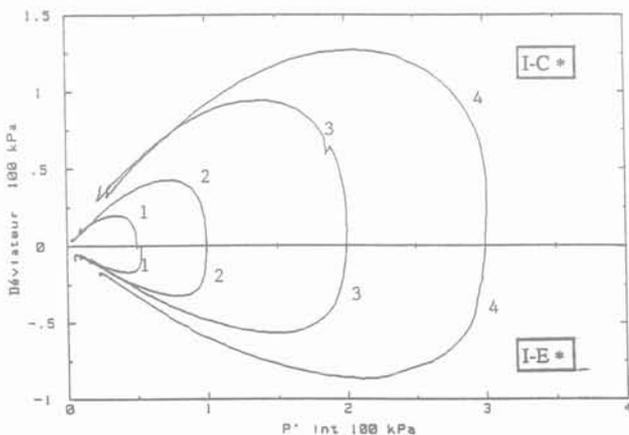


FIG. 1c Chemins de contrainte pour des essais isotropes en compression et extension.
Stress paths for isotropic specimens in compression and extension tests.

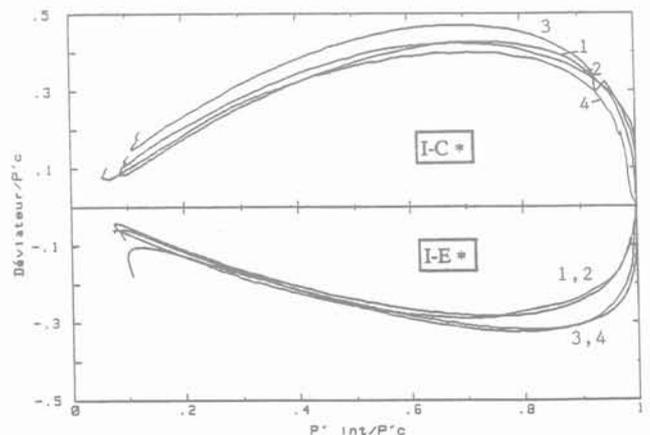


FIG. 1d Normalisation des chemins de contrainte pour des essais isotropes.
Normalized stress paths for isotropic specimens.

nouveau. Cette petite phase initiale de dilatance met en évidence la continuité du comportement au point de départ isotrope des essais. Puisque en compression la contractance forme un éventail de courbes de réponse augmentant proportionnellement avec la contrainte de consolidation, la continuité des réponses à l'origine impose une famille de courbes de dilatance, ce qui est démontré par les essais d'extension de la première série. Cette continuité de la réponse au point isotrope a été déjà remarquée par Mohkam (1983) sur des échantillons lâches d'un mélange de sables d'Hostun.

Les chemins de contrainte dans le plan q-p' sont présentés dans la figure 1c. A partir d'un point de l'axe isotrope, les deux chemins non drainés, en compression et en extension, forment une surface presque fermée vers l'origine des contraintes, légèrement asymétrique par rapport à l'axe des contraintes moyennes, souligne une continuité déjà remarquée de la réponse du comportement au point isotrope. Une bonne homothétie entre les chemins est obtenue en normalisant les chemins de contraintes avec la pression moyenne effective initiale de consolidation (Fig. 1d).

Les états de contraintes correspondant au départ de la liquéfaction statique (pic de résistance) sont représentés dans la figure 3 en fonction des valeurs du déviateur et de la pression moyenne effective correspondante. Ainsi en compression comme en extension, les pics se trouvent alignés suivant des droites passant par l'origine. Ces droites, obtenues par régression linéaire (coefficients de régression très proches de 1), ont des pentes η_{pic} de 0,64 en compression et $-0,41$ en extension. Autrement dit, $16,8^\circ$ pour compression et $12,7^\circ$ pour extension en terme de l'angle de frottement mobilisé au pic ϕ'_{pic} .

Konrad (1993) en présentant des essais réalisés à l'Institut de Mécanique de Grenoble pour le même sable et pour des échantillons isotropes avec des indices des vides $e = 0,921 \pm 0,08$, trouve une valeur de η_{pic} de 0,72 en compression.

Cette première série de huit essais sur des échantillons consolidés isotropiquement confirme les résultats du sable d'Hostun RF très lâche en compression, c'est-à-dire la liquéfaction statique, la ligne d'instabilité et le comportement contractant. En plus, elle montre l'existence de la ligne d'instabilité en extension, et valide le concept des lignes d'instabilité.

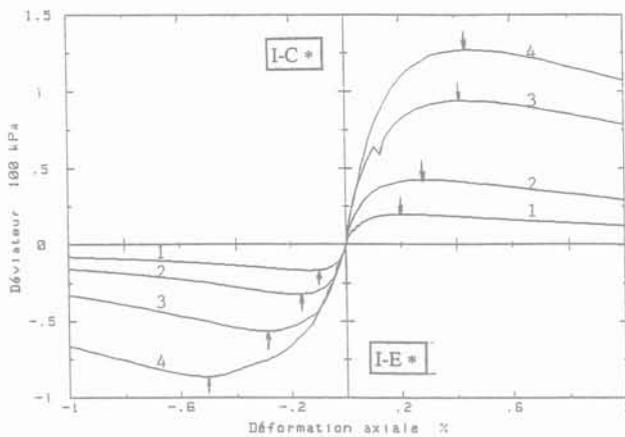


FIG. 2a Courbes déviateur-déformation axiale essais isotropes. Deviator stress-axial strain curves for isotropic specimens.

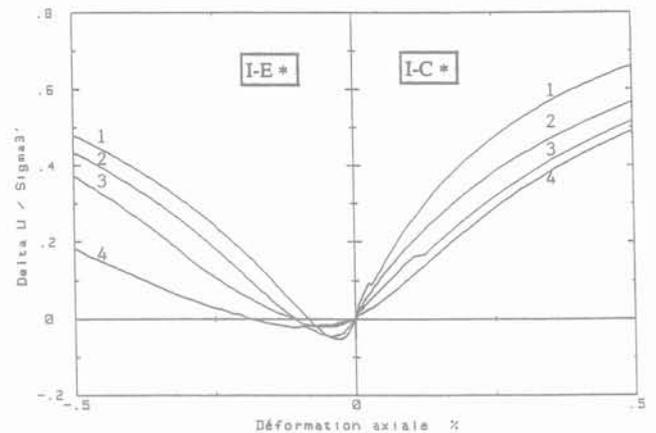


FIG. 2b Courbes pression interstitielle-déformation pour les essais isotropes. Pore pressure-strain curves for isotropic specimens.

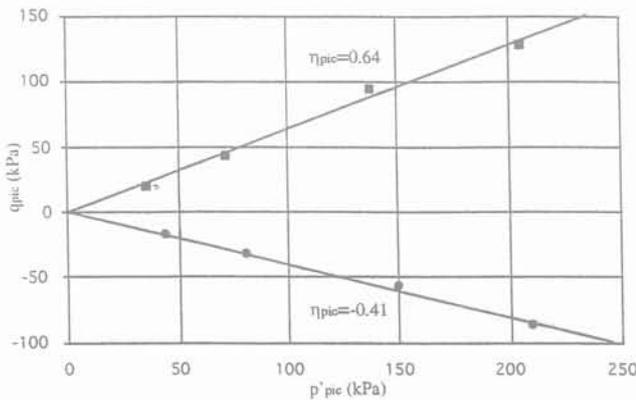


FIG. 3 Droites d'instabilité en compression et extension pour les essais isotropes. Instability lines for isotropic specimens in compression and extension tests.

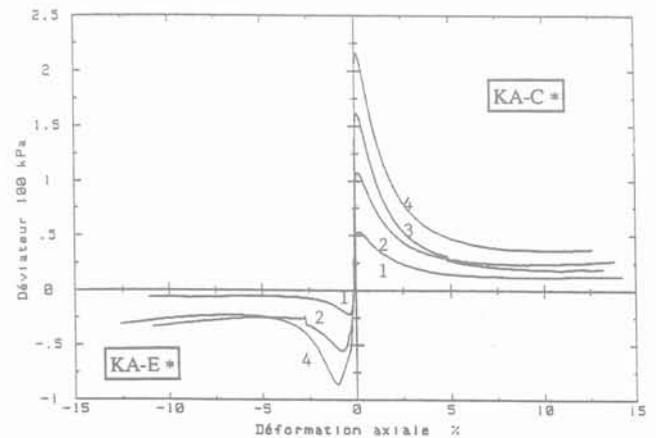


FIG. 4a Relations déviateur-déformation axiale essais anisotropes $K = 0,66$. Relationship deviator stress-axial strain for anisotropic specimens with $k = 0.66$.

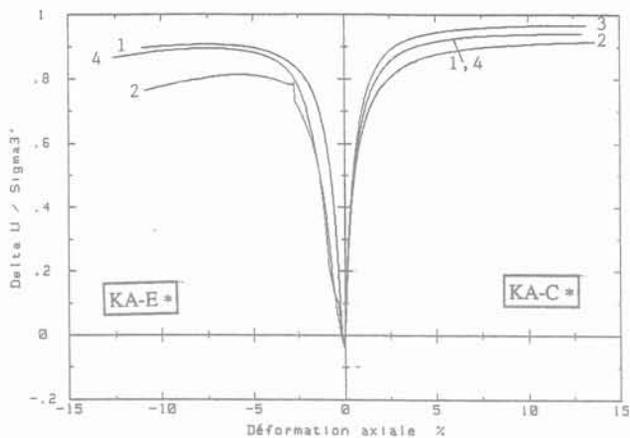


FIG. 4b Courbes pression interstitielle-déformation pour les essais anisotropes $K = 0,66$.
Pore pressure-strain curves for anisotropic specimens with $K = 0.66$.

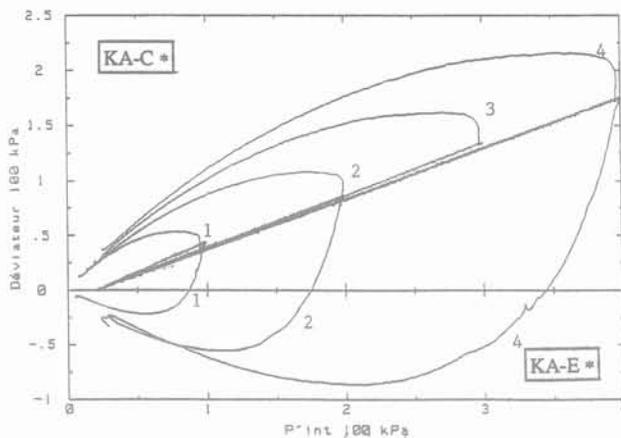


FIG. 4c Chemins de contrainte pour les essais anisotropes $K = 0,66$.
Stress paths for anisotropic specimens with $K = 0.66$.

5.2

Consolidation anisotrope

On définit le coefficient de consolidation anisotrope K comme le rapport entre la contrainte principale mineure σ'_3 et la contrainte principale majeure σ'_1 . Après la série d'essais sur des échantillons consolidés isotropiquement, deux autres séries d'essais à consolidation anisotrope sont réalisées :

- une deuxième série d'essais (KA) pour un coefficient de consolidation K de 0,66 ;
- une troisième série (KB) pour un K de 0,50 correspondant à un niveau supérieur d'anisotropie.

Le premier rapport KA a été choisi car il donne, dans le plan q - p' , une pente η de consolidation de 0,44, inférieure à la pente de la ligne d'instabilité identifiée par la première série d'essais ($\eta_{pic} = 0,64$). Le deuxième rapport ($K = 0,50$ ou $\eta = 0,75$) situe la ligne de consolidation au-delà de la ligne d'instabilité et permet de tester la validité du concept des lignes d'instabilité sur des échantillons anisotropes.

Pour chaque série le comportement en compression et en extension pour différents niveaux de consolidation a été étudié. Pour la suite de cette étude, la pression moyenne effective à la fin du chemin de consolidation anisotrope est appelée pression de consolidation (p'_c).

5.2.1

Compression

En ce qui concerne les essais en compression, cette étude retrouve des résultats proches de ceux présentés dans la littérature par Kramer et Seed (1988), Canou *et al.* (1991), pour des échantillons consolidés isotropiquement, mais suivis par l'application d'un déviateur de contrainte en condition drainée avant la phase non drainée. Les chemins de contraintes suivis par ces études ne sont pas de vrais chemins de consolidation anisotrope puisqu'ils atteignent le critère de rupture en augmentant le déviateur de contrainte, contrairement aux chemins de consolidation suivis par les deux dernières séries de cette étude.

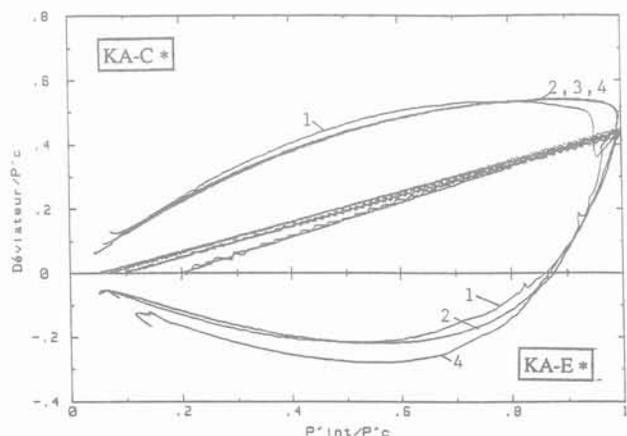


FIG. 4d Normalisation des chemins de contrainte pour les essais anisotropes $K = 0,66$.
Normalized stress paths for anisotropic specimens with $K = 0.66$.

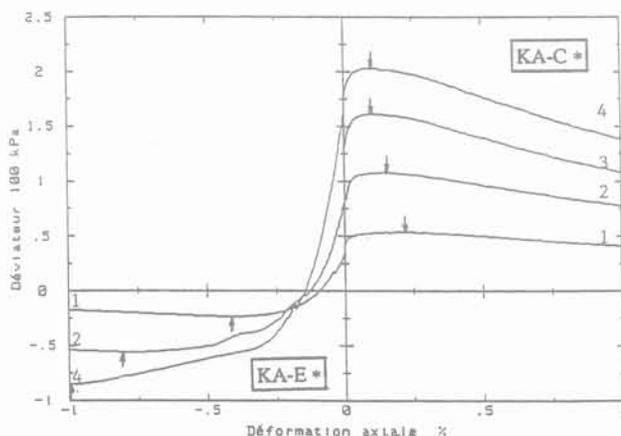


FIG. 5a Courbes déviateur-déformation axiale essais anisotropes $K = 0,66$.
Deviator stress-axial strain curves for anisotropic specimens with $K = 0.66$.

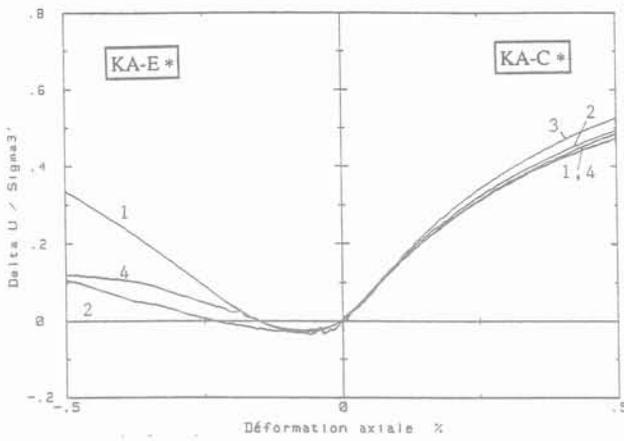


FIG. 5b Courbes pression interstitielle-déformation pour les essais anisotropes $K = 0,66$.
Pore pressure-strain curves for anisotropic specimens with $K = 0.66$.

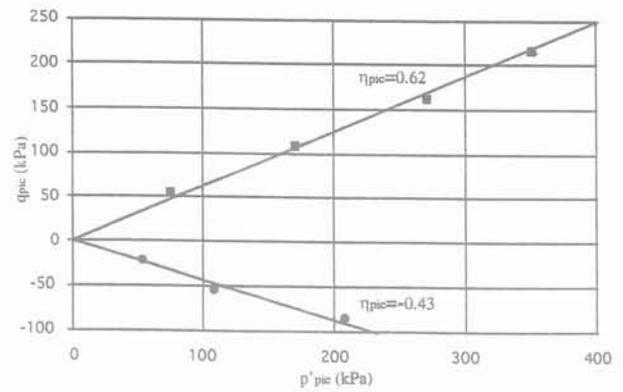


FIG. 6 Droites d'instabilité en compression et extension pour les essais anisotropes $K = 0,66$.
Instability lines for anisotropic specimens with $K = 0.66$ in compression and extension tests.

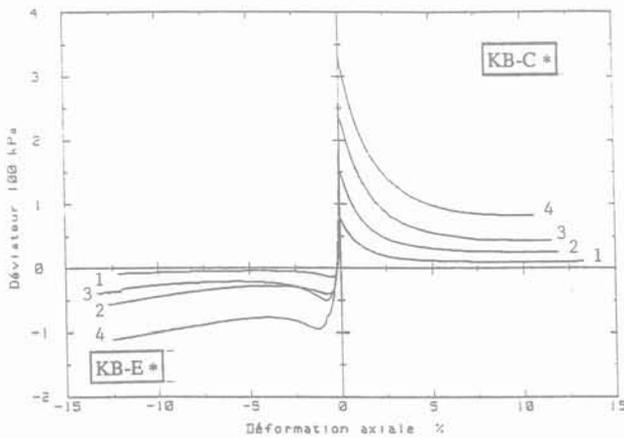


FIG. 7a Relations déviateur-déformation axiale essais anisotropes $K = 0,50$.
Relationship deviator stress-axial strain for anisotropic specimens with $K = 0.50$.

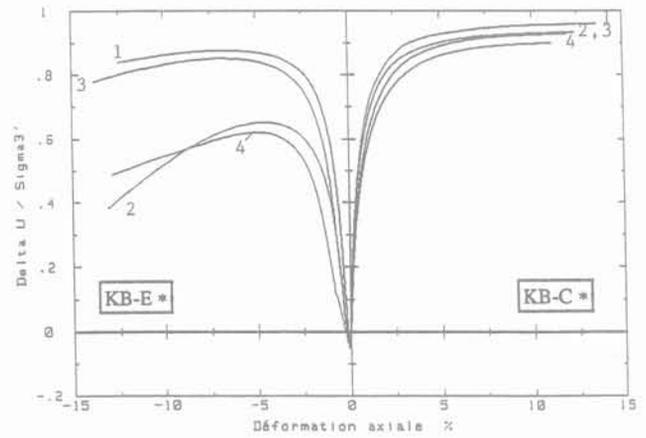


FIG. 7b Courbes pression interstitielle-déformation pour les essais anisotropes $K = 0,50$.
Pore pressure-strain curves for anisotropic specimens with $K = 0.50$.

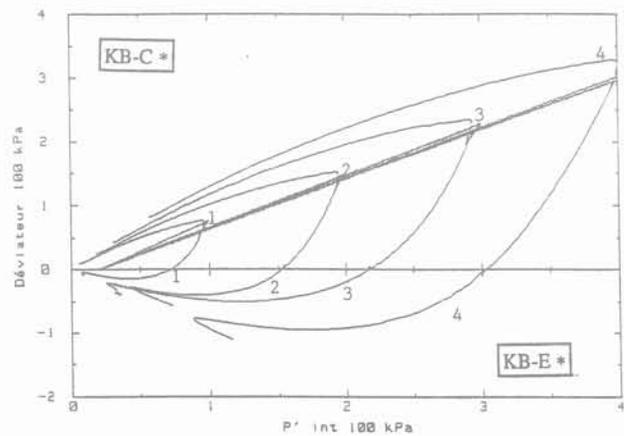


FIG. 7c Chemins de contrainte pour les essais anisotropes $K = 0,50$ en compression et extension.
Stress paths for anisotropic specimens with $K = 0.50$ in compression and extension tests.

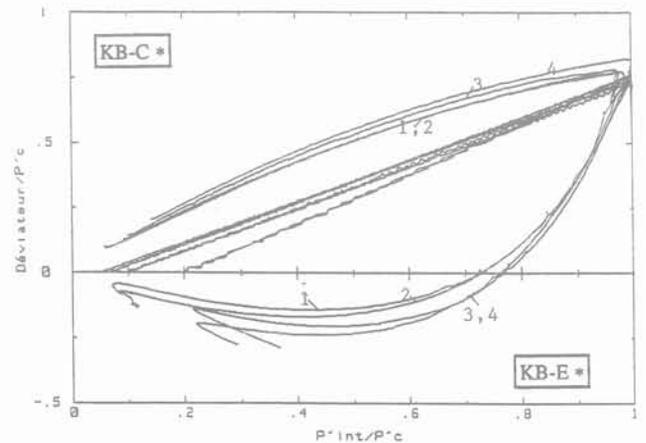


FIG. 7d Normalisation des chemins de contrainte pour les essais anisotropes $K = 0,50$.
Normalized stress paths for anisotropic specimens with $K = 0.50$.

Tous les essais, ceux de $K = 0,66$ ainsi que ceux de $K = 0,50$, présentent, après la phase de consolidation, un pic du déviateur suivi par une chute très importante (Fig. 4a et Fig. 7a).

La résistance mobilisée au pic de cisaillement non drainé, dans le cas de consolidation anisotrope, est définie par :

$$q_u = q_{pic} - q_c$$

avec : q_{pic} = le déviateur au pic de résistance ;

q_c = le déviateur à la fin de la consolidation.

Cette résistance augmente avec la pression de consolidation p'_c pour la même valeur de K , et décroît avec la diminution de K pour la même pression de consolidation. Dans la figure 10 sont représentées les valeurs de la résistance q_u par rapport aux pressions de consolidation et aux valeurs de K , pour des essais anisotropes et isotropes.

Les valeurs de déformations axiales correspondantes aux pics sont toujours beaucoup plus petites que celles des essais avec consolidation isotrope (Fig. 5a et Fig. 8a). Par contre, elles ne sont pas influencées par le niveau de la pression de consolidation (tableau I) puisqu'elles se trouvent dans une faible plage de ϵ_v , entre 0,1 % et 0,2 % pour $K = 0,66$ et 0,02 % et 0,04 % pour $K = 0,50$.

Les figures 4b et 7b, montrent les courbes d'évolution des surpressions interstitielles normalisées par rapport à la contrainte effective radiale de consolidation en fonction de la déformation axiale. On retrouve les augmentations continues de la surpression jusqu'à des valeurs de 95 % et de 90 % de la pression effective radiale de consolidation, pour les essais avec $K = 0,66$, respectivement $K = 0,50$. Ce sont des résultats analogues à ceux de la première série réalisées sur des échantillons consolidés isotropiquement. De même, la liquéfaction statique n'est pas atteinte entièrement selon la définition stricte de l'annulation de la pression moyenne effective. Par exemple, pour la plus petite pression de consolidation ($p_c = 100$ kPa), il reste environ 0,50 kPa avant d'atteindre la liquéfaction statique.

5.2.2

Extension

En ce qui concerne l'extension, le déviateur présente aussi un pic (minimum) suivi par une remontée jusqu'à une valeur résiduelle négative. Les déformations axiales aux pics sont comprises entre -0,4 % et -1,5 %. Ces déformations aux pics augmentent, en valeurs absolues, avec les pressions de consolidation, comme celles de la série consolidée isotropiquement.

La valeur absolue de la résistance mobilisée au pic q_u de cisaillement non drainé semble diminuer avec la réduction du rapport K et augmenter avec la pression de confinement pour le même rapport de consolidation.

Les valeurs stables de surpressions interstitielles sont atteintes pour des déformations axiales supérieures à 4 % pour $K = 0,66$ et 3 % pour $K = 0,50$ (Fig. 4b et Fig. 7b). Pour les essais KB-E2 et KB-E4, la surpression atteinte n'est que 60 % de la pression de confinement effective radiale et commence à diminuer à partir d'une déformation axiale de 6 %. Comme pour les essais d'extension isotrope, les figures 5b et 8b montrent une phase initiale dilatante qui génère une dimi-

nution de la pression interstitielle avec des valeurs comprises entre 3 % et 5 % de la pression effective radiale de confinement.

Dans les figures 4c et 7c sont présentés les chemins de contraintes. Comme pour les essais avec consolidation isotrope, les chemins de contraintes, pour différentes pressions de consolidation, sont pratiquement homothétiques, en compression comme en extension, ainsi que le démontrent les courbes normalisées par rapport à la pression de consolidation (Fig. 4d et Fig. 7d).

Les points correspondant aux pics du déviateur et les valeurs des pressions moyennes effectives correspondantes, en compression comme en extension, sont indiqués dans les figures 6 et 9. Ils sont très bien alignés, formant des droites passant par l'origine des axes. La régression linéaire donne de bons coefficients de corrélation ($r = 0,99$ en compression, $r = 0,98$ en extension), ce qui confirme que le concept de la ligne d'instabilité peut être étendu au cas des essais en extension à consolidation anisotrope.

Comme pour le cas isotrope, dans le cas anisotrope, le niveau de contrainte au pic ou la résistance non drainée mobilisée est plus grande en compression qu'en extension.

Le tableau II regroupe les valeurs de l'angle de frottement et du rapport de contrainte au pic η_{pic} pour tous les essais réalisés, ce qui permet d'analyser l'influence de l'anisotropie de consolidation sur cette ligne d'instabilité.

Pour les essais en compression avec consolidation $K = 0,66$ les niveaux de contrainte au pic sont presque identiques à ceux des essais avec consolidation isotrope, tandis que les essais $K = 0,50$ obtiennent une valeur supérieure de η d'environ 0,2 par rapport au cas isotrope, qui correspond à 5° de différence entre les angles de frottement. Il semble donc que la pente de la ligne d'instabilité dépende du niveau de consolidation, par conséquent, ce concept d'instabilité n'a pas de valeur intrinsèque comme la rupture. Pour clarifier cet aspect, un essai supplémentaire de compression avec un coefficient de consolidation $K = 0,35$ et pour une pression de consolidation p'_c de 200 kPa est réalisé. La consolidation anisotrope de cet essai est très proche de la surface de rupture, et le point de départ de l'écrasement monotone en compression non drainé se situe nettement au-dessus de la droite d'instabilité d'échantillons isotropes.

TABLEAU II L'angle de frottement et le rapport de contrainte au pic de déviateur.

K	mode	ϕ_{pic}	η_{pic}
1	C	16°8	0,64
1	E	12°7	-0,41
0,66	C	16°3	0,62
0,66	E	13°4	-0,43
0,5	C	21°3	0,83
0,5	E	15°9	-0,50
0,35	C	29°1	1,16

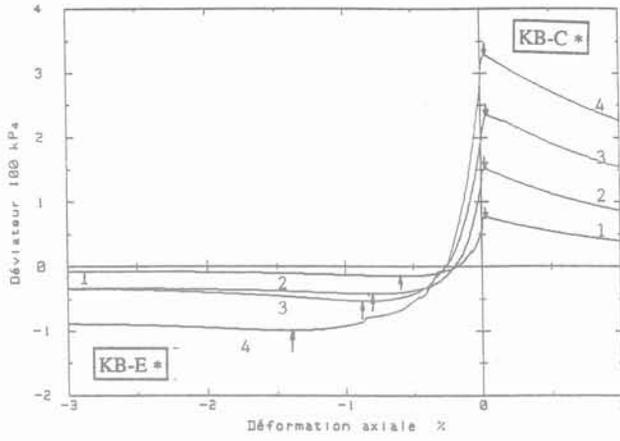


FIG. 8a Courbes déviateur-déformation axiale essais anisotropes $K = 0,50$.
Deviator stress-axial strain curves for anisotropic specimens with $K = 0,50$.

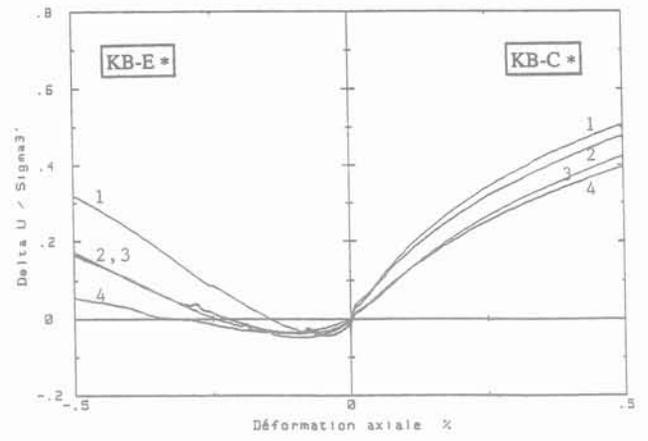


FIG. 8b Courbes pression interstitielle-déformation pour les essais anisotropes $K = 0,50$.
Pore pressure-strain curves for anisotropic specimens with $K = 0,50$.

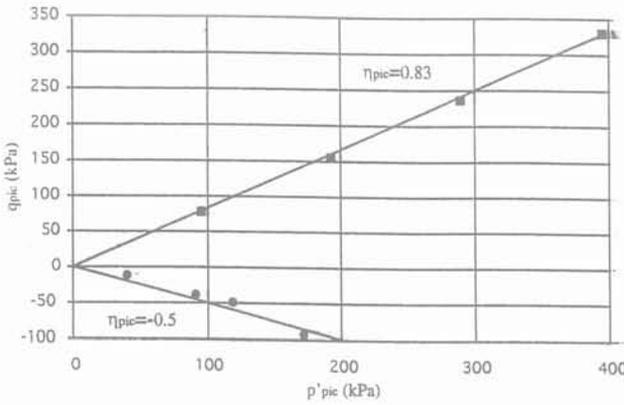


FIG. 9 Droites d'instabilité en compression et extension pour les essais anisotropes $K = 0,50$.
Instability lines for anisotropic specimens with $K = 0,50$ in compression and extension tests.

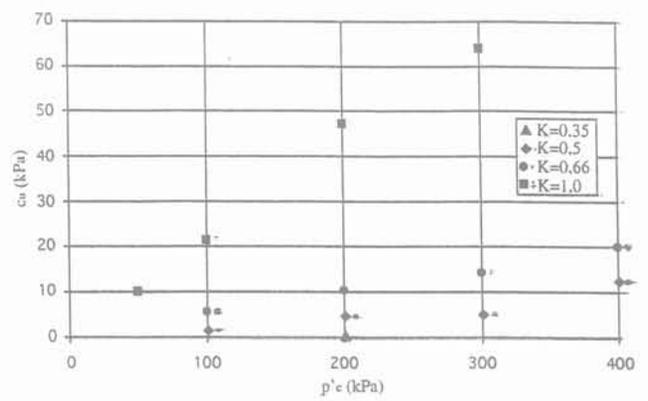


FIG. 10 Relation entre la résistance mobilisée au pic de cisaillement non drainé et la pression de consolidation pour des essais anisotropes et isotropes.
Plot of maximum undrained shear strength versus consolidation pressure for anisotropic and isotropic tests.

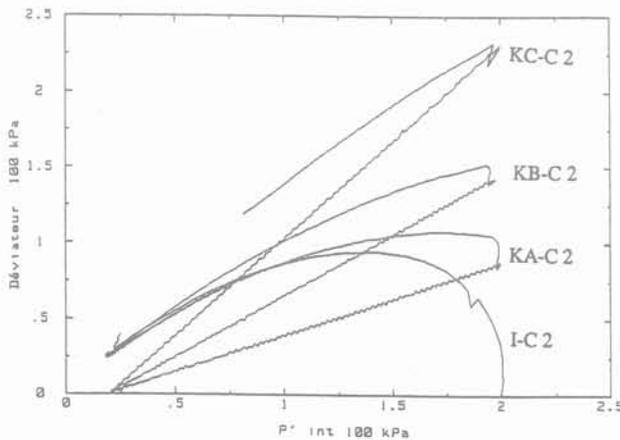


FIG. 11 Chemins de contrainte pour les essais à 200 kPa de pression de confinement.
Stress paths for tests consolidated under 200 kPa.

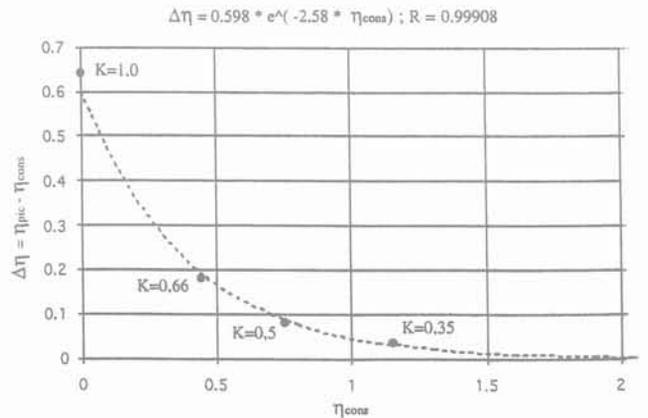


FIG. 12 Normalisation des valeurs de contrainte au pic par rapport au niveau de contrainte de consolidation.
Stress peak level normalized by the stress consolidation level.

L'ensemble des chemins de contrainte dans le plan q - p' pour les essais à 200 kPa de pression de confinement est donné dans la figure 11. Le niveau de contrainte η au pic de ce dernier essai est supérieur à celui de l'échantillon isotrope d'environ 0,5, qui correspond à 12° de différence entre les angles de frottement. Dans cette figure, l'essai KA-C2 à $K = 0,66$ offre une résistance non drainée non négligeable de 10,2 kPa, ce qui est attendu selon le concept original d'instabilité, puisque cet essai a le point de départ non drainé au-dessous de la ligne d'instabilité. L'essai KB-C2 à $K = 0,50$ montre une résistance non drainée inattendue de 4,8 kPa, contrairement à la prévision établie avec la ligne d'instabilité des échantillons isotropes. Finalement, l'essai supplémentaire KC-C2 à $K = 0,35$ confirme la dépendance du concept d'instabilité en fonction de la consolidation, puisqu'il existe une résistance non drainée, quoique faible, d'environ 0,50 kPa.

En extension, pour l'ensemble des essais présentés, la différence entre le cas de consolidation isotrope et anisotrope est un peu moins marquée. La différence de l'angle du frottement mobilisé au pic de résistance non drainée est d'environ $0,7^\circ$ entre les essais isotropes et ceux à $K = 0,66$; de 3° entre les essais isotropes et ceux à $K = 0,50$. Cette différence indique une augmentation (en valeur absolue) plus progressive.

Une normalisation des valeurs de contrainte au pic par rapport au niveau de contrainte de consolidation, c'est-à-dire par rapport à l'anisotropie de consolidation, est présentée dans la figure 12. L'incrément de niveau de contrainte $\Delta\eta$ représenté par la différence entre les pentes au pic η_{pic} et à la fin de la consolidation η_{cons} suit une diminution continue avec l'augmentation de la pente de consolidation, modélisée selon une courbe exponentielle décroissante. Les quatre expériences de la figure 11 permettent d'obtenir les coefficients numériques de cette courbe.

$$\Delta\eta = 0,598 * \exp(-2,58 * \eta_{cons})$$

L'expérience supplémentaire à $K = 0,35$ s'insère convenablement dans la continuité des trois essais précédents.

Au niveau correspondant à la rupture drainée, η_{cons} estimée à 1,4, ce modèle fournit une très petite résistance non drainée, environ 0,3 kPa pour 200 kPa de p'_c . Mais, au laboratoire, il est pratiquement impossible de suivre un chemin de consolidation situé très près de la surface de rupture, pour vérifier cette prévision.

Ces expériences montrent qu'en augmentant le niveau de l'anisotropie de consolidation, il y a toujours

un pic du déviateur en condition de cisaillement non drainé, même si la valeur du pic diminue de plus en plus. Autrement dit, elles mettent en évidence l'influence du chemin de consolidation dans le concept des lignes d'instabilité.

6

Conclusions

Dans cet article une étude expérimentale sur le comportement non drainé de sable d'Hostun RF très lâche sous consolidation isotrope et anisotrope, en extension et en compression a été présentée. Les conclusions suivantes peuvent être avancées :

1) La liquéfaction statique est un phénomène d'instabilité des sables très lâches. Ce phénomène existe aussi bien en compression qu'en extension, et quelle que soit l'histoire de consolidation, isotrope ou anisotrope. Ce phénomène est caractérisé par un pic positif ou négatif du déviateur, suivi par une chute importante de résistance, jusqu'à un niveau auquel le déviateur se stabilise autour d'une valeur résiduelle. La deuxième caractéristique de ce phénomène est l'annulation de la pression moyenne effective en écrasement monotone non drainé.

2) Le concept de ligne d'instabilité de Lade est corroboré en extension sur les échantillons consolidés isotropiquement. Ce concept peut être étendu sur les échantillons anisotropes.

3) La ligne d'instabilité est fortement influencée par l'histoire de consolidation. Une forte anisotropie de consolidation a pour effet de relever sensiblement la pente de cette ligne d'instabilité.

4) Quelle que soit l'histoire de consolidation, il existe une résistance non drainée à mobiliser en compression comme en extension. Le niveau de contrainte au pic augmente continuellement avec l'augmentation du niveau d'anisotropie de consolidation. Mais l'incrément du niveau de contrainte au pic, par rapport au niveau de contrainte de consolidation, diminue.

Remerciements

Les auteurs remercient la Communauté européenne pour le soutien financier par l'intermédiaire de son programme ALERT Géomatériaux.

- Bjerrum L., Kringstad S., Kummeneje D. – The shear strength of a fine sand. Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, vol. 1, 1961, p. 29-37.
- Canou J., Thorel L., de Laure E. – Influence d'un déviateur de contrainte initial sur les caractéristiques de liquéfaction statique du sable. Proc. X ECSMFE, Firenze, vol. 1, 1991, p. 49-52.
- Casagrande A. – Liquefaction and cyclic deformation of sands: a critical review. Harvard Soil Mechanics, Series n° 88, Harvard University, Cambridge, MA, 1976, 51 p.
- Castro G. – Liquefaction of sands. Ph.D. Thesis, Harvard Soil Mechanics Series n° 81, Harvard University, Cambridge, MA, 1969.
- Di Prisco C., Matiotti R., Nova R. – Theoretical investigation of the undrained stability of shallow submerged slopes. *Geotechnique*, vol. 45, n° 3, sept. 1995, p. 479-496.
- Doanh T., Mohkam M. – Influence of stress path on Hostun sand. Proc. Numeta 85, Swansea, 1985, p. 429-436.
- Flavigny E., Desrues J., Palayer B. – Le Sable Hostun RF. *Revue Française de Géotechnique*, n° 53, 1990, p. 67-69.
- Georgiannou V.N., Burland J.B., Hight D.W. – The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension. *Geotechnique*, vol. 40, n° 3, 1990, p. 431-449.
- Hyodo M., Tanimizu H., Noriyuki Y., Murata H. – Undrained cyclic and monotonic triaxial behaviour of saturated loose sand. *Soils and Foundations*, vol. 34, n° 1, 1994, p. 19-32.
- Konrad J. – Undrained response of loosely compacted sands during monotonic and cyclic compression tests. *Geotechnique*, vol. 43, n° 1, 1993, p. 69-89.
- Konrad J., Flavigny E., Megachou M. – Comportement non drainé du sable d'Hostun lâche. *Revue Française de Géotechnique*, n° 54, 1991, p. 53-63.
- Kramer S.L., Seed H.B. – Initiation of soil liquefaction under static loading conditions. *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, vol. 114, n° GT4, 1988, p. 412-430.
- Ladd R.S. – Preparing test specimens using undercompaction. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 1, n° 1, 1978, p. 16-23.
- Lade P.V., Nelson R.B., Ito Y.M. – Instability of granular materials with nonassociated flow. *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, vol. 114, n° GT12, 1988, p. 2173-2191.
- Lanier J., Di Prisco C., Nova R. – Étude expérimentale et analyse théorique de l'anisotropie induite du sable Hostun. *Revue Française de Géotechnique*, n° 57, 1993, p. 59-74.
- Matiotti R., Ibraim E., Doanh T. – Undrained behaviour of very loose RF sand in compression and extension tests. Numog V., Davos, Suisse Ed. Pande and Pietruszczak, Rotterdam, Balkema, 1995, p. 119-124.
- Mohkam M. – Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques. Thèse DI, USTM, Grenoble, 1983.
- Poulos S.J. – The steady state of deformation. *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, vol. 107, n° GT5, 1981, p. 553-562.
- Robinet J.-C. – Loi rhéologique en écriture incrémentale. Application aux sols et au béton. Thèse DE, USTM Grenoble, 1980.
- Sladen J.A., D'Hollander R.D., Krahn J. – The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Can. Geotech. J.*, vol. 22, n° 4, 1985, p. 564-578.
- Vaid Y.P., Chung E.K.F., Kuerbis R.H. – Stress path and steady state. *Can. Geotech. J.*, vol. 27, n° 1, 1990, p. 1-7.

Effet de la proximité d'un talus sur un pieu court et rigide chargé horizontalement

A. BOUAFIA

*Institut de Génie civil
Université de Blida, Algérie
48, rue Hassiba-Ben-Bouali
16016 Alger, Algérie*

A. BOUGUERRA

*Thésard en Génie civil
Université de Rennes
32, rue Mirabeau Bat. J 205
35700 Rennes*

Résumé

L'influence de la proximité d'une pente sur le comportement d'un pieu court et rigide chargé horizontalement a été étudiée à l'aide d'essais sur modèles réduits centrifugés.

L'étude des déplacements du pieu a montré que l'effet du talus n'est significatif que si le pieu se trouve en deçà d'une distance limite de la tête du talus.

On montre qu'il est possible de prévoir le comportement d'un pieu implanté près d'un talus, en effectuant une correction adéquate des courbes P-Y correspondant à un sol horizontal.

The slope effect on the behaviour of a horizontally loaded short rigid pile

Abstract

The influence of the proximity of the slope on the behaviour of a horizontally loaded short rigid pile has been investigated by the reduced scale model tests in centrifuge.

The study of the pile displacements has shown that the effect of the slope is only significant if the pile is closer than a limit distance from the slope top.

In the latest part, it has been shown that it is possible to predict the pile behaviour near a slope by an adequate correction of the P-Y curves of the same pile in a horizontal soil.

NOTATIONS

a	: pente du profil de module de réaction initial (MPa.m ⁻¹)
B	: diamètre du pieu (m)
C _U	: coefficient d'uniformité granulométrique
D	: fiche du pieu dans le sol (m)
d ₁₀	: diamètre efficace des grains (mm)
e	: cote de l'effort en tête (m)
E _M	: module pressiométrique (MPa)
E _p .I _p	: rigidité à la flexion du pieu (MN.m ²)
E _s	: module de réaction sécant (MPa)
E _u	: module de réaction tangent initial (MPa)
g	: accélération de la gravité terrestre (m.s ⁻²)
H	: effort horizontal en tête du pieu (kN)
ID	: indice de densité du sable (en %)
I _E	: facteur d'influence du talus sur le module de réaction
I _{Mmax}	: facteur d'influence du talus sur le moment maximal
I _{VH}	: facteur d'influence du talus sur le déplacement en tête
I _V	: facteur d'influence du talus sur le déplacement du pieu
I _P	: facteur d'influence du talus sur la réaction latérale
K _s	: paramètre de la courbe P-Y du PHRI (MPa.m ^{-1,5})
M	: Moment de flexion à une profondeur donnée (kN.m)
N _H	: pente du profil de module de réaction sécant (MPa/m)
P	: réaction latérale du sol à une profondeur donnée (kN/m)
p _l	: pression limite de l'essai pressiométrique (MPa)
q _c	: résistance en pointe de l'essai au pénétromètre statique (MPa)
t	: distance du pieu à la tête du talus (m)
Y _H	: déplacement en tête du pieu (mm)
Y _o	: déplacement du pieu en surface du sol (mm)
Y	: déplacement latéral du pieu à une profondeur fixée (mm)
Z	: profondeur à partir de la surface du sol (m)
γ _d	: poids volumique sec du sable (kN.m ⁻³)
η	: facteur d'homothétie de la courbe P-Y

1

Introduction

Dans les projets d'ouvrages sur pieux, il est nécessaire d'analyser le comportement des fondations sous un effort horizontal. Il s'agit d'un problème d'interaction tridimensionnelle sol-pieu assez complexe.

Actuellement, les besoins de la construction poussent à concevoir des ouvrages audacieux, implantés à

proximité d'un talus, tels que les autoponts ou les constructions maritimes.

La littérature mondiale traitant de l'effet de la proximité du talus sur la résistance latérale du sol autour du pieu est assez rare. La multitude des paramètres entrant en jeu, rend difficile une approche théorique du problème et nécessite des études paramétriques expérimentales, à la lumière desquelles des méthodes pratiques de dimensionnement pourront être formulées.

On note à ce titre, l'étude présentée par Poulos, basée sur le couplage des équations de Mindlin d'une force horizontale enterrée dans un massif élastique homogène, avec celle d'une poutre infiniment longue, sous l'hypothèse d'une parfaite adhérence sol-pieu (Poulos, 1976). Gabr et Borden ont proposé un modèle de réaction latérale ultime mobilisée par un sol en pente autour d'un pieu circulaire rigide et lisse implanté en tête du talus (Borden et Gabr, 1987; Gabr et Borden, 1989), en s'inspirant du modèle de Reese pour un sol horizontal (Reese et Sullivan, 1980). Identiquement aux schémas classiques de calcul en poussée-butée basés sur l'hypothèse d'un comportement rigide-plastique du sol, le modèle de Gabr et Borden ne tient pas compte du niveau des déplacements du pieu.

L'étude paramétrique expérimentale de ce problème, basée sur des essais en vraie grandeur, est une opération onéreuse et nécessitant des délais importants, du fait du grand nombre des paramètres à examiner.

Dans cet état des choses, les essais sur des modèles réduits centrifugés, de réalisation simple d'une part, et respectant les conditions de similitude d'autre part, sont les mieux placés pour l'analyse de ce problème.

La modélisation géotechnique en centrifugeuse a connu ces dernières années un essor mondial considérable. Notons que des recherches expérimentales récentes, entreprises par Terashi sur la centrifugeuse du PHRI (Ports and Harbours Research Institute) au Japon (Terashi *et al.*, 1991), ainsi que Mezazigh sur la centrifugeuse du LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) en France (Mezazigh et Garnier, 1994), ont porté sur des modèles de pieux élancés (D/B > 10) et souples.

L'étude présentée ci-après, comporte l'analyse du comportement d'un pieu tubulaire court (D/B = 5,5) et rigide, implanté à proximité d'un talus sableux, ayant un angle de 26,6° (soit une pente de 2/1) et une hauteur de 3 m, à partir des résultats d'essais sur modèles réduits, menés sur la centrifugeuse du LCPC.

2

Présentation des moyens d'essais

La centrifugeuse du LCPC, outil performant de recherche en géotechnique, est opérationnelle depuis 1986. Elle comporte un bras de 5,50 m, et peut embarquer un modèle de 2 tonnes de masse sous une accélération centrifuge de 100 g (Corté et Garnier, 1986; Garnier, 1990).

Le modèle de pieu est un tube en aluminium, réduit à une échelle géométrique de 1/20. Les conditions de similitude exigent que le modèle soit soumis à une accélération centrifuge de 20 g, au cours de l'essai. Les caractéristiques du pieu prototype, noté P₂, et celles de son modèle sont regroupées dans le tableau I.

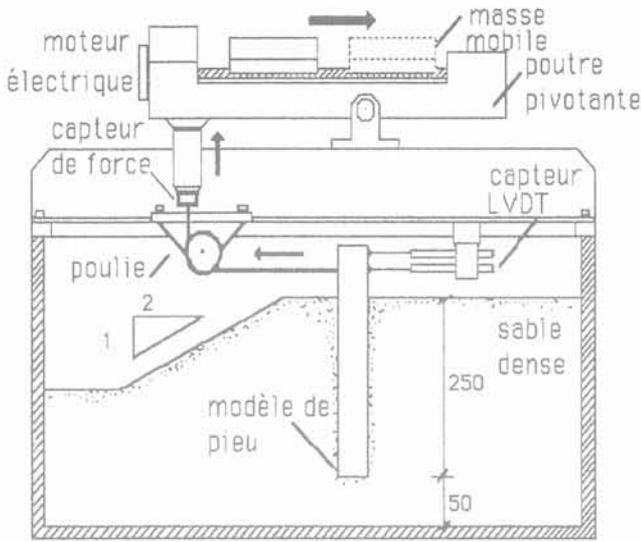


FIG. 1 Dispositif d'essai sur modèle centrifugé. View of testing arrangement.

TABLEAU I Caractéristiques du modèle et du pieu prototype.

	Modèle	Prototype
Échelle	1/20	1/1
B (mm)	45	900
D (mm)	250	5000
$E_p I_p$ (N.m ²)	4631	741.10 ⁶
e (mm)	50	1000

Trois modèles identiques ont été utilisés, dont l'un est instrumenté par 12 paires de jauges de déformation, montées en demi-pont, et régulièrement espacées le long du pieu. La surface des tubes est rendue rugueuse, par collage du sable d'essai. Les modèles sont installés dans un conteneur, et le massif de sable est construit autour, par pluvation dans l'air.

Le chargement horizontal est assuré par un dispositif de chargement, conçu au LCPC et illustré sur la figure 1.

Le sable d'essai, provenant du site du Rheu (Rennes), est propre et mal gradué ($C_u = 2$, $d_{10} = 0,3$ mm). Selon le système USCS (Unified Soil Classification System), ce sable appartient à la classe SP. Le massif construit est sec et très dense ($\gamma_d = 16,5$ kN/m³, ID = 95 %). La construction du talus se fait après le remplissage du conteneur par arasage progressif. La caractérisation du massif de sable en centrifugeuse est effectuée par le contrôle de la densité, et par des essais de pénétration statique à l'aide d'un pénétromètre miniature embarqué en centrifugeuse, permettant, outre la mesure de la résistance en pointe, d'apprécier l'homogénéité du massif.

Les modèles du pieu sont placés à différentes distances de la tête du talus dont les valeurs sont regroupées dans le tableau II. Avant la réalisation du talus, un modèle a été chargé dans le massif horizontal, correspondant ainsi à une distance infinie entre le pieu et la crête du talus. Dans ce qui suit, les résultats présentés correspondent aux grandeurs prototypes du pieu simulé.

TABLEAU II Distances relatives t/B.

t/B	0,44*	2,1*	3,1	6,55	9,3	12,6	∞^*
-----	-------	------	-----	------	-----	------	------------

* : modèle instrumenté par des jauges de déformation.

3

Comparaison des résultats d'essais sur modèles

En 1986, King et Fulthorpe ont réalisé, sur la centrifugeuse de Liverpool, une série d'essais sur des modèles d'un pieu rigide placé dans un massif de sable sec et dense compacté en couches de 30 à 40 mm d'épaisseur, par un vibreur manuel (King et Fulthorpe, 1986). L'essai sur le modèle de pieu implanté dans un sol horizontal (t/B = ∞) et celui de King et Fulthorpe simulent en fait, le même pieu prototype, à des échelles de réduction géométrique différentes. Selon la figure 2, les courbes de chargement sont en bonne concordance. L'écart léger, qui existe entre les déplacements mesurés au cours des deux expériences, peut être dû aux différences de caractéristiques géométriques des modèles, et au mode de construction du massif de sable. Une telle concordance confirme la bonne qualité des résultats expérimentaux présentés ici.

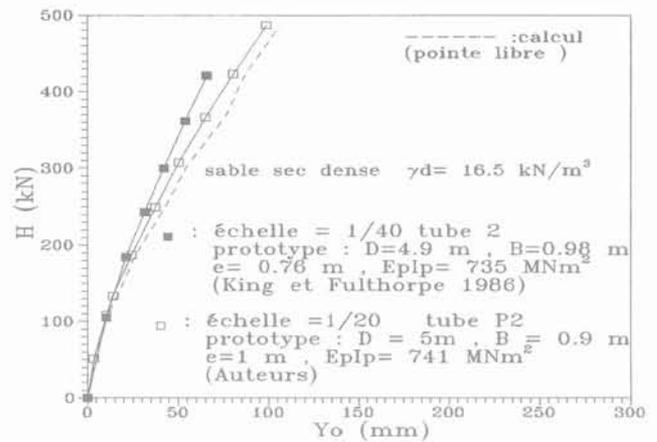


FIG. 2 Comparaison des essais sur modèles. Comparison between the model tests.

4

Effet du talus sur les moments de flexion

Comme le montre la figure 3, le moment de flexion, pour un effort donné, dépend peu de la présence du talus, notamment dans la moitié supérieure du pieu. La cote du moment maximal, par rapport au cas du sol horizontal, n'a pas changé.

L'effet du talus sur le moment maximal peut être défini par un facteur d'influence tel que :

$$IM_{\max}(t/B) = \frac{M_{\max}(t/B)}{M_{\max}(\infty)} \quad (1)$$

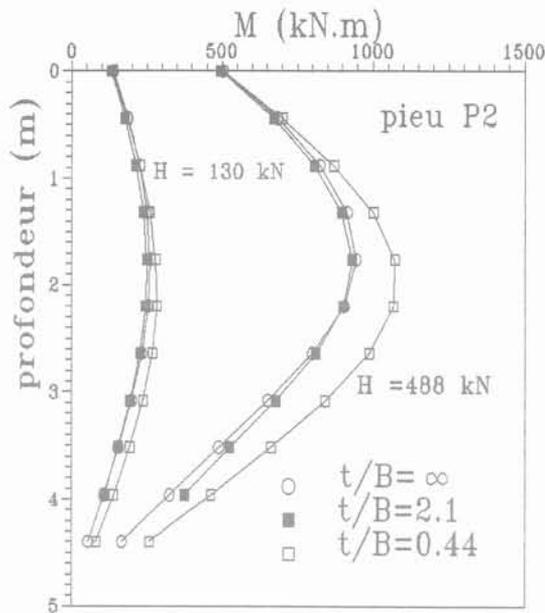


FIG. 3 Effet du talus sur les moments de flexion.
The slope effect on the bending moments.

Selon le tableau III, au-delà d'une distance de 2 diamètres, le moment maximal n'est pas influencé par la présence du talus. En tête du talus ($t/B = 0,44$), l'augmentation n'est que de 10 % environ.

TABLEAU III Valeurs du facteur d'influence I_{Mmax} .

t/B	0,44	2,1	∞
I_{Mmax}	1,08 à 1,13	1,00	1,00

5

Effet du talus sur les déplacements en tête du pieu

La figure 4 illustre concrètement l'ampleur de l'effet du talus. Par rapport à un sol horizontal, les déplacements en tête du pieu, pour $t/B = 0,44$, sous l'effort maximal en tête ont triplé.

L'effet du talus sur les déplacements en tête peut être défini par un facteur d'influence I_{YH} tel que :

$$I_{YH}(t/B) = \frac{Y_H(t/B)}{Y_H(\infty)} \quad (2)$$

D'après la figure 5, au-delà d'une distance de 6,5 diamètres, la proximité du talus cesse d'avoir un effet sur les déplacements en tête du pieu.

6

Analyse des courbes P-Y

La courbe de réaction horizontale, notée universellement P-Y, décrit la loi de comportement de l'interface sol-pieu, généralement non linéaire.

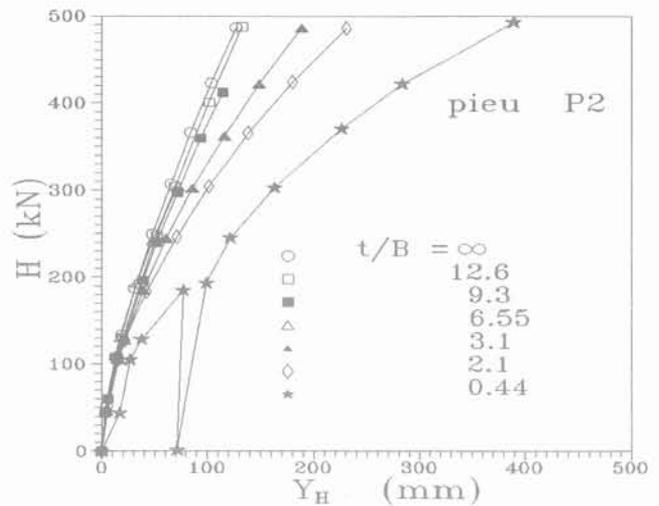


FIG. 4 Effet du talus sur les déplacements en tête.
The slope effect on the top deflections.

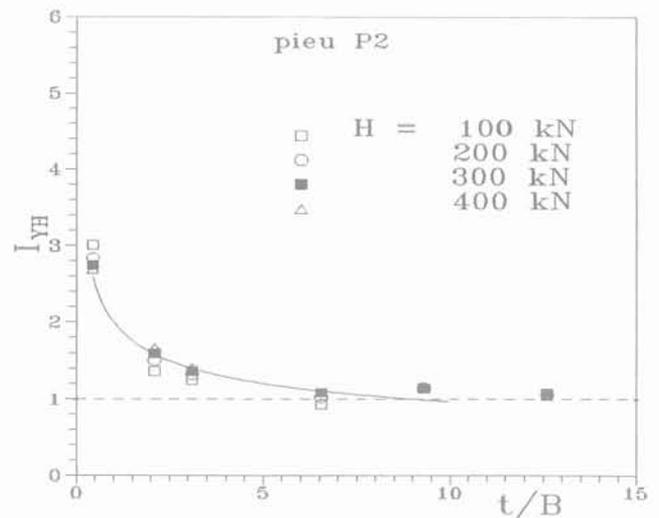


FIG. 5 Facteur d'influence sur les déplacements en tête.
The influence factor on the top deflections.

Ces dernières années, les méthodes de calcul des pieux, sur la base de la théorie du module de réaction, ont connu un développement important, ce qui a accéléré les recherches expérimentales sur les courbes de réaction.

La réaction latérale du sol, le long du pieu, est obtenue, au signe près, par double dérivation de la courbe des moments :

$$P = - \frac{d^2 M}{dZ^2} \quad (3)$$

Le déplacement latéral est obtenu par double intégration de la courbe des moments :

$$Y = \frac{1}{E_p \cdot I_p} \cdot \iint (M \cdot dZ) \cdot dZ \quad (4)$$

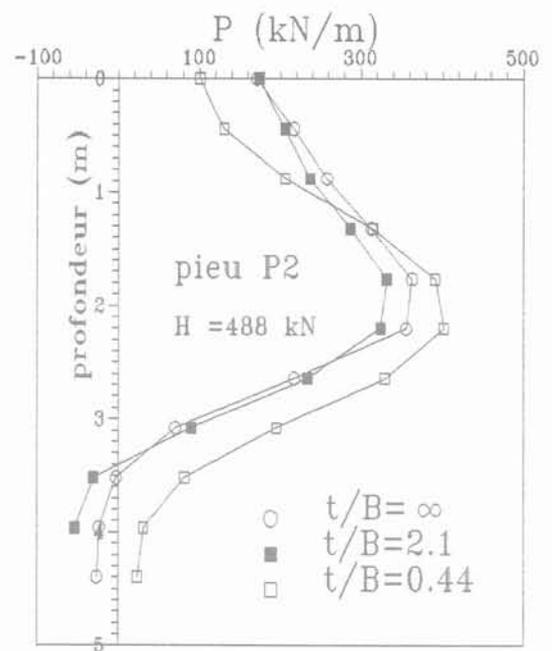
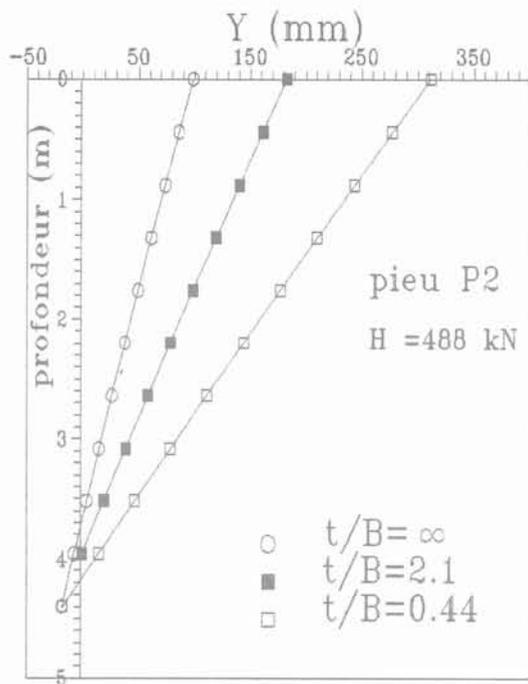


FIG. 6 Effet du talus sur les profils de déplacement et de réaction latérale.
The slope effect on the profiles of displacement and lateral reaction of soil.

La courbe des moments est ajustée par des fonctions splines quintiques paramétrées par un coefficient d'ajustement définissant le degré de fidélité de la courbe de lissage aux points à lisser. Le critère de choix de la courbe de lissage est la vérification des équations de la statique le long du pieu, à partir du profil de réaction latérale, et les efforts mesurés en tête, à 10% près (Bouafia, 1990; Bouafia et Garnier, 1991a; Bouafia, 1994). Les courbes expérimentales du moment de flexion ont été introduites dans le logiciel de lissage SLIVALIC-5 du LCPC.

La figure 6 illustre, à titre d'exemple, les profils de réaction latérale du sol, et des déplacements du pieu, pour un effort en tête de 488 kN.

Le profil de réaction latérale est caractérisé par une faible mobilisation de la contre-butée près de la pointe.

Sur la même figure, le profil de déplacement du pieu est pratiquement linéaire, typiquement d'un pieu rigide répondant au chargement horizontal par un déplacement, sa flexibilité étant relativement négligeable. La figure 6 montre, en outre, que la proximité du talus a pour effet de modifier les déplacements et la réaction du sol, tout le long du pieu.

A une profondeur donnée, le coefficient d'influence sur la réaction latérale peut être défini par :

$$I_p(t/B) = \frac{P(t/B)}{P(\infty)} \quad (5)$$

Un exemple de profil de ce facteur est celui illustré par la figure 7, correspondant au cas $t/B = 0.44$. Il dépend

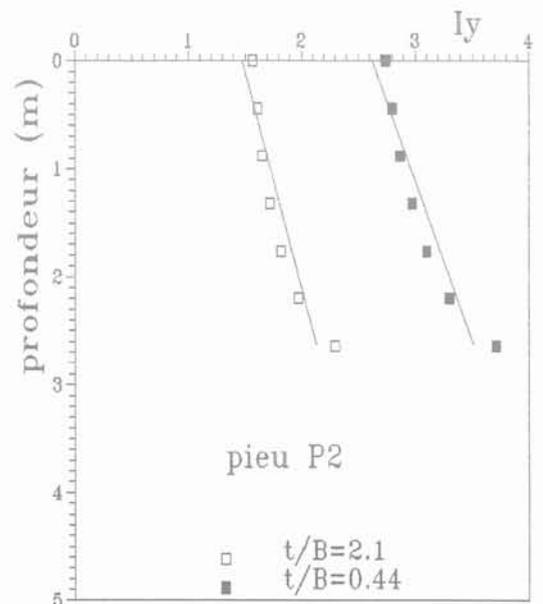
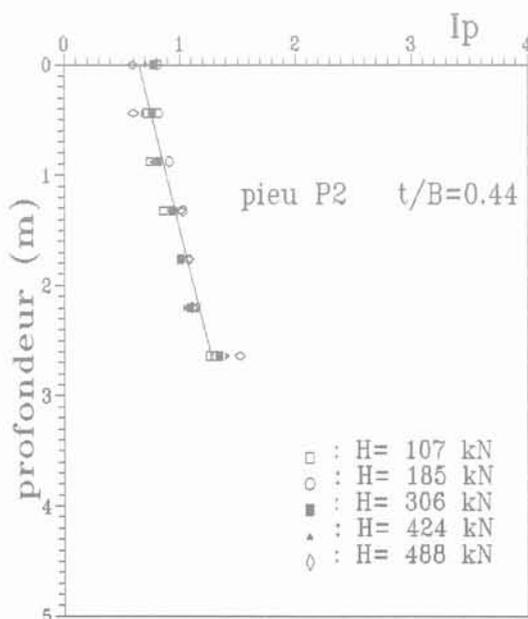


FIG. 7 Facteurs d'influence du talus sur la réaction latérale et les déplacements.
The influence factor on the lateral reaction and displacements.

peu du niveau de chargement horizontal, et varie pratiquement d'une façon linéaire avec la profondeur.

Le facteur d'influence du talus sur les déplacements latéraux du pieu est défini par :

$$I_Y(t/B) = \frac{Y(t/B)}{Y(\infty)} \quad (6)$$

Les profils de I_Y , sur la même figure, correspondant à des valeurs moyennes de ce facteur pour différents niveaux de chargement, et ont une allure pratiquement linéaire, du moins sur la première moitié du pieu. A proximité du centre de rotation, les déplacements étant faibles, les valeurs du facteur d'influence deviennent ainsi imprécises.

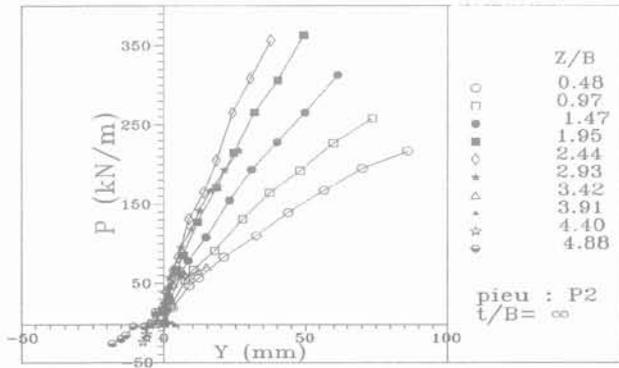


FIG. 8 Courbes P-Y du pieu P_2 dans un sol horizontal.
P-Y curves of pile P_2 in a horizontal soil.

Sur les figures 8 et 9, sont illustrées les courbes P-Y correspondant à des distances relatives t/B de 0,44 et ∞ .

Les courbes sont non linéaires, et les sections superficielles du pieu, subissant des grands déplacements, sont caractérisées par des paliers horizontaux apparaissant sur les courbes P-Y.

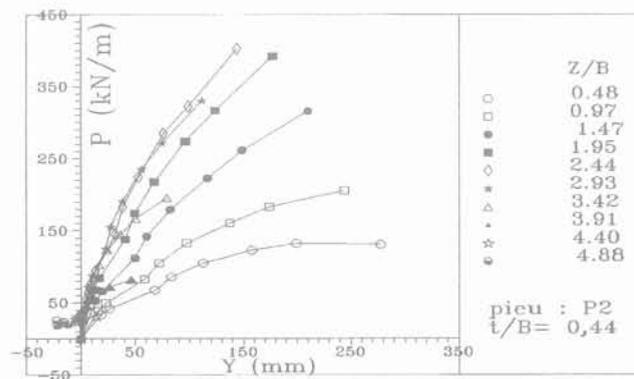


FIG. 9 Courbes P-Y du pieu P_2 pour $t/B = 0,44$.
P-Y curves of pile P_2 for $t/B = 0,44$.

Un calcul à rebours du pieu, à partir des courbes P-Y ainsi construites, a été mené à l'aide du logiciel PILATE, mis au point au LCPC, pour le calcul des pieux chargés horizontalement par la théorie du module de réaction.

Selon la figure 10, les déplacements prévus du pieu P_2 , à différentes distances de la tête du talus coïncident parfaitement avec ceux mesurés. A titre d'exemple, la

figure 11 illustre la comparaison des moments de flexion mesurés et ceux calculés dans le cas du sol horizontal, avec une bonne concordance (Bouguerra, 1991).

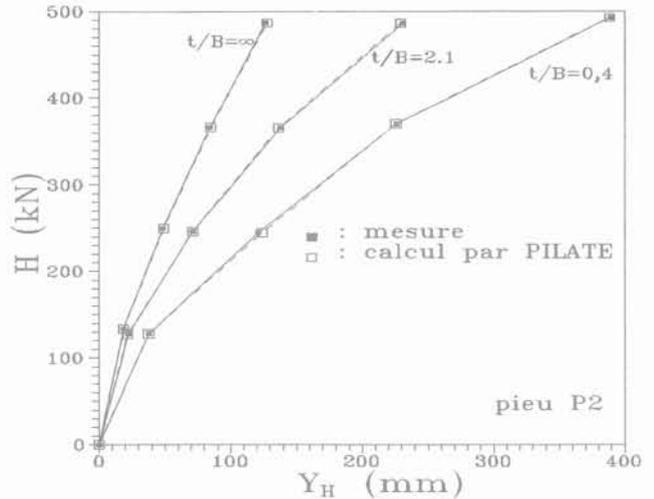


FIG. 10 Comparaison des déplacements mesurés et calculés.
Comparison between measured and predicted displacements.

Ce calcul permet ainsi, d'une part de valider la méthode de construction des courbes P-Y et, d'autre part, de montrer une bonne homogénéité entre les différentes mesures effectuées sur le modèle.

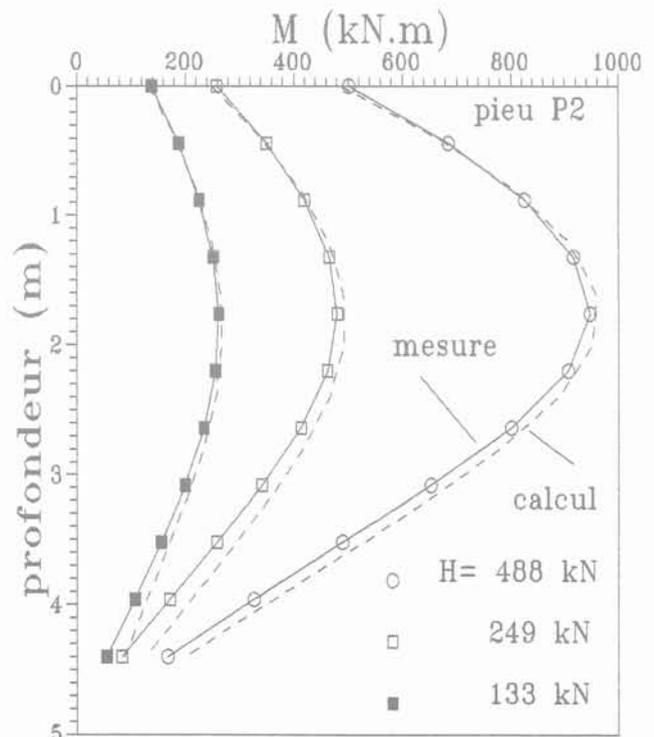


FIG. 11 Comparaison des moments mesurés et calculés.
Comparison between measured and computed bending moments.

Analyse du module de réaction latérale

Le module de réaction sécant :

$$E_s = \frac{P}{Y} \quad (7)$$

est une grandeur décrivant le comportement non linéaire de l'interface sol-pieu. D'après la figure 12, pour des efforts en tête de 130 kN et de 488 kN, les profils de ce module sont pratiquement linéaires avec la profondeur, ce qui confirme les recommandations de la littérature du pieu chargé latéralement dans un massif sableux (Bouafia, 1990 ; Bouafia et Garnier, 1991b ; Bouafia et Bouguerra, 1995).

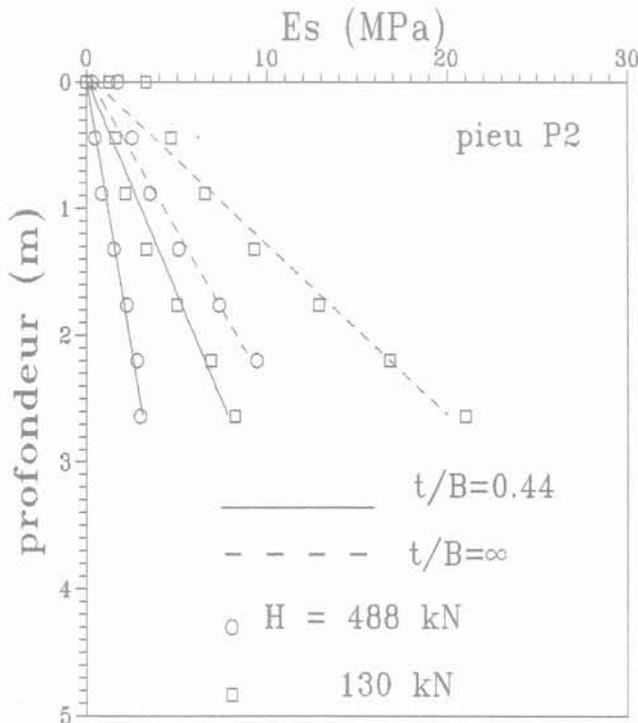


FIG. 12 Profils du module de réaction sécant.
Profiles of secant subgrade reaction modulus.

Il est intéressant de constater que la présence du talus n'a pas modifié l'allure linéaire du profil de module de réaction. Au-delà d'une profondeur de $4B$, et quelle que soit la position du pieu par rapport au talus, les déplacements ainsi que la réaction latérale du sol deviennent très faibles. Les valeurs du module de réaction seront, par conséquent, grossières. Dans ce qui suit, on limite l'analyse en deçà de cette profondeur.

En considérant un pieu court et rigide, ayant un profil de déplacements linéaires avec la profondeur, une pointe libre, et chargé horizontalement dans un massif ayant un module de réaction de la forme :

$$E_s = N_H \cdot Z \quad (8)$$

le déplacement en surface peut être calculé, à partir de l'équilibre statique du pieu, comme suit :

$$Y_0 = 18 \frac{H}{N_H \cdot D^2} + 24 \frac{H \cdot e}{N_H \cdot D^3} \quad (9)$$

L'ajustement des profils du module de réaction par des droites passant par l'origine a permis de calculer les déplacements en surface par l'expression précédente. La comparaison avec les déplacements mesurés sur la figure 2 montre une très bonne concordance. Le module sécant, issu des courbes P-Y, permet ainsi de décrire correctement le comportement du pieu.

Le module tangent à l'origine de la courbe, représentant la raideur horizontale initiale du sol, a été obtenu en effectuant une interpolation quadratique du tronçon initial de la courbe P-Y (Bouafia, 1990 ; Bouafia et Garnier, 1991b), et illustré sur la figure 13. Ces profils ont une allure sensiblement linéaire et se prêtent bien à un ajustement par une droite passant par l'origine. Les valeurs de la pente du profil de module de réaction tangent, pour différentes positions du pieu par rapport à la crête du talus, sont regroupées dans le tableau IV.

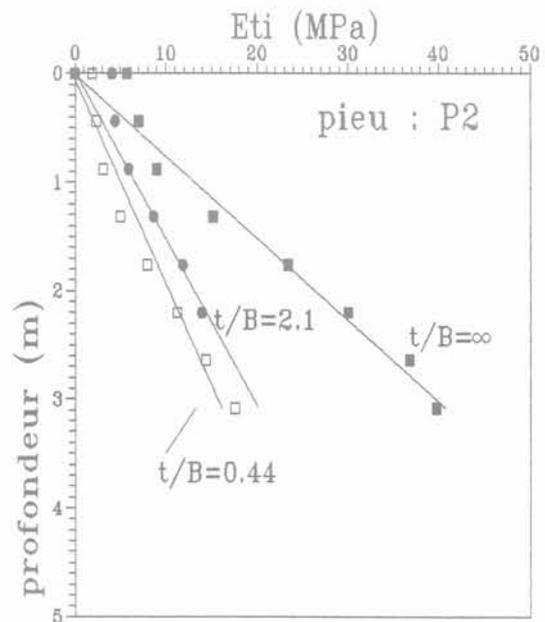


FIG. 13 Effet du talus sur le module de réaction tangent.
The slope effect on the tangent subgrade reaction modulus.

TABEAU IV Valeurs de a et de I_E .

t/B	0,44	2,10	e
a (MPa/m)	5,40	6,50	13,30
I_E	0,40	0,50	1,00

L'influence de la proximité du talus sur le module de réaction initial, peut être définie par le facteur :

$$I_E(t/B) = \frac{E_{ti}(t/B)}{E_{ti}(\infty)} \quad (10)$$

Les valeurs du tableau IV, montrent qu'en tête du talus, le module tangent diminue environ de la moitié par rapport au cas du sol horizontal.

Il est remarquable, d'après l'allure linéaire des profils illustrés sur la figure 13, que dans le cas d'un pieu court et rigide, l'influence de la proximité du talus sur le

module de réaction initial est la même pour toutes les profondeurs.

Les valeurs obtenues du module tangent du sol horizontal ont été comparées aux recommandations de la théorie pressiométrique de Ménard (Baguelin *et al.*, 1978), en se basant sur la corrélation classique pour le sable (Van Wambecke et d'Hemricourt, 1982):

$$\frac{E_M}{q_0} = 1 \text{ à } 1,5 \quad (11)$$

La résistance en pointe a été mesurée par un mini-pénétrömètre statique de 12 mm de diamètre, au cours de la centrifugation du modèle.

Selon les recommandations de l'Institut japonais des recherches portuaires PHRI, la loi de réaction latérale est formulée comme suit (Kubo, 1965 ; PHRI, 1980) :

$$P = K_s \cdot B \cdot Z \cdot Y^{1/2} \quad (12)$$

En se basant sur cette expression, Terashi a proposé des valeurs au paramètre K_s en fonction du diamètre du pieu, à partir des résultats d'essais sur modèles centrifugés dans le sable (Terashi *et al.*, 1989). Comme pour les essais présentés ici, le massif de sol a été construit par pluviométrie du sable dans l'air. Un bon accord est visible sur la figure 14 entre le module de réaction tangent expérimental et celui recommandé par Ménard. On peut constater une certaine coïncidence avec le module de réaction recommandé par Terashi, notamment pour les faibles profondeurs.

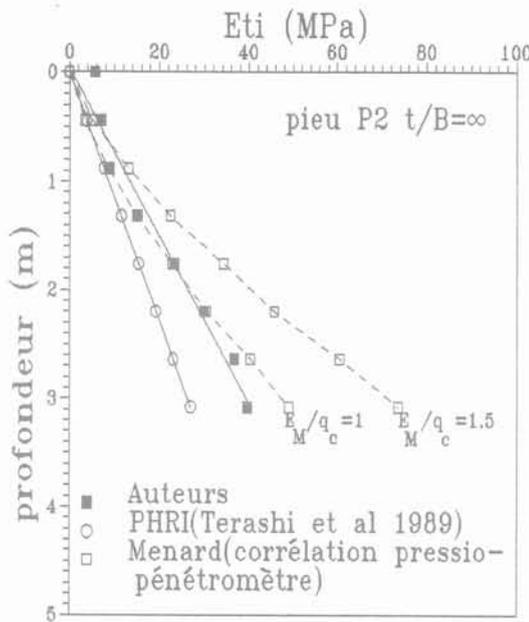


FIG. 14 Comparaison des profils du module tangent initial. Comparison between profiles of initial tangent modulus.

penne, en effectuant une modification des courbes P-Y du même pieu dans un sol horizontal. Les paramètres de modification dépendent évidemment des caractéristiques du système pieu/sol. De ce fait, il est précoce de recommander, dans cette étude, des valeurs à ces paramètres. Seule l'analyse d'autres géométries du système sol/pieu peut confirmer une telle méthode d'analyse.

Deux procédures simplifiées de correction sont proposées.

• Procédure 1 : correction de la courbe P-Y par affinité

On se propose de construire la courbe P-Y du pieu près du talus, en effectuant une affinité de l'axe des déplacements par le facteur I_Y , et celui de la réaction du sol par I_P (Fig. 15). Ces facteurs dépendent évidemment de t/B et de la profondeur. On suppose que :

- en deçà du pied du talus, I_Y et I_P augmentent linéairement avec la distance t ;
- au-delà du pied du talus, la courbe P-Y du sol horizontal est conservée, quelle que soit la distance t .

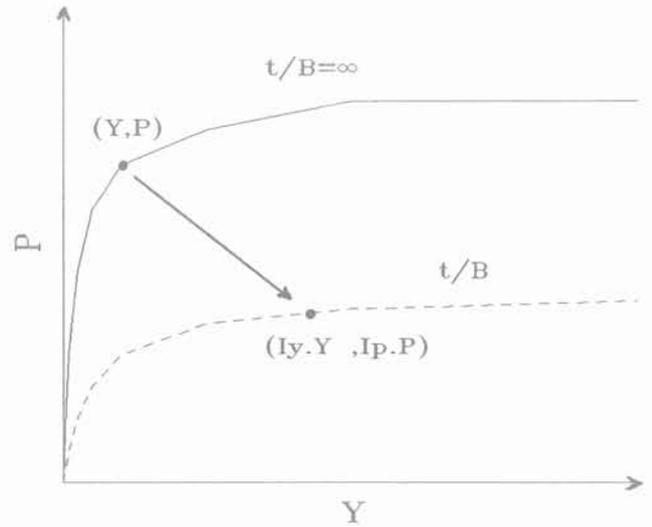


FIG. 15 Modification de la courbe P-Y par affinité. Modification of P-Y curve by affinity.

• Procédure 2 : correction de la courbe P-Y par homothétie

On s'intéresse à un facteur d'homothétie η , pour un déplacement horizontal donné, tel que :

$$\eta = \frac{P(Y, Z, t/B)}{P(Y, Z, \infty)} \quad (13)$$

Il est évident que ce facteur est limité pour les petits déplacements par I_E , et pour les grands déplacements par I_P :

$$I_E < \eta < I_P \quad (14)$$

Ainsi, comme le montre la figure 16, la courbe P-Y du sol horizontal sera corrigée pour les petits déplacements en diminuant le module tangent initial par I_E , et pour les grands déplacements en multipliant la réaction ultime du sol par I_P .

On suppose que :

- en deçà du pied du talus, I_E et I_P augmentent linéairement avec la distance t ;
- au-delà du pied du talus, la courbe P-Y du sol horizontal est conservée, quelle que soit la distance t .

Modifications de la courbe P-Y par l'effet du talus

Dans ce qui suit, on montre qu'il est possible de prévoir correctement le comportement du pieu près d'une

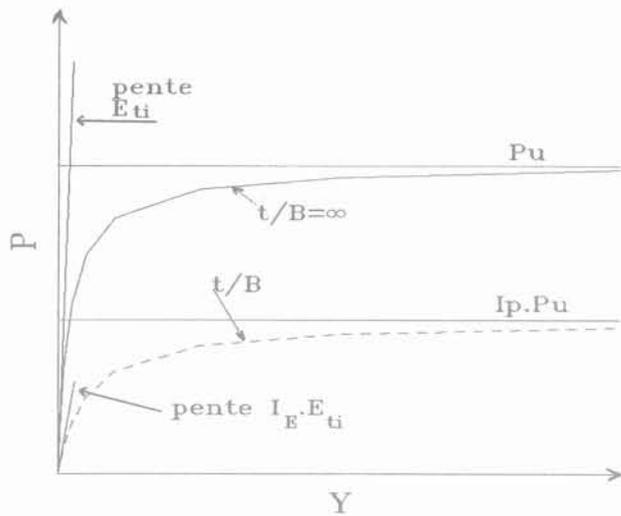


FIG. 16 Modification de la courbe P-Y par homothétie.
Modification of P-Y curve by homothety.

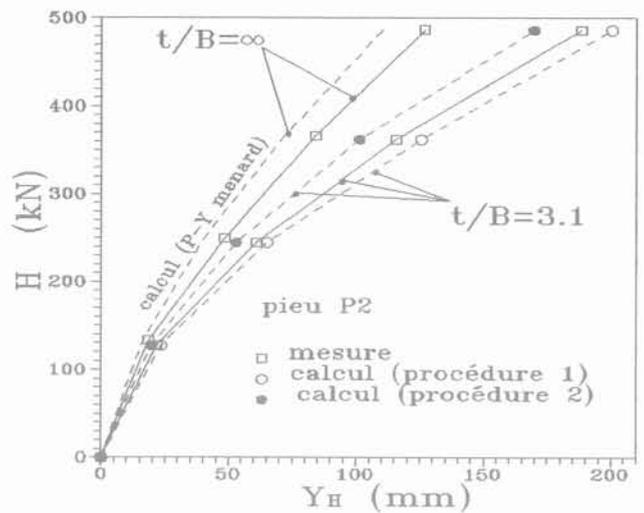


FIG. 17 Comparaison des déplacements mesurés et calculés.
Comparison between measured and predicted displacements.

9

Prévision du comportement du pieu à proximité du talus

Les procédures proposées sont à valider, en effectuant une prévision du comportement du pieu P_2 , implanté à 3,1 diamètres de la tête du talus, l'outil de calcul étant le logiciel PILATE. Pour chaque procédure, la courbe P-Y du pieu P_2 dans un sol horizontal est corrigée et introduite dans le code de calcul.

• Procédure 1

Sur la figure 17, on remarque une bonne concordance entre les déplacements mesurés et ceux calculés à partir des courbes P-Y expérimentales ainsi corrigées.

• Procédure 2

Cette procédure est appliquée à la courbe P-Y proposée par Ménéard. Cette dernière est trilineaire, formée initialement d'une droite dont la pente est proportionnelle au module pressiométrique. Pour les grands déplacements, la courbe comporte un palier de réaction latérale ultime égale à la pression limite p_l , mesurée au pressiomètre, multipliée par le diamètre B du pieu. En rentrant la corrélation suivante (Van Wambeke et d'Hemricourt, 1982):

$$\frac{q_c}{p_l} = 7 \quad (15)$$

les courbes P-Y pressiométriques peuvent être construites.

Au préalable, un calcul du pieu dans un sol horizontal (Fig. 17) a été effectué à partir de ces courbes. Comme le montre la figure 17, les courbes P-Y pressiométriques ne permettent pas de prévoir correctement les grands déplacements du pieu. Cette constatation rejoint celles d'autres auteurs ayant effectué un calcul similaire, confronté aux résultats d'essais sur des pieux en vraie grandeur (Baguelin et Jézéquel, 1972 ; Frank, 1984 ; Baguelin *et al.*, 1990).

Par la suite, la courbe P-Y a été corrigée et introduite dans PILATE. Selon la figure 17, la comparaison des déplacements mesurés et prévus montre une bonne concordance pour les faibles niveaux de chargement.

10

Conclusion

La modélisation en centrifugeuse du comportement d'un pieu court et rigide, instrumenté par des jauges de déformation a permis d'étudier l'effet de la proximité d'un talus sableux dense de 3 m de hauteur et d'une pente de 2/1 sur les déplacements et le moment fléchissant du pieu.

La distance limite, au-delà de laquelle les déplacements en tête ne sont plus influencés par la présence du talus est de 6,5 diamètres, pour le système sol-pieu étudié.

Le moment fléchissant est peu sensible à la proximité du talus, avec une augmentation au plus de 16 % du moment maximal.

Il est possible de décrire correctement le comportement du pieu près d'une pente en effectuant une correction adéquate de la courbe P-Y du même pieu implanté dans un sol sans pente.

La généralisation d'une telle méthode d'étude de l'effet du talus à partir des courbes P-Y nécessitera le recours à des études paramétriques expérimentales, afin de conclure sur sa validité.

Remerciements

Les auteurs sont reconnaissants à l'équipe de la section Mécanique des sols et Centrifugeuse du LCPC, centre de Nantes, pour leur précieuse aide au cours de la préparation et l'exécution des essais en centrifugeuse.

- Baguelin F., Jézéquel J.-F. – Étude expérimentale du comportement des pieux sollicités latéralement. *Annales de l'ITBTP*, n° 297, 1972, p.155-201.
- Baguelin F. *et al.* – The pressuremeter and foundation engineering. Series on rock and soil mechanics, Transtech Publications, 1978.
- Baguelin F., *et al.* – The Menard pressuremeter test and the behaviour of laterally loaded piles in sands. 3rd International Symposium on Pressuremeters, Oxford, 2-6 April 1990.
- Borden R.H., Gabr M.A. – LTBASE : Lateral pier analysis including base and slope effect. Research report n° FHWA/NC/86-001, Centre for Transportation Engineering Studies, North Carolina, 1987.
- Bouafia A. – Modélisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse. Thèse de doctorat en génie civil soutenue le 20 décembre 1990, à l'École nationale supérieure de mécanique de Nantes, France, 1990.
- Bouafia A., Garnier J. – Comportement d'un pieu isolé chargé latéralement dans le sable. Colloque international Fondations profondes, Paris, 19-21 mars 1991, 1991a.
- Bouafia A., Garnier J. – Experimental study of P-Y curves for piles in sand. Proceedings of the 2nd International Conference Centrifuge 91, Boulder Colorado, 13-14 June 1991, 1991b, p. 261-268.
- Bouafia A. – Étude expérimentale du chargement latéral cyclique répété des pieux isolés dans le sable en centrifugeuse. *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol. 31, n° 5, 1994, p. 740-748.
- Bouafia A., Bouguerra A. – Modélisation en centrifugeuse du comportement d'un pieu flexible chargé horizontalement à proximité d'un talus, *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol. 32, avril 1995.
- Bouguerra A. – Effet de la proximité d'une pente sur la résistance latérale d'un pieu. Mémoire du Diplôme d'études approfondies, soutenu le 12 juillet 1991 à l'ENSM de Nantes, France, 1991.
- Corté J.-F., Garnier J. | Une centrifugeuse pour la recherche en géotechnique. *Bulletin de Liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 146, nov-déc 1986.
- Frank R. – Études théoriques des fondations profondes et d'essais en place par autoforage dans les LPC et résultats pratiques. Rapport de recherche du LCPC n° 128, juin 1984.
- Gabr M., Borden R.H. – Lateral response of piers in sloping soil profiles. Proceedings of the 12th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Rio de Janeiro, vol. 2, 1989, p. 1197-1199.
- Garnier J. – La centrifugeuse du LCPC : un nouveau moyen d'essais en macrogravité. Colloque international ASTELAB 90, Paris, 11-15 juin 1990, p. 417-422.
- King C., Fulthorpe J. – Centrifuge model tests on laterally loaded single piles. Proceedings of the IIIrd Indian Conference on Ocean Engineering, IIT Bombay, 1986.
- Kubo K. – Experimental study of the behaviour of laterally loaded piles. Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, vol. 2, 1965, p. 275-279.
- Mezazigh S., Garnier J. – Laterally loaded piles: effect of the slope and density of the soil mass on the P-Y reaction curves. Proceedings of the 3rd international Conference Centrifuge 94, Singapore, 1994.
- PHRI – Technical standards for ports and harbours facilities in Japan, 1980, p. 128-133.
- Poulos H.G. – Behaviour of laterally loaded piles near cut or slope, *Australian Geomechanics Journal*, vol. G6, n° 1, 1976.
- Reese L.C., Sullivan W.R. – Documentation of Computer program COM-624, Parts I and II. Department of Civil Engineering, the University of Texas at Austin, August 1980.
- Terashi M., *et al.* – Centrifuge modeling of a laterally loaded pile. Proceedings of the 12th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Rio de Janeiro vol. 1, p. 991-994.
- Terashi M., *et al.* – Lateral resistance of a long pile near the slope. Proceedings of the 2nd international conference Centrifuge 91, Boulder, Colorado, 13-14 June 1991, p. 245-252.
- Van Wambeke et d'Hemricourt – Correlation between the results of static or dynamic probing and pressuremeter tests. Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration testing, Amsterdam, 1982.

Simulation numérique du creusement d'une galerie dans un massif argileux gonflant

J.-C. ROBINET
S. TACHERIFET

Euro-Géomat Consulting
51, route d'Olivet
45100 Orléans
Tél. : 38.66.22.20
Fax : 38.66.24.70

*Centre de Recherche
sur la Matière divisée,
Groupe Géomatériaux,
CNRS-ESEM*
rue Léonard-de-Vinci
45072 Orléans cedex 2
Tél. : 38.51.78.79
Fax : 38.63.37.96

Résumé

L'article présente une modélisation du comportement mécanique des argiles gonflantes saturées. Cette modélisation est associée à un modèle de comportement qui tient compte du gonflement élastoplastique de l'argile, en utilisant deux surfaces de charges, et sans couplage avec le fluide interstitiel. Le modèle permet de décrire les chemins contrainte-déformation du matériau à l'état normalement consolidé et surconsolidé. Le calcul est effectué à long terme par la prise en compte des caractéristiques drainées du matériau. Ainsi les chemins de décharge dans le massif, provoqués par l'excavation, sont décrits en contrainte totale.

La modélisation est validée dans un premier temps par des essais de laboratoire, odométrique et triaxial réalisés sur la bentonite et sur l'argile de Boom. La comparaison des résultats mesurés et des résultats calculés montre que l'ensemble des phénomènes sont décrits.

La modélisation est appliquée ensuite à la simulation du creusement d'une galerie circulaire réalisée dans une argile gonflante peu perméable. On montre que la décompression du massif suite à l'excavation se traduit par une plastification du massif proche de la paroi et par une chute des contraintes dans la zone plastique. Cette diminution de contraintes entraîne une forte convergence de la galerie qui atteint quelques centimètres en paroi. Les résultats numériques sont comparés avec les solutions analytiques proposées par Rousset (1988), et montrent que le modèle développé interprète de façon satisfaisante le comportement de la galerie après la décharge.

Numerical simulation of excavation of gallery in expansive clay

Abstract

The paper presents a modelling of mechanical behaviour of saturated expansive clays. This modelling is based on behaviour model including elastoplastic swelling of clay by using two plastic mechanisms. The study was carried out without association of interstitial fluid. The calculation was performed in drained conditions. The unloading paths in rock mass induced by the excavation was expressed in term of total stress.

The modelling is fitted first on laboratory tests performed on bentonite and Boom clay, the comparison between plotted and measured results shows that all the phenomena are described. Then the modelling was applied to simulate the excavation of gallery realised in expansive, impermeable clayey mass (Boom clay). We show that the decompression after excavation induces a plastification around the underground and a decrease of stresses in plastic zone. This decrease of stresses provoke the high convergence of gallery. The numerical results were compared with analytical solution proposed by Rousset (1988) and show that the modelling interpret correctly the mechanical behaviour of tunnel.

NOTATIONS

n	: exposant du module élastique
a_i	: rayon de la surface de charge F
a_0	: rayon initial de la surface de charge F
λ_2	: pente élastoplastique de la décharge oedométrique
κ	: pente élastique de la décharge oedométrique
P_{c0}	: pression de consolidation initiale
$(P_c)_{ref}$: pression de consolidation de référence
$(P_c)_{dech}$: pression de consolidation de décharge
P_c	: pression de consolidation correspondant à l'état actuel des contraintes
α	: paramètre de la relation non linéaire entre dq et dp
M	: pente d'état critique
E	: module d'Young
ν	: coefficient de Poisson
K	: module volumique élastique
G	: module de cisaillement
β_1	: module de compressibilité plastique à l'état normalement consolidé
β_2	: module de compressibilité plastique à l'état surconsolidé
β_d	: module de compressibilité plastique en décharge
β_r	: module de compressibilité plastique en recharge
P_i, q_i	: contraintes initiales en décharge
α_p, α_q	: coordonnées du centre de la surface F
p	: pression moyenne effective
q	: déviateur de contrainte
$d\epsilon_v^p$: incrément de déformation volumique plastique
$d\epsilon_q^p$: incrément de déformation déviatoire plastique
$d\epsilon^{tot}$: incrément de déformation totale
F	: surface de charge de gonflement
f	: surface de charge de Cam-Clay
flim	: tolérance sur la surface limite
Toler	: tolérance sur le résidu des forces mécaniques
γ_w	: poids volumique de l'eau
γ_h	: poids volumique humide
σ_x	: contrainte horizontale
σ_y	: contrainte verticale
σ_{xy}	: contrainte tangentielle
σ_z	: contrainte axiale
K_0	: coefficient de poussée des terres au repos
u_0	: pression interstitielle initiale
σ_n	: contrainte normale
σ'_n	: contrainte normale effective
σ_{n_x}	: composante horizontale de la contrainte normale
σ_{n_y}	: composante verticale de la contrainte normale

NOTATIONS

β	: angle d'inclinaison de la facette par rapport à l'horizontale
u_x	: déplacement horizontal
u_y	: déplacement vertical
U _i	: convergence
f_i	: vecteur forces volumiques
T_i	: vecteur forces de surface
σ_{ij}	: tenseur des contraintes
ϵ_{ij}	: tenseur des déformations
u_i	: vecteur des déplacements
C_{ijkl}	: matrice d'élasticité
$\Delta\sigma_{ij}^0$: tenseur de correction des contraintes
K	: matrice de rigidité globale
Δu	: vecteur des déplacements nodaux
ΔF	: vecteur des forces extérieures

1

Introduction

La décharge mécanique d'un sol argileux gonflant saturé, lors de la réalisation des fondations de bâtiments, des tunnels ou des fouilles est à l'origine de nombreux désordres dans les structures de Génie civil dus à un gonflement important. Ce gonflement du sol engendre des soulèvements de bâtiments (David *et al.*, 1980) et donne naissance à des efforts parasites, qui provoquent des frottements négatifs dans les pieux (Mohan et Chandra, 1961; Prakash *et al.*, 1987; Sorochan; 1989), des cisaillements aux points de liaison des radiers et des semelles filantes, et un accroissement des poussées sur le soutènement des galeries.

Ainsi depuis plusieurs années, les constructeurs ont mis en œuvre des techniques de construction pour limiter les causes de gonflement (Chen, 1988; Mouroux *et al.*, 1988).

Les études entreprises dans ce domaine se limitent bien souvent à l'étude du phénomène en laboratoire, à travers des essais de gonflement oedométrique Didier et Soyez (1987). Par ailleurs, les calculs analytiques élastiques de gonflement par l'utilisation des paramètres déterminés au laboratoire sous-estiment les déplacements réels de l'ouvrage. L'absence de modèles rhéologiques prenant en compte le gonflement ne permet pas de quantifier correctement ces déplacements dans les argiles gonflantes.

La réalisation d'essais de laboratoire sur le comportement des argiles gonflantes, par exemple l'argile de Boom et la smectite montre que ces argiles présentent des caractéristiques spécifiques, en particulier une augmentation de la pente de décharge avec la pression de consolidation, et des déformations volumiques plastiques sous un cycle de décharge-recharge (Baldi *et al.*, 1990).

Habituellement dans les argiles, les déformations plastiques provoquées par la consolidation sont décrites par la plasticité. En revanche, les déformations de gonflement liées aux contraintes de répulsion lors

de la décharge mécanique sont souvent traduites par l'élasticité et ne tient pas compte des déformations plastiques de gonflement. La seule connaissance de la pression de gonflement n'est pas suffisante, et ces déformations plastiques nécessitent le développement d'un modèle de comportement approprié.

Ainsi un modèle élastoplastique a été développé pour décrire le comportement des argiles gonflantes (Robinet et Pakzad, 1994), que nous avons introduit dans un code de calcul par éléments finis. Ce modèle élastoplastique comporte deux mécanismes plastiques :

- le premier mécanisme, associé à un écrouissage isotrope est représenté par le modèle Cam-Clay pour décrire le comportement normalement consolidé (phase de chargement) ;

- le deuxième mécanisme à plasticité non associative, à écrouissage combiné isotrope et cinématique, permet de décrire le gonflement élastoplastique en décharge (état surconsolidé).

La modélisation numérique de l'excavation d'une galerie creusée à une grande profondeur dans un massif argileux gonflant a été effectuée avec ce modèle, dans le cadre d'une thèse de doctorat (Tacherifet, 1995).

Après une analyse physique du gonflement dans les argiles saturées, une brève description du modèle élastoplastique prenant en compte le gonflement en décharge dans les argiles sera présentée. Le calage du modèle a été réalisé sur des essais homogènes (essais triaxiaux sur l'argile de Boom (Baldi *et al.*, 1990), essai cyclique odométrique sur une bentonite MX-80 (Börjesson *et al.*, 1993)). La validation de la modélisation (problème aux limites) a été étudiée à travers des essais de laboratoire. Le premier calcul concerne un essai odométrique en décharge. Le deuxième calcul traite de la simulation d'un essai cyclique triaxial. Enfin la modélisation est appliquée à la simulation de l'excavation d'une galerie profonde construite dans l'argile de Boom. Les résultats sont comparés d'une part aux solutions analytiques proposées par Rousset (1988) et, d'autre part, aux résultats de calcul obtenus avec le modèle Cam-Clay.

2

Analyse du gonflement dans les argiles

Le phénomène de gonflement qui apparaît lors de la décharge mécanique d'un échantillon d'argile saturée est la superposition :

- d'un gonflement cristallin qui concerne les interactions à courte distance, ce mécanisme est commun à toutes les argiles. Il désigne les phénomènes mis en jeu lors de l'hydratation du minéral sec. Il est dû à la fixation des molécules d'eau dans les espaces interlamellaires qui se structurent en couches successives ;

- d'un gonflement osmotique qui concerne des interactions électrostatiques entre les doubles couches ayant lieu pour des dimensions d'espaces poreux plus grandes. Ce deuxième mécanisme est lié à la présence de cations chargés qui se fixent sur les feuillets. Les substitutions ioniques confèrent au feuillet argileux une charge négative, qui est compensée par des cations situés en surface. En présence d'eau, ces cations ont tendance à diffuser vers la solution sous l'effet d'un gradient de concentration en cations, entre les surfaces

des feuillets argileux et le reste de la solution en générant une pression osmotique. Israelachvili (1985), Van Damme *et al.* (1987). Ainsi Lambe (1958) propose d'expliquer le gonflement par l'intermédiaire de la théorie de la double couche diffuse.

De manière générale le gonflement des sols argileux est observé dans deux cas :

- i)* par décompression d'un sol saturé et *ii)* par sorption d'un sol à l'état sec alimenté en eau. Nous nous limitons ici à l'étude des phénomènes de gonflement lorsque le sol gonflant saturé est soumis à une décharge mécanique. En résumé, pour que le phénomène de gonflement dans une argile saturée se produise, les deux conditions suivantes sont nécessaires :
 - présence de minéraux argileux gonflants tels que la smectite et la montmorillonite ;
 - décharge mécanique (état surconsolidé).

Pour décrire le comportement contrainte-déformation dans les argiles gonflantes, Mitchell (1976) et Sridharan (1990) ont étendu le concept des contraintes effectives, en écrivant que la contrainte totale appliquée est la contribution : des contraintes de contact, des pressions interstitielles, et des contraintes d'attraction et de répulsion. Ils proposent la relation suivante :

$$\sigma = \sigma_c + u_w + \sigma_{R-A}$$

Nous avons étudié, à partir des essais cycliques odométriques, le gonflement de quatre types d'argiles (argile du Bassin parisien, kaolinite, argile de Boom et smectite). Nous avons réalisé une série d'essais odométriques pour déterminer les caractéristiques mécaniques de ces argiles (Fig. 1). L'analyse des résultats de ces essais montre que :

- les pentes de consolidation à l'état normalement consolidé sont identiques pour les différents matériaux ;
- les pentes de décharge sont plus fortes pour les argiles de type Boom et smectite ;
- les boucles d'hystérésis après une décharge à 5 MPa sont plus aplaties pour la kaolinite et l'argile du Bassin parisien.

Par conséquent, les argiles de type kaolinite et du Bassin parisien peuvent être classées comme des argiles non gonflantes, par contre la smectite et l'argile de Boom seront classées comme des argiles gonflantes.

Pour les argiles non gonflantes la décharge mécanique de l'échantillon saturé entraîne la diminution des contraintes de contact et une faible augmentation de volume. En revanche, pour les argiles gonflantes, la diminution de la contrainte mécanique entraîne une augmentation de la distance moyenne entre les feuillets (du fait de la pression osmotique). En effet, les charges électriques à la surface des feuillets donnent naissance à des forces de répulsion non équilibrées par la force extérieure, qui sont à l'origine de déformations macroscopiques du matériau. Les déformations continuent à se développer jusqu'à ce qu'un nouvel état d'équilibre soit atteint.

3

Formulation du modèle

Le modèle élastoplastique pour les argiles gonflantes (Robinet *et al.*, 1994 ; Pakzad, 1995) peut être décrit de façon simple, il est composé de :

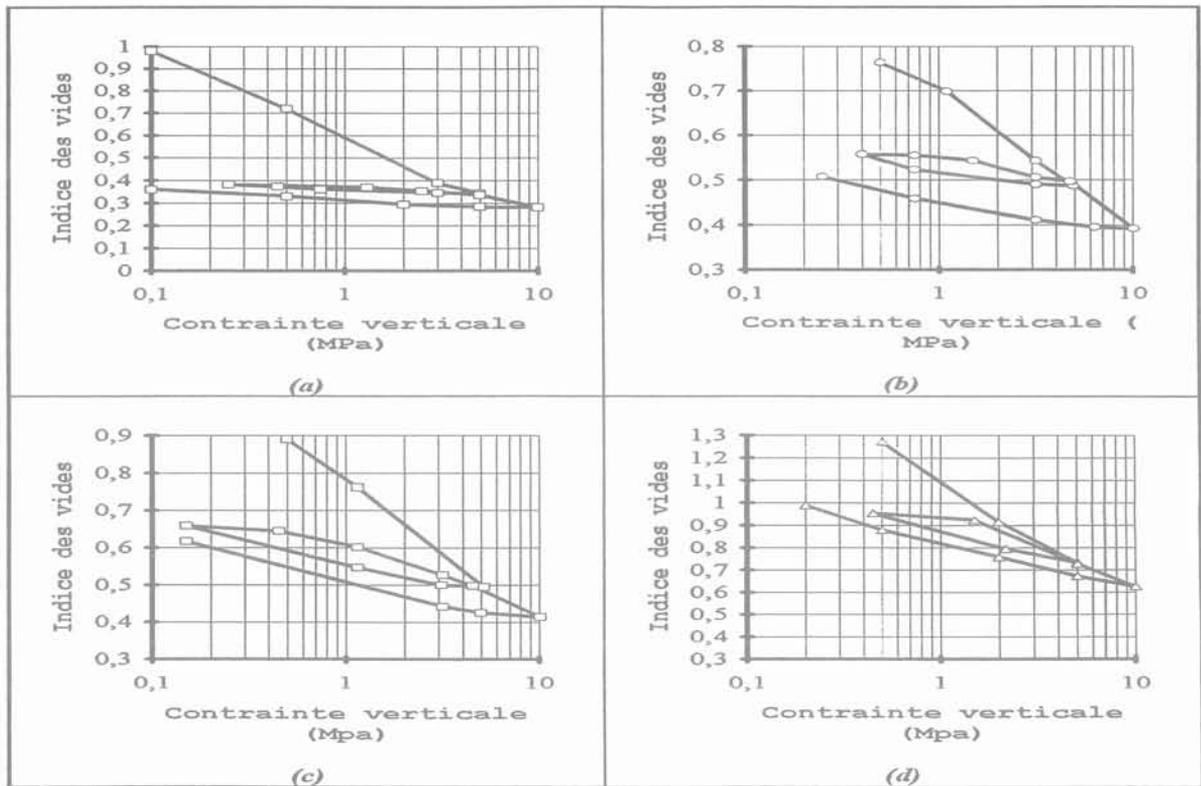


FIG. 1 Essais odométriques cycliques sur des argiles remaniées saturées (Tacherifet, 1995). « Comparaison du comportement entre argiles gonflantes et non gonflantes ». (a) Argile du Bassin parisien. (b) Kaolinite. (c) Argile de Boom. (d) Argile foca. Cyclic oedometer tests on remoulded saturated clays (Tacherifet, 1995). « Comparison of behaviour between swelling and unswelling clays. (a) Bassin parisien clay (b) Kaolinite. (c) Boom clay. (d) Foca clay.

– deux surfaces de charge, l’une de Cam-Clay et l’autre de gonflement; elles sont définies en fonction des paramètres d’état critique et d’état limite ($M, \beta_1, \beta_2, P_{c0}, \alpha_p, \alpha_q, a_v, (p_c)_{ref}$);

– la surface de charge de gonflement associé à un écoulement plastique (loi non associée).

La formulation complète du modèle est décrite dans l’annexe I.

• Simulation des essais homogènes

La simulation numérique de l’essai odométrique cyclique, réalisé par Börgesson *et al.* (1993) sur la ben-

tonite MX-80, est réalisée en utilisant les paramètres rhéologiques suivants :

$(p_c)_{ref} = 10 \text{ MPa}$; $n = 1$; $a_0 = 0,35 \text{ MPa}$; $p_{c0} = 14,6 \text{ MPa}$
 $\beta_1 = 10$; $M = 1$; $E_0 = 100 \text{ MPa}$; $\nu = 0,35$

Les figures 2a et 2b représentent les contraintes calculées et celles mesurées dans le plan ($e - \log \sigma$). La comparaison des résultats montre que le processus de décharge recharge est assez bien simulé par le modèle de gonflement. Par ailleurs le calcul montre une faible hystérésis pour la contrainte horizontale ($e - \log \sigma_x$) et une hystérésis assez large pour la contrainte verticale ($e - \log \sigma_y$).

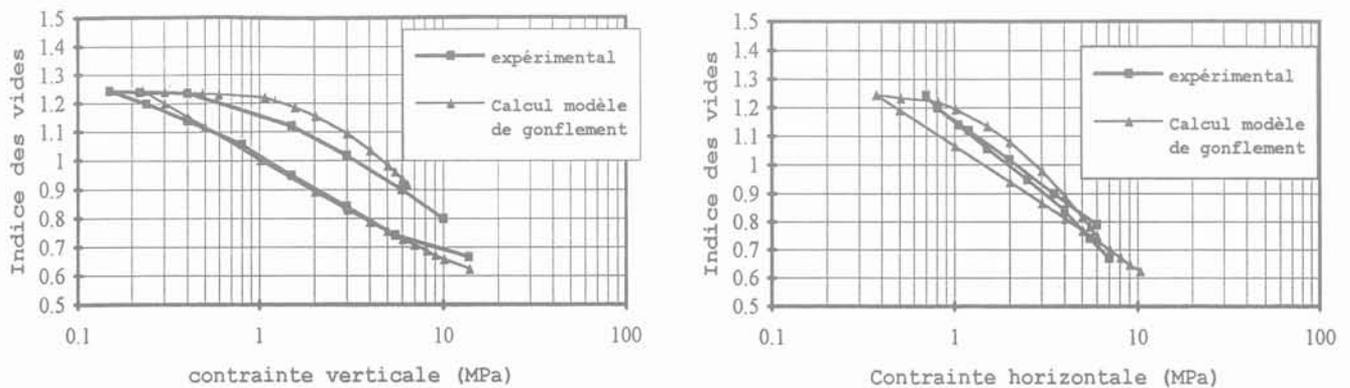


FIG. 2 Simulation de l’essai odométrique cyclique sur la bentonite MX-80. (a) Contrainte verticale σ_y ; (b) Contrainte horizontale σ_x . Simulation of cyclic oedometer test on bentonite MX-80. (a) Vertical stress σ_y , (b) Horizontal stress σ_x .

Intégration du modèle dans le code éléments finis

Le modèle de comportement présenté précédemment est introduit dans un code de calcul par éléments finis, afin de simuler le comportement des ouvrages, lors de la décharge mécanique (tel que les fondations, les barrières ouvragées et les galeries souterraines). La formulation variationnelle du problème, puis sa discrétisation conduit à un système non linéaire avec comme inconnues les déplacements aux nœuds (Annexe II).

• Résolution numérique du problème

L'algorithme numérique utilisé pour résoudre ce problème d'élastoplasticité est basé sur la méthode des forces résiduelles (méthode de la rigidité initiale). Cette dernière consiste à n'effectuer le calcul de la matrice de rigidité qu'à la première itération du premier incrément de chargement. La solution est obtenue par une succession de résolution de système linéaire, en vérifiant les conditions de plasticité pour chaque incrément de chargement, et en évaluant pour chaque itération de calcul un résidu mécanique. La solution est supposée atteinte, dès que ce résidu est inférieur à une tolérance fixée.

Validation de la modélisation

Compte tenu des difficultés numériques rencontrées pour introduire le modèle rhéologique, nous avons procédé à la validation de la modélisation en plusieurs étapes.

Dans une première étape nous avons essayé de reproduire des chemins de décharge et de recharge homogènes : oedométrique et triaxiaux. Ceci nous a permis de mieux contrôler le bon déroulement des différentes opérations effectuées dans le programme, à savoir : la résolution du système, le calcul des déformations et des contraintes par retour sur la surface limite, et la compensation des résidus. La deuxième étape de la validation concerne la simulation du creusement de galeries dans un massif argileux gonflant. Cette étape a permis de vérifier, d'une part, le bon déroulement des calculs élastoplastiques pour chaque point qui présente un chemin de décharge particulier et, d'autre part, le fonctionnement du schéma numérique de résolution.

Simulation d'un essai de gonflement oedométrique

Dans le cas de la simulation du creusement d'une galerie souterraine, de nombreux éléments se trouvent dans la configuration d'une décharge oedométrique. Ce dernier chemin présente donc un intérêt particulier dans une démarche de validation. L'utilisation des modèles classiques ne donne pas une bonne représentation du comportement. En effet, la simulation de la décharge oedométrique avec le modèle Cam-Clay par exemple, conduit à un chemin élastique linéaire avec une pente faible, qui se situe loin du chemin expérimental et les déformations sont sous-estimées.

L'essai oedométrique, réalisé sur un échantillon de bentonite MX-80 (Börgesson, 1993) de 5 cm de diamètre et 2 cm de hauteur, est modélisé par un maillage constitué de 9 éléments en utilisant les conditions aux limites suivantes : déplacements à la base de l'échantillon et sur les côtés latéraux sont nuls (Fig. 3). Le module d'Young est considéré variable, compte tenu de la variation de la pression moyenne lors de la décharge. La matrice de rigidité de la structure est recalculée à chaque incrément de déchargement. Le calcul est effectué en utilisant les paramètres mécaniques suivants :

• contraintes initiales

$$\sigma_x = 7 \text{ MPa}; \sigma_y = 14 \text{ MPa}; K_0 = 0,5$$

• indice des vides initial

$$e_0 = 0,67$$

• paramètres rhéologiques

$$(p_c)_{\text{ref}} = 10 \text{ MPa}; n = 1; a_0 = 0,35 \text{ MPa}; p_{c0} = 8,23 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 10; M = 1; E_0 = 100 \text{ MPa}; \nu = 0,35$$

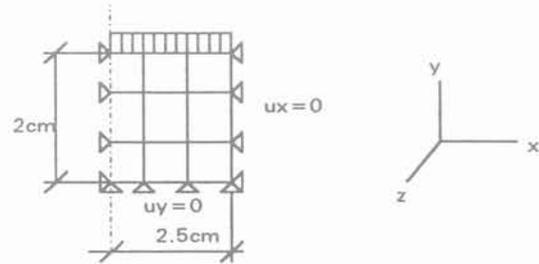


FIG. 3 Maillage et conditions aux limites utilisées pour la simulation d'un essai de décharge oedométrique.

Mesh and boundary conditions used for simulation of unloading oedometer test.

La décharge s'effectue dans le sens vertical par application de 28 incréments ($d\sigma_v = 0,5 \text{ MPa}$). La figure 4 montre schématiquement l'évolution de la surface de charge de gonflement pendant la décharge dans un essai oedométrique. La figure 5 présente les résultats de la simulation dans le plan ($e - \log \sigma$). La comparaison des résultats calculés et des résultats mesurés montre que le processus de décharge est globalement bien simulé pour des contraintes fortes ($\sigma_y > 1 \text{ MPa}$).

En revanche, le calcul surestime légèrement les déformations totales dans le domaine des faibles contraintes ($\sigma_y > 0,6 \text{ MPa}$). Le gonflement de l'échantillon à la fin de la décharge atteint 0,7 cm (pour une hauteur initiale de l'échantillon de 2 cm) sous une contrainte finale de 0,3 MPa.

Simulation d'un essai triaxial

On simule dans ce deuxième exemple un essai triaxial cyclique légèrement surconsolidé réalisé sur l'argile de Boom (Baldi et al., 1990).

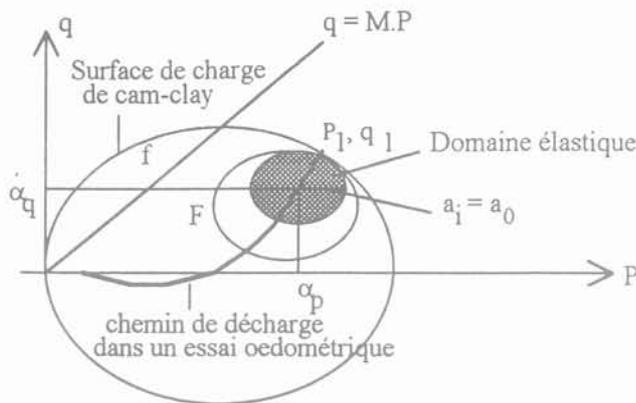


FIG. 4 Schématisation de l'évolution de la surface de charge du modèle de gonflement en décharge oedométrique. Schematic evolution of yield surface « F » of swelling model during unloading in oedometer test.

Etant donné la symétrie du problème, uniquement le quart de l'échantillon a été étudié. Un maillage de 9 éléments et de 16 nœuds est utilisé pour modéliser un échantillon de 6,5 cm de diamètre et 6,5 cm de hauteur (Fig. 6).

• Contraintes initiales

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = 4 \text{ MPa}$$

• Paramètres rhéologiques

$$p_{c0} = 6 \text{ MPa}; a_0 = 0,6 \text{ MPa}; E_0 = 500 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 18; (p_{c,ref}) = 10 \text{ MPa}; \nu = 0,35$$

$$M = 0,83; n = 1$$

La figure 7 présente les résultats de la simulation. La comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats prédits par le calcul montre que l'ensemble des phénomènes sont décrits, en particulier les déformations volumiques de dilatance en décharge, et les déformations volumiques de contractance en recharge à l'état surconsolidé. La boucle d'hystérésis est assez bien modélisée. Celle-ci devient plus large lorsque la contrainte de décharge augmente.

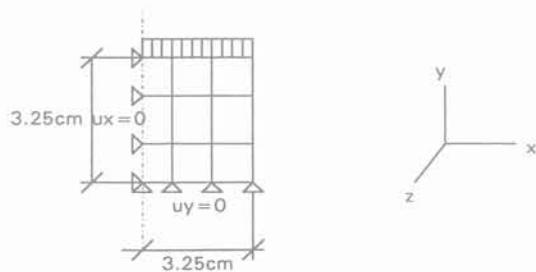


FIG. 6 Maillage de l'échantillon et conditions aux limites. Mesh and boundary conditions of sample.

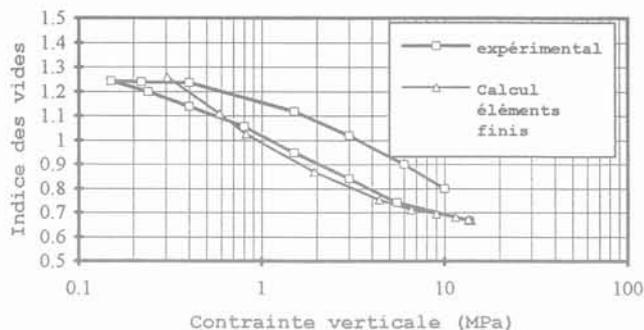


FIG. 5 Simulation numérique d'un essai de décharge oedométrique réalisé sur la bentonite MX-80, calcul avec le code Géoméca. Numerical simulation of unloading oedometer test on bentonite MX-80 calculation with Géoméca code.

5.3

Simulation du creusement d'une galerie circulaire dans un massif argileux

La galerie circulaire d'un diamètre de 6 m est creusée à 250 m de profondeur dans l'argile de Boom. La modélisation numérique traite en déformations planes une section verticale du massif. Le domaine modélisé possède un axe de symétrie oy, de ce fait la moitié de la galerie est étudiée. Les conditions aux limites de la structure sont: déplacements horizontaux nuls au niveau de l'axe de la galerie en raison de la symétrie, déplacements horizontaux et verticaux nuls aux limites du maillage (points qui se trouvent suffisamment loin de l'excavation). La structure est constituée de 72 éléments isoparamétriques à quatre nœuds Q4. Le maillage avec les conditions aux limites est représenté sur la figure 8. L'excavation est modélisée par une décharge incrémentale jusqu'à l'obtention d'une contrainte normale nulle sur les parois.

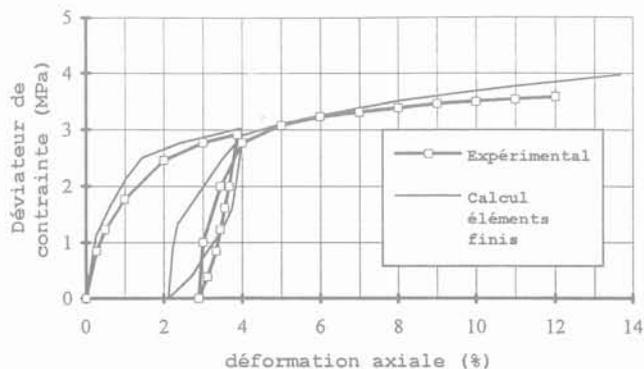


FIG. 7 Simulation numérique de l'essai triaxial cyclique drainé « argile de Boom normalement consolidée ». OCR = 1,5, contrainte de confinement = 4 MPa; calcul avec le code Géoméca. Numerical simulation of cyclic drained triaxial test « Boom clay, normally consolidated » OCR = 1.5; confinement pressure = 4 MPa, calculation with Géoméca code.

Le contour circulaire est modélisé par un ensemble de facettes inclinées chacune d'un angle β par rapport à l'horizontale.

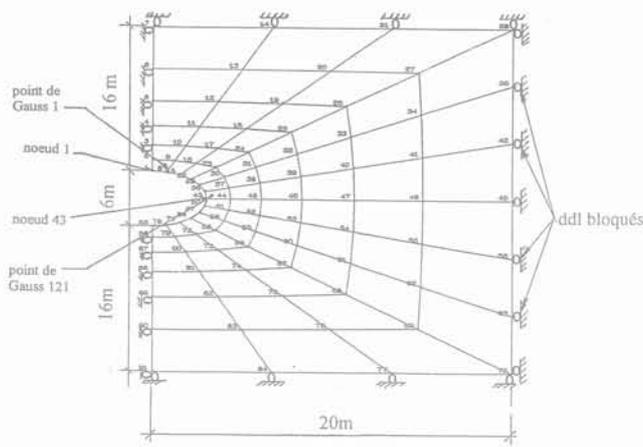


FIG. 8 Maillage et conditions aux limites d'une galerie circulaire.
Mesh and boundary conditions of circular gallery.

Le vecteur contrainte normale qui s'exerce sur une facette inclinée d'un angle β est donnée par :

$$\sigma_n = \sigma'_n + u_0$$

avec :

$$u_0 = \gamma_w \cdot z = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_Y = 4,98 \text{ MPa} ; \sigma_X = 4,48 \text{ MPa} ; K_0 = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_y} = 0,8$$

où :

σ'_v est la contrainte effective verticale ;

K_0 est le coefficient de poussée des terres au repos ;

β est l'angle d'inclinaison de la facette.

Les valeurs des contraintes horizontale et verticale *in situ*, qui s'exercent à 250 m de profondeur pour deux poids volumiques, sont données dans le tableau I.

TABLEAU I Valeurs des contraintes *in situ* pour deux densités différentes.

Profondeur (m)	Contrainte verticale effective (MPa) $\sigma'_v = \gamma' \cdot z$	Contrainte horizontale effective (MPa) $\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$	Contrainte verticale totale (MPa) $\sigma_v = \sigma'_v + u_0$	Contrainte horizontale totale (MPa) $\sigma_h = \sigma'_h + u_0$
$z = 250 \text{ m}$ $\gamma_b = 19,91 \text{ kN/m}^3$ $K_0 = 0,8$	2,48	1,98	4,98	4,48
250 m $\gamma_h = 20,17 \text{ kN/m}^3$ $K_0 = 0,7$	2,54	1,78	5,04	4,28

TABLEAU II Composantes horizontales et verticales des contraintes de traction à appliquer sur les parois de la galerie.

	$\beta = 7,49$	$\beta = 22,50$	$\beta = 37,53$	$\beta = 52,47$	$\beta = 67,49$	$\beta = 82,51$
σ_n (MPa)	4,97	4,90	4,79	4,66	4,55	4,49
σ_{nx} (MPa)	0,65	1,88	2,92	3,70	4,20	4,45
σ_{ny} (MPa)	4,93	4,53	3,80	2,84	1,74	0,58

Les composantes horizontales et verticales des contraintes totales à appliquer sur le contour correspondant aux différentes facettes sont résumées dans le tableau II ($\sigma_{nx} = \sigma_n \cdot \sin(\beta)$; $\sigma_{ny} = \sigma_n \cdot \cos(\beta)$).

Le problème ainsi posé concerne le calcul des contraintes et des déplacements au sein du massif ayant un comportement élastoplastique, suite à l'application de ces contraintes de déconfinement sur les facettes. Les modélisations numériques ont été conduites avec le modèle de Cam-Clay et le modèle de gonflement. Les résultats sont comparés à des solutions analytiques dans le cas d'un massif élastique et élastoplastique (critère de Mohr-Coulomb).

5.3.1

Caractéristiques mécaniques du calcul

• Contraintes initiales

$$u_0 = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_Y = 4,98 \text{ MPa} ; \sigma_X = 4,48 \text{ MPa} ; K_0 = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_y} = 0,8$$

Paramètres rhéologiques

$$(p_c)_{ref} = 10 \text{ MPa} ; a_0 = 0,3 \text{ MPa} ; p_{c0} = 5 \text{ MPa} ; \beta_1 = 18 ;$$

$$M = 0,86 ; E_0 = 500 \text{ MPa} ; \nu = 0,35.$$

• Tolérances

– sur la surface limite : $flim = 0,01$

– sur le résidu : : 0,05.

5.3.2

Analyse des résultats de la simulation numérique

a) Contraintes dans le massif

L'excavation de la galerie engendre une chute des contraintes radiales et des contraintes axiales dans la zone plastique qui se développe autour de l'excavation. Une augmentation des contraintes orthoradiales, tant que le massif reste élastique, permet de supporter la

TABEAU III Contraintes finales en parois de la galerie, en clef de voûte (élément 1) et en piedroit (élément 31).

	σ_x [MPa]	Élément 1 σ_y [MPa]	σ_z [MPa]	σ_x [MPa]	Élément 31 σ_y [MPa]	σ_z [MPa]
Cam-Clay	3,21	1,04	2,66	0,82	3,09	2,54
Modèle de gonflement	3,25	1,09	2,26	0,86	3,16	2,17

décompression des contraintes radiales agissant loin du massif (« effet de voûte »), qui diminuent lorsque le massif commence à se plastifier.

Les deux modèles (Cam-Clay et le modèle de gonflement) font apparaître une chute des contraintes dans la zone plastique à proximité de la paroi ; ces contraintes augmentent au fur et à mesure que l'on s'éloigne de celle-ci (zones moins perturbées par l'excavation). L'allure des courbes d'évolution des contraintes en fonction des incréments de décharge est pratiquement la même pour les deux modélisations. On présente uniquement les résultats du calcul avec le modèle de gonflement (Fig. 9a et 9b). Les contraintes finales obtenues avec les deux modélisations en clef de voûte et en piedroit sont données dans le tableau III.

Les chemins de contraintes locaux Q-P, obtenus par les deux modélisations, sont quasiment identiques pour le point de Gauss 121 (Fig. 8). En revanche, ils présentent une légère différence pour le point 1 avec des valeurs de déviateurs plus faibles pour le modèle de gonflement (Fig. 10a et 10b). La rupture du matériau est obtenue après une diminution de la pression moyenne et une augmentation du déviateur de contrainte.

Dans la modélisation du creusement d'une galerie circulaire, les résultats obtenus montrent que la diffé-

rence entre les contraintes finales calculées avec les deux modèles (Cam-Clay et le modèle de gonflement) n'est pas très significative. Par conséquent, l'utilisation d'un modèle simple suffit pour évaluer les contraintes dues au creusement d'une galerie. En revanche, lors d'une décharge unidirectionnelle (cas des fouilles et des fondations), le calcul effectué avec les deux modèles montre un écart de 3 cm au niveau des déplacements en paroi, et un écart de 0,4 MPa entre les contraintes. Pour de telles configurations, l'utilisation d'un modèle intégrant le phénomène de gonflement devient nécessaire pour dimensionner ce type d'ouvrages.

b) Déplacements dans le massif

On compare sur les figures 11a et 11b la convergence des nœuds 1 et 43 (nœuds représentés sur la figure 8). On remarque que la convergence prédite par le modèle de gonflement est supérieure à celle du modèle Cam-Clay. Les déplacements et les convergences finals de ces nœuds sont donnés dans le tableau IV.

La figure 12 donne l'évolution des déplacements obtenus suivant l'axe vertical avec les méthodes analytiques et numériques. Le calcul élastique sous-estime les déplacements : en effet le déplacement maximal

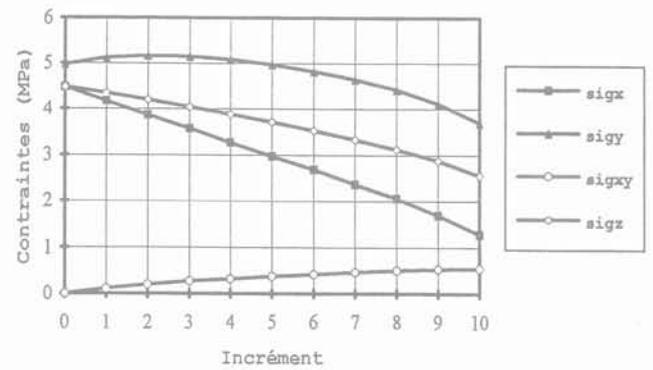
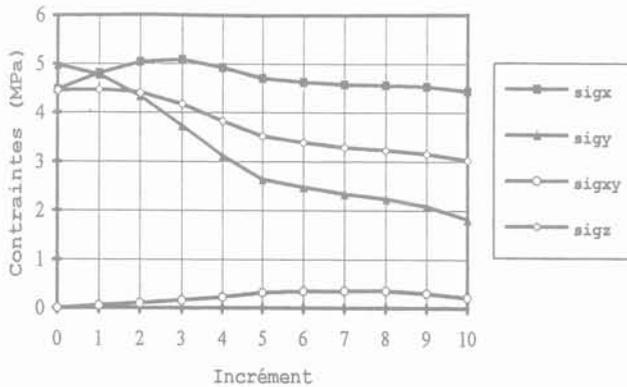


FIG. 9 Évolution des chemins de contraintes dans le massif pendant la décharge (a) Point 1. (b) Point 121. Evolution of stress paths in rock mass during unloading. (a) Point 1. (b) Point 121.

TABEAU IV Déplacements et convergences finals obtenus avec les deux modèles.

	Nœud 1		Nœud 43	
	Déplacement U_y (cm)	Convergence U_i (%)	Déplacement U_x (cm)	Convergence U_i (%)
Cam-Clay	8,01	2,67	7,81	2,60
Modèle de gonflement	9,50	3,17	8,28	2,76

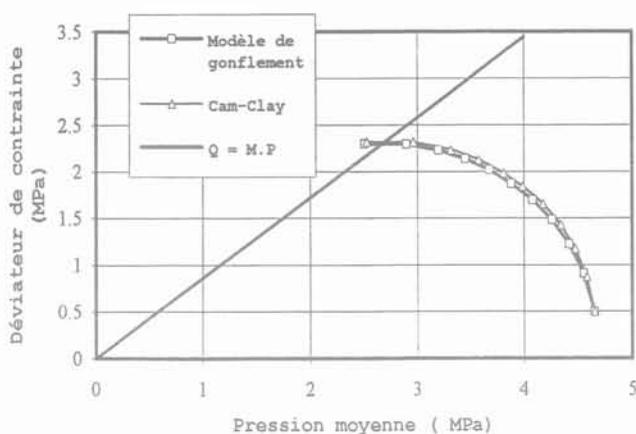
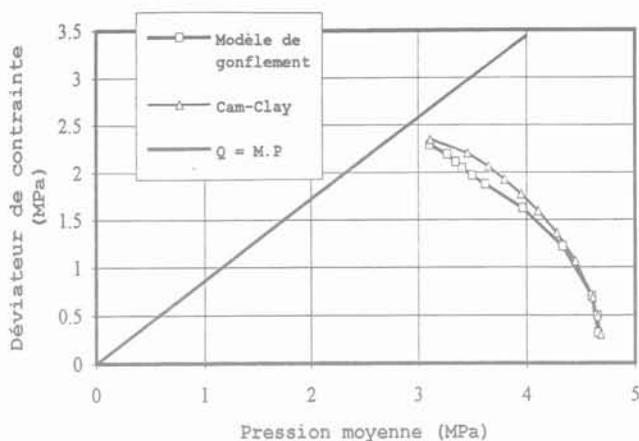


FIG. 10 Évolution des chemins de contraintes locales pendant la décharge – comparaison des deux modélisations. (a) Point 1. (b) Point 121.

Evolution of local stress paths during unloading – comparison between modelling. (a) Point 1. (b) Point 121.

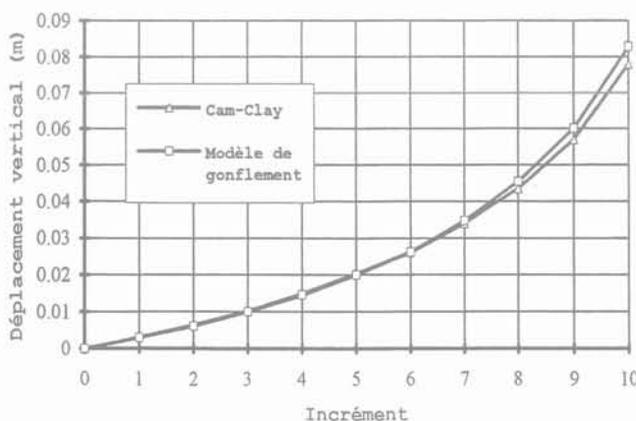
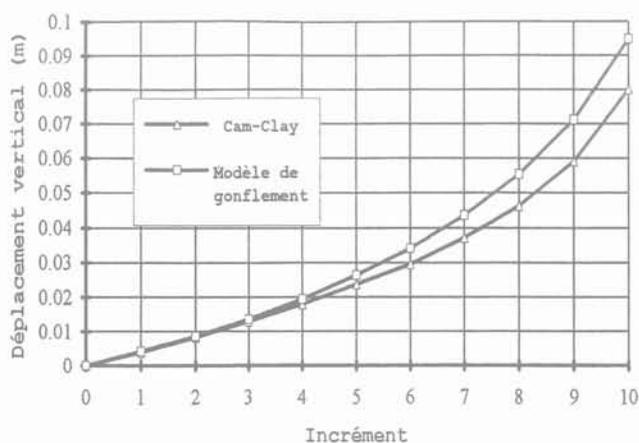


FIG. 11 Évolution des déplacements au cours de la décharge – comparaison des deux modélisations. (a) Nœud 1. (b) Nœud 43.

Evolution of displacements during unloading – comparison between modelling. (a) Node 1. (b) Node 43.

obtenu en paroi est de 4 cm. Les résultats du critère de Mohr-Coulomb montrent que des déplacements importants ont lieu au niveau de la zone plastique proche de la paroi, pour ensuite diminuer brusquement dans la zone élastique, le déplacement maximal est de 6,7 cm. L'utilisation des modèles numériques avec écoulement conduit à une convergence plus forte (Tableau IV) et plus régulière, ce qui est plus représentatif du comportement réel du massif pendant la décharge.

La convergence de la galerie ainsi que les zones entrées en plasticité obtenues avec les deux modélisations numériques sont représentées sur les (Fig. 13a et 13b) et montrent que la déformée de la galerie reste circulaire. La convergence et l'étendue de la zone plastique sont plus importants dans le cas du modèle de gonflement (car le nombre de points de Gauss entrés en plasticité est plus élevé).

6

Conclusion

La modélisation du comportement à long terme d'un ouvrage souterrain installé dans une argile gon-

flante a été illustrée à travers un modèle élastoplastique couvrant seulement les aspects contraintes et déformations sans couplage avec le fluide interstitiel. Le modèle élastoplastique utilisé est à deux mécanismes plastiques, dont l'un est associé aux contraintes de contact

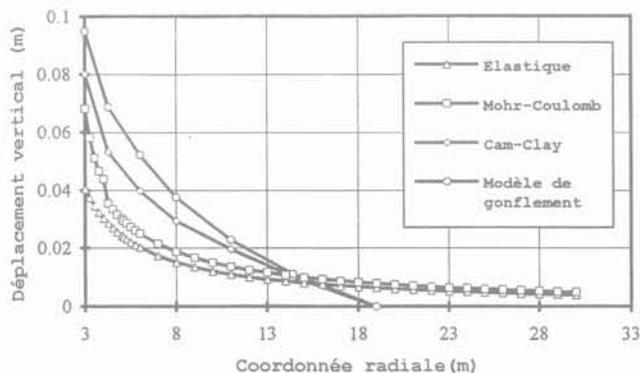


FIG. 12 Déplacements suivant l'axe vertical prédit par les différentes approches analytiques et numériques.

Displacements along the vertical axis predicted by several approaches, analytical and numerical.

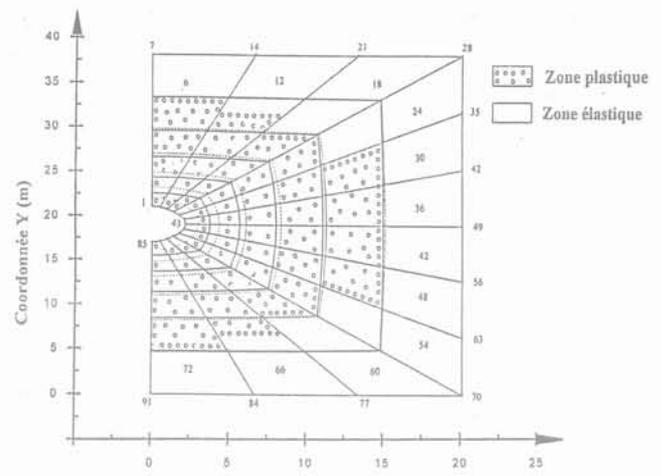
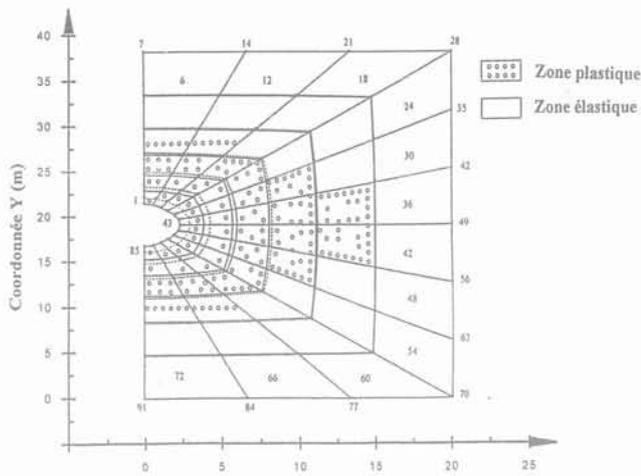


FIG. 13 Déformée de la galerie et étendue des zones plastiques obtenues au dixième incrément.
 (a) Calcul avec le modèle Cam-Clay. (b) Calcul avec le modèle de gonflement.
 Deformation of gallery and plastic zone extension obtained after the tenth increment.
 (a) Calculation with Cam-Clay model.
 (b) Calculation with swelling model.

par la surface de charge « f »; le second mécanisme traduit les contraintes de répulsion par la surface de charge « F ». Ce modèle permet de tenir compte du gonflement élastoplastique observé en décharge sur des argiles saturées gonflantes. Le modèle comporte huit paramètres et a été introduit dans un code de calcul par éléments finis. La validation du code a été réalisée sur des essais homogènes de laboratoire (essais odométriques et triaxiaux), et montre que le comportement est correctement traduit par cette modélisation.

L'application du modèle à la simulation du creusement d'une galerie circulaire installée dans l'argile de Boom (gonflante) a permis de retenir les constatations suivantes :

- les résultats du calcul montrent une faible ovalisation de la section de la galerie (le déplacement en clef de voûte est légèrement supérieur à celui en piedroit);
- la convergence maximale de la galerie obtenue par le calcul est observée en clef de voûte, et elle est de l'ordre

de 2,67 % pour le modèle Cam-Clay et de 3,17 % pour le modèle de gonflement. Ces convergences sont comparables à celles obtenues par un calcul similaire avec un modèle élasto-visco-plastique effectué par Rousset (1988), qui donne une convergence à la paroi de la galerie avant la pose du soutènement de 3,49 %;

- les valeurs de contraintes finales sont bien plus faibles que celles attendues dans une situation géostatique. La valeur de la contrainte verticale est comprise entre 2,6 et 3,2 MPa, et la valeur de la contrainte horizontale est comprise entre 4,1 et 4,5 MPa à une profondeur de 12 à 15 m. Les mesures de contraintes, effectuées sur le site de Mol en Belgique avec l'appareil autoforeur dans une galerie cintrée, proposent des valeurs de contraintes verticales comprises principalement entre 3,5 et 4 MPa à une distance de 12 à 15 m de la galerie (Bonne *et al.*, 1993). Les contraintes calculées sont proches des contraintes mesurées et le calcul montre que le comportement de la galerie en décharge est correctement décrit.

Bibliographie

- Baldi G., Hueckel T., Peano A., Pellegrini R. - Development in modelling of the thermo-hydro-geomechanical behaviour of Boom clay and clay based buffer materials. Final report for CEC (FI1W/0150 a), ISMES, Bergamo, Italy, 1990.
- Bernaud D., Rousset G. - Dimensionnement du soutènement des galeries creusées dans une argile profonde contrat n° FI1W/0112, Sciences et techniques nucléaires, Paris, 1991.
- Börgesson L., Karnland O., Johannesson L.E. - Modelling of physical behaviour of clay barriers close to water saturation. Clay Technology AB, Lund, Sweden, 1993.
- Chen F.H. - Foundations on expansive soils. N.Y., Elsevier, 1975.
- Chen F.H. - Foundations on expansive soils. Amsterdam, Elsevier, Developments in Geotechnical Engineering, vol. 54, 1988.
- Delville A. - Modelling the clay water interface. Langmuir 7, 1991, p. 547-555.
- Didier G., Soyez B., Héritier B., Parez L. - Étude à l'oedomètre du gonflement des sols. Congrès International sur les sols gonflants, Dublin, 1987.
- Giraud A. - Couplage thermo-hydro-mécanique dans les milieux poreux peu perméables: application aux argiles profondes. Thèse de Doctorat, ENPC, Paris, 1993.
- Israelachvili S.N. - Intermolecular and surface forces. Acad. press, Orlando, FA, 1985.
- Israelachvili S.N. - Intermolecular and surface forces (Second edition). San Diego, Acad press, 1991.
- Lambe T.W. - The engineering behaviour of compacted clay, *Journal of the soil mech and found.* ASCE div., paper 1655, 1958, p. 1-35.
- Mitchell J.K. - Fundamentals of soil behaviour. John Wiley, New York, 1976.
- Mohan D. - Pile foundations. Rotterdam, A.A. Balkema, 1988.
- Mohan D., Chandra S. - Frictional resistance of bored piles in expansive clays. *Geotechnique*, vol. 11, 4, 1961, p. 294-301.

Mouroux P., Margron P., Pinte J.-C. – La construction économique sur sols gonflants. BRGM, Manuels et méthodes 14, 1988.

Pakzad M. – Modélisation du comportement hydro-mécanique des argiles gonflantes saturées et partiellement saturées à faible porosité. Thèse de Doctorat, Université d'Orléans, 1995.

Picard J.-M., Rousset G. – Essai hydrothermo-mécanique dans une argile profonde (Mol, Belgique), essai « CACTUS W », Contrat FIZW/0001F(CD), Commission des communautés européennes, sept. 1993.

Prakash C., Narayan S., Chandra R., Balhodi G.R., Price G., Wardle I.F. – Pile instrumentation in expansive soils. Proc. 6th International Conference on Expansive Soils, New Delhi, vol. 1, 1987, p. 289-294.

Robinet J.-C., Pakzad M., Plas F. – Un modèle rhéologique pour les argiles gonflantes. *Revue Française de Géotechnique* n° 68, 3^e trimestre, 1994.

Rousset G. – Comportement mécanique des argiles profondes application au stockage de déchets radioactifs. Thèse de Doctorat, ENPC, Paris, 1988.

Sorochan E.A. – Construction d'ouvrages sur les sols gonflants. Moscou, 1989.

Sridharan A. – Strength and volume change behaviour of a sand bentonite mixture. *Can Geotech. journal* 27, 404, 1990.

Tacherifet S. – Modélisation du comportement mécanique des argiles gonflantes application aux ouvrages de stockage. Thèse de Doctorat, Université d'Orléans, 1995.

Van Damme H., Bergaya F., Gatineau L. – Contraintes structurales sur la réactivité dans les argiles et les solides très divisés. *Journal de chimie physique* 84, n° 9, 1987, p. 1075-1082.

Annexe I Formulation du modèle

Le modèle comporte deux parties.

• Pour les états de contraintes normalement consolidés, le modèle de calcul est celui de Cam-Clay modifié.

La surface de charge est donnée par

$$f(\sigma) = q^2 - M^2 p(2p_{cf} - p) = 0$$

avec :

$$M = \frac{6 \sin(\phi)}{3 - \sin(\phi)} ; P_{cf} = p_{c0} \exp(\beta_1 \epsilon_v^p) ; \beta_1 = \frac{1 + e_0}{\gamma_1 - k}$$

avec pour notations :

M : paramètre d'état critique correspondant à un état de contrainte pour lequel les déformations volumiques plastiques sont nulles ;

p_{c0} : pression de préconsolidation ;

p_{cf} : pression de consolidation qui désigne le paramètre d'écroûissage ;

ϵ_v^p : déformation volumique plastique ;

β_1 : module de compressibilité plastique ;

λ_1 et κ : pentes élastoplastique et élastique du matériau, déterminées à partir d'essais isotropes ou oedométriques ;

e_0 : indice des vides initial du matériau déterminé au laboratoire.

Les déformations plastiques sont données par :

$$d\epsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} ; d\epsilon_v^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial p} ; d\epsilon_q^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial q}$$

λ est le multiplicateur plastique donné par la condition de consistance ($df = 0$) :

$$\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma} [C] d\epsilon^{tot}}{\frac{\partial f}{\partial \sigma} [C] \frac{\partial f}{\partial \sigma} - \frac{\partial f}{\partial \epsilon_v^p} \frac{\partial f}{\partial p}}$$

avec :

[C], matrice d'élasticité ;

$d\sigma$, vecteur incrément de contraintes effectives ;

$d\epsilon^{tot}$, vecteur incrément de déformations totales.

• Pour les états de contraintes surconsolidés, la deuxième surface, dite de gonflement est introduite ;

elle est en contact avec celle de Cam-Clay au point de déchargement. Cette dernière permet de calculer les déformations plastiques engendrées par le gonflement pendant la décharge.

L'expression de cette surface est donnée par :

$$F = (q - \alpha_q)^2 + M^2 (p - \alpha_p + a_1) (p - \alpha_p - a_1) = 0$$

α_p et α_q sont les coordonnées du centre de l'ellipse, définies par les équations ci-dessous. Elles sont calculées en fonction des contraintes initiales de décharge (p_1, q_1), et de l'état actuel des contraintes (p, q), soit :

$$\alpha_p = \frac{P + P_1}{2} ; \alpha_q = \frac{q + q_1}{2}$$

a_1 est le paramètre d'écroûissage isotrope (grand rayon de la surface de gonflement).

L'évolution du paramètre d'écroûissage a_1 est donnée par :

$$da_1 = B_1 d\epsilon_p^p + B_2 d\epsilon_q^p$$

$$da_1 = B_1 d\epsilon_v^p + B_2 d\epsilon_q^p$$

avec :

$$B_1 = p\beta_2 \frac{\partial F / \partial p}{-2\partial F / \partial a_1} ; B_2 = M^2 p\beta_2 \frac{\partial F / \partial q}{-2\partial F / \partial a_1}$$

β_2 représente le module de compressibilité plastique à l'état surconsolidé, il est donné par :

$$(\beta_2 = \frac{1 + e_0}{\lambda_2 - \kappa})$$

$$\text{– en décharge : } \beta_2 = \beta_d = \beta_1 \left(1 + \frac{(p_c)_{ref}}{(p_c)_{dech}} \right) \frac{p_c}{p}$$

$$\text{– en recharge : } \beta_2 = \beta_r = \beta_1 \left(1 + \frac{(p_c)_{ref}}{p_c} \right) \frac{2p_{cf}}{3(p_c)_{dech}} \frac{P}{P_c}$$

Notons que :

$(p_c)_{ref}$ est une pression de consolidation de référence à partir de laquelle on effectue une décharge dans un essai oedométrique. A partir de cette pression il est possible de déterminer le module de compressibilité β_2 pour n'importe quelle pression de décharge ;

$(p_c)_{dech}$ est une pression de consolidation à partir de laquelle on effectue la décharge ;

p_c est une pression de consolidation fictive correspondant à l'état de contrainte actuel.

Les déformations volumiques et déviatoires plastiques sont données par :

$$d\varepsilon_v^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial p} \quad d\varepsilon_q^p = \lambda \left(\frac{\partial F}{\partial q} - \alpha \frac{\partial F}{\partial p} \right)$$

avec :

$$\alpha = \frac{P_c - 0,5(P_c)_{dech}}{M^2(P_c)_{dech}}$$

α est un paramètre introduit pour exprimer une relation non linéaire entre dq et dp . Le multiplicateur plastique est donné par la condition de consistance ($dF = 0$) :

$$\lambda = \frac{\frac{\partial F}{\partial \sigma} C d\varepsilon^{tot}}{\frac{\partial F}{\partial p} (K + \beta_2) \frac{\partial F}{\partial p} + \frac{\partial F}{\partial q} (3G + M^2 p \beta_2) \left(\frac{\partial F}{\partial q} - \alpha \frac{\partial F}{\partial p} \right)}$$

Annexe II Formulation variationnelle du problème mécanique

1. Équations du problème mécanique à résoudre

Équation d'équilibre

$$\sigma_{ij,j} + f_i = 0 \quad (1)$$

Le modèle de comportement

$$\Delta \sigma_{ij} = C_{ijkl} \Delta \varepsilon_{kl} - \Delta \sigma_{ij}^p \quad (2)$$

avec :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{ij} + u_{ji}) \quad (3)$$

2. Conditions aux limites

Le domaine Ω de frontière r est soumis aux sollicitations suivantes :

- forces volumiques f_i dans Ω ;
- forces de surfaces $T_i = \bar{T}_i = \sigma \cdot n$ sur r_σ ;
- déplacement imposé $u_i = \bar{u}_i$ sur r_u .

3. Formulation variationnelle du problème

On considère l'espace V des champs de déplacements cinématiquement admissibles.

$$V = \{v/v \text{ régulier sur } \Omega \text{ et } v = 0 \text{ sur } r_u\}$$

Le principe des travaux virtuels s'écrit :

$$-\int_{\Omega} \varepsilon_{ij}(v) \sigma_{ij}(u) d\Omega + \int_{\Omega} f_i v_i d\Omega + \int_{r_\sigma} \bar{T}_i v_i d\Gamma = 0 \quad (4)$$

4. Discrétisation de l'espace

a) Approximation du champ de déplacement

$$v^e = N^e \cdot u^e \quad (5)$$

u^e : déplacement aux nœuds de l'élément de référence ;

N^e : matrice des fonctions d'interpolations.

b) Approximation du champ de déformation

$$\varepsilon = L \cdot U = L \cdot N \cdot u^e = B \cdot u^e \quad (6)$$

L'équation (4) peut s'écrire sous la forme :

$$\int_{\Omega} \varepsilon^t \sigma d\Omega - \int_{\Omega} f v^t d\Omega - \int_{r_\sigma} T v^t d\Gamma = 0 \quad (7)$$

$$\int_{\Omega} u^t B^t \sigma d\Omega - \int_{\Omega} f(Nu)^t d\Omega - \int_{r_\sigma} T(Nu)^t d\Gamma = 0 \quad (8)$$

soit :

$$u^t \left[\int_{\Omega} B^t \sigma d\Omega - \int_{\Omega} N^t f d\Omega - \int_{r_\sigma} N^t T d\Gamma \right] = 0 \quad (9)$$

$$\left[\int_{\Omega} B^t \sigma d\Omega - \int_{\Omega} N^t f d\Omega - \int_{r_\sigma} N^t T d\Gamma \right] = 0 \quad (10)$$

Pour l'incrément k , les sollicitations appliquées à Ω peuvent s'écrire :

$$f^{(k)} = f^{(k-1)} + \Delta f^{(k)} \text{ dans } \Omega$$

$$\bar{u}^{(k)} = \bar{u}^{(k-1)} + \Delta \bar{u}^{(k)} \text{ sur } r_u^k$$

$$T^{(k)} = T^{(k-1)} + \Delta T^{(k)} \text{ sur } r_\sigma^k$$

en outre les déplacements, les contraintes et les déformations à la fin du k^e incrément s'écrivent :

$$u^{(k)} = u^{(k-1)} + \Delta u^{(k)}, \quad \sigma^{(k)} = \sigma^{(k-1)} + \Delta \sigma^{(k)}$$

$$\varepsilon^{(k)} = \varepsilon^{(k-1)} + \Delta \varepsilon^{(k)}$$

Ainsi l'équation (10) s'écrit :

$$\int_{\Omega} B^t \Delta \sigma^k d\Omega - \int_{\Omega} N^t \Delta f^k d\Omega - \int_{r_\sigma} N^t \Delta T^k d\Gamma + FR = 0 \quad (11)$$

avec :

$$FR = \int_{\Omega} B^T \sigma^{k-1} d\Omega - \int_{\Omega} N^T f^{k-1} d\Omega - \int_{r_\sigma} N^T T^{k-1} d\Gamma \quad (12)$$

FR : représente les forces non équilibrées des incréments précédents.

En tenant compte de la loi de comportement non linéaire du matériau :

$$\Delta \sigma^k = C \cdot \Delta \varepsilon^k = C \cdot B \cdot \Delta u^k$$

d'après (11)

$$\int_{\Omega} B^t C B \Delta u^k d\Omega = \Delta F$$

avec :
$$K = \int_{\Omega} B^t C B d\Omega$$

K définit la matrice de rigidité globale de la structure ; ΔU est un vecteur représentant l'accroissement des déplacements nodaux ;

ΔF représente l'accroissement des forces extérieures.

5. Résumé du problème discrétisé posé

Le problème ainsi posé se résume dans les deux systèmes suivants :

- un système global

$$K \cdot \Delta U = \Delta F$$

- des systèmes locaux

$$\Delta \sigma = C \cdot \Delta \varepsilon$$

Le Béton Compacté au Rouleau

par André GOUBET
Président du Projet national BACARA

Définition du BCR

Il n'existe pas de définition du Béton Compacté au Rouleau (BCR) à la fois simple et rigoureuse. Il en existe par contre de mauvaises comme celle qui consiste à présenter le BCR comme un matériau intermédiaire entre le sol et le béton ce qui évoque immédiatement l'idée d'un « sous-béton ».

En fait, le BCR est avant tout un béton destiné à réaliser de gros massifs et mis en place à l'aide des engins de travaux publics utilisés pour réaliser des remblais (barrages, fondations...).

De ce mode de réalisation résulte des conséquences immédiates :

- l'énergie utilisée pour mettre en place le béton est supérieure à celle des aiguilles vibrantes usuelles. A égalité de qualité des granulats et de quantité de liant, on peut donc obtenir des bétons qui, au sein des couches successives, ont des propriétés supérieures à celles du béton vibré ;

- par contre, comme pour les remblais, les zones au voisinage de deux couches successives ont des propriétés différentes de celles de l'intérieur des couches ;

- les modalités de mise en place permettent des cadences de réalisation beaucoup plus grandes que celles des bétons traditionnels, d'où des avantages économiques très importants : diminution du prix unitaire du béton, réduction de la durée globale du chantier, diminution sensible des coffrages...

Cette dualité entre la nature du matériau - béton - et son mode de mise en place - sol - explique que dans l'étude du BCR l'on ait recours à des modes d'approche ou des types d'essais relevant de chacune de ces techniques.

Par ailleurs, dans les premières heures suivant le malaxage, le BCR se comporte comme un sol (réglage, compactage) ; au bout de quelques jours c'est un béton indéformable ; entre les deux c'est un matériau aux propriétés mal connues, et cette méconnaissance est à l'origine de la plupart des questions que l'on se pose à propos du BCR.

Aspects béton du BCR

Comme tout béton le BCR est un mélange de granulats inertes, de liant et d'eau.

Liant

En ce qui concerne le liant, l'expérience montre que l'on a utilisé des produits très divers, depuis des CPA purs, jusqu'à des liants totalement dépourvus de clinker, en passant par tous les intermédiaires (clinker additionné, en proportions très diverses, de pouzzolanes naturelles ou artificielles, de cendres volantes...).

Il ne faut toutefois pas en déduire que le choix du liant est indifférent. Mais on peut, en fonction du ou des produits disponibles localement, définir des formulations et, surtout,

des modes de mises en place adaptés au liant retenu : par exemple, on n'envisagera pas de cendres volantes dans les zones où les centrales thermiques ne consomment que des hydrocarbures.

Bien entendu on aura intérêt, comme pour tout ouvrage massif en béton, à choisir des liants à faible exothermie. Et, dans le cas du BCR on aura intérêt à choisir des liants qui font prise lentement. En effet, il est indispensable - ou au moins très souhaitable - que, lorsque l'on superpose les couches successives du BCR, la couche inférieure ait encore des propriétés très proches de celles d'un sol (c'est-à-dire qu'elle soit déformable sans altération de ses propriétés) ; on peut obtenir ce résultat soit en imposant à l'entrepreneur des contraintes de mise en place strictes, et donc coûteuses, soit en adoptant des liants lents. C'est le parti qui a été adopté en France où tous les barrages ont été réalisés avec des produits d'origine sidérurgique additionnés éventuellement de cendres volantes¹. Tout avantage a évidemment son revers, et les pressions exercées par le béton des couches inférieures sur les organes de confinement (coffrages...) sont plus importantes lorsque la prise est lente.

Granulats

On dit parfois que l'on peut réaliser un BCR avec des granulats impropres à la réalisation de bétons traditionnels. C'est vrai et c'est faux. En matière de béton traditionnel il existe des règles et, ce qui est pire, des usages qui veulent que l'on ne peut mettre en œuvre que des granulats d'excellente qualité. Les efforts faits en France actuellement pour utiliser d'autres matériaux (cf. les Projets nationaux relatifs à l'utilisation des bétons de sable ou des matériaux locaux) montrent bien que ces usages constituaient d'inutiles carcans.

De la même façon, certains des spécialistes étrangers qui ont développé le BCR ont pris conscience que les bétons antérieurement utilisés pour construire des barrages de hauteur moyenne avaient en fait des propriétés très largement excédentaires et qu'il devait être possible de s'affranchir des prescriptions usuelles. Comme il n'existait pas de règles pour le BCR, ils ont eu toute latitude de choix, et l'expérience leur a donné raison. Mais un résultat analogue aurait sans doute été obtenu si ces mêmes granulats inhabituels avaient été utilisés pour construire des barrages-poids en béton vibré. Les barrages-poids auraient alors été moins coûteux et n'auraient peut-être pas été aussi systématiquement supplantés par les barrages en remblai.

Eau et serrage

Si ce n'est ni le liant, ni les granulats qui caractérisent le BCR, qu'est-ce qui fait la spécificité de ce produit ? C'est essentiellement le rouleau, c'est-à-dire l'énergie de compactage. Dans un béton l'eau intervient évidemment dans la réaction chimique de prise, mais pour une faible partie de son volume ; elle est avant tout un lubrifiant permettant l'organisation du squelette granulaire². Dans un béton tradi-

¹ Par contre dans les barrages étrangers, on a toujours utilisé des produits à base de clinkers avec, quelquefois, des additions supérieures à 50 %.

² Et dans certains cas, le transport du béton.

tionnel, au moment où la vibration est mise en œuvre, le matériau se liquéfie, et chaque particule est totalement entourée d'eau au moment de sa mise en place. Dans un BCR, l'eau sert également de lubrifiant – comme lors de la mise en place d'un sol ou d'un enrochement – mais il en faut moins, et les granulats sont au contact les uns des autres (ce qui permet au rouleau de ne pas s'enfoncer) la compacité est supérieure, et donc les caractéristiques mécaniques, à teneur égale en liant.

On peut noter au passage qu'il est difficile de mesurer la compacité sur un chantier où l'on a par contre la possibilité de mesurer les densités; on a donc pris l'habitude de considérer que le bon béton est un béton dense; ceci est inexact si la densité élevée résulte de l'emploi de granulats de masse spécifique élevée; c'est vrai par contre si la densité élevée provient d'un bon serrage des granulats. Il est important de ne pas confondre les deux notions.

Il est possible qu'une fragilité élevée des granulats interdise un compactage énergétique. Ces granulats ne seront pas forcément inutilisables, mais il faudra alors augmenter la teneur en liant avec toutes les conséquences qui en résultent (augmentation de prix, accroissement de l'échauffement).

On pourra également augmenter la teneur en liant dans les zones du barrage où le compactage ne peut être bien assuré (voisinage des appuis, parement aval non coffré...), quoique l'expérience ait montré que des augmentations, mêmes fortes, ne parvenaient pas toujours à compenser l'insuffisance du compactage.

La compacité du squelette et les contacts entre granulats avant le début de prise limitent évidemment, voire empêchent, le retrait en cours de prise, ce qui est bien évidemment un avantage complémentaire.

Matériaux fins

Les granulats lavés (c'est-à-dire débarrassés des éléments d'un diamètre inférieur à 60 ou 80 micromètres) constituent à peu près 75 à 80 % du volume total d'un béton, cette valeur pouvant varier notamment en fonction de la forme des granulats, de la courbe granulométrique et, dans une moindre mesure de l'énergie de serrage.

La différence entre les différents types de béton résulte essentiellement des 20 ou 25 % restant.

Dans un béton usuel on pourra utiliser par exemple une centaine de litres d'eau (10 % en volume) et 250 kg de ciment (10 % en volume également). On obtient un matériau plein – au moins au moment de sa mise en œuvre – dans lequel la pâte enveloppe tous les granulats lors de la vibration.

Un BCR a des propriétés mécaniques tout à fait suffisantes pour construire un barrage lorsqu'il comporte une centaine de kilos de liant et une centaine de litres d'eau, mais il reste alors 5 % de vides, ce qui est incompatible avec l'obtention d'une bonne homogénéité au sein de chaque couche (la pâte ayant tendance à rester ou à descendre dans la partie inférieure).

C'est là toute l'origine de la querelle – d'autant plus féroce qu'elle est vaine – entre les tenants des faible et forte teneurs en pâte.

Tous les spécialistes sont d'accord pour remplir totalement les vides; tout au plus certains auront-ils tendance à mettre un peu plus que le

volume théorique de vide laissé libre par les granulats tandis que d'autres n'hésiteront pas à accepter 1 % à 2 % de moins.

Toute la différence réside dans la nature du matériau utilisé pour combler ces vides.

Pour les uns – et c'est l'approche béton – on ne peut utiliser que des produits parfaitement définis et contrôlés, c'est-à-dire des pouzzolanes naturelles ou des cendres volantes. Indépendamment de leurs propriétés pouzzolaniques qui ne peuvent qu'être bénéfiques, ces cendres, qui sont composées de sphérules facilitent la mise en place des granulats et permettent la réduction de la teneur en eau. Mais ces pouzzolanes ou ces cendres volantes peuvent être très coûteuses dans certaines zones géographiques.

Pour les autres – et c'est l'approche sol – on peut utiliser les fines naturellement présentes dans les sols, ce qui ne coûte rien et évite un lavage. Évidemment il faut faire attention à la nature chimique de ces fines, vérifier qu'elles ne provoqueront pas d'altérations ultérieures du béton (argile) et qu'elles ne présentent pas d'incompatibilité avec les liants utilisés (surtout si ces derniers sont des liants non normalisés). Il faut en effet se souvenir que tous les matériaux très fins sont susceptibles de réactions chimiques (il suffit de se rappeler que le charbon transformé en poussier est un explosif mortel). Ceci explique qu'avec des teneurs identiques en liant, des granulats naturels non lavés aient permis d'obtenir des propriétés mécaniques très différentes du BCR. Certaines fines naturelles ont en fait des propriétés « antipouzzolaniques ».

Cendres volantes

Les cendres volantes méritent un développement particulier; on désigne en effet sous ce nom des produits très différents... et souvent sans en avoir conscience.

La très grande majorité des cendres volantes produites par les centrales thermiques sont des cendres volantes de houille et sont très pauvres en calcaire (cendres volantes de classe F dans la terminologie des États-Unis); elles sont essentiellement constituées de silico-aluminates. Elles sont donc inertes sauf en présence d'un excès de calcium apporté par le clinker du ciment. Lorsque l'ajout de cendres est faible (de l'ordre de 20 à 30 %), celles-ci participent totalement à la réaction de prise; lorsqu'il est très élevé (de l'ordre de 60 %), il est vraisemblable qu'une partie ne participe pas à la réaction mais constitue des fines de remplissage d'excellente qualité, et ceci d'autant plus que, dans une petite proportion, elles se substituent à l'eau.

Au contraire les cendres volantes utilisées en France ont été jusqu'à présent des cendres de lignite³. Les stériles contenus dans le lignite et injectés dans les chaudières de centrale ont une composition voisine du cru utilisé dans les cimenteries; les cendres sont alors de véritables liants hydrauliques qui peuvent faire prise de façon autonome (cendres volantes de classe C dans la terminologie USA). Leur rôle dans un BCR – ou un béton vibré – sera donc tout autre que celui des précédentes.

Aspects sol du BCR

Venons-en à la mise en œuvre: lorsqu'il sort du malaxeur le BCR se présente comme un sol

³ Il en est de même en Grèce, par exemple.

très caillouteux et légèrement humide qui peut se transporter avec tous les engins couramment utilisés pour les sols : tapis, camions. Il se régale puis se compacte comme un sol... à ceci près que les rouleaux ont toujours des billes lisses et vibrantes et non des billes à pied de moutons. Les cadences de mise en œuvre sont donc très élevées : des montées de 1 m par jour ne sont pas exceptionnelles (car les surfaces des massifs sont beaucoup plus réduites que dans un barrage en terre) et plusieurs massifs de barrages d'une trentaine de mètres de haut ont été réalisés aux États-Unis en un mois (il n'est d'ailleurs pas sûr que de telles cadences correspondent à l'optimum ; elles pouvaient résulter de l'utilisation d'un liant trop rapide).

Il convient toutefois d'être très attentif à quelques différences entre la réalisation des massifs en terre et en BCR.

Si la teneur en eau d'un sol est souvent de l'ordre de 15 à 20 %, celle d'un BCR est voisine de 4 à 5 % ; une même perte d'eau aura donc des effets beaucoup plus nocifs dans le second cas que dans le premier. Le BCR sera, pour la même raison, plus sensible que la terre à une légère pluie.

Même si le liant est lent, il est indispensable de procéder rapidement à la mise en place du matériau, et de façon très régulière (le fonctionnement de la centrale à béton doit être aussi constant que possible) ; l'organisation du chantier doit être très stricte.

Il faut réduire dans toute la mesure du possible ce qui peut réduire les cadences de mise en œuvre (réalisation de galeries...).

Aspects « non solides »

Après avoir présenté les aspects béton et sol du BCR, il est nécessaire de s'étendre sur la période intermédiaire, qui va de quelques heures à quelques jours après la fabrication du béton.

L'évolution du béton traditionnel pendant cette période est mal connue, car c'est celle pendant laquelle on laissait, sur les barrages en béton vibré, le béton évoluer à l'intérieur de ses coffrages.

On assiste à une perte de mobilité progressive qui s'explique à la fois par la diminution de la teneur en eau libre (une partie est mobilisée par les réactions chimiques), le grossissement des grains de liant, puis l'apparition d'hydrates de dimensions plus importantes.

Mais la vitesse et, sans doute, la nature des phénomènes sont très variables d'une formulation à l'autre.

La diminution des teneurs en clinker semble ralentir les phénomènes ; une dessiccation superficielle (vent, soleil) l'accélère.

L'évolution du matériau pendant cette période, si elle est encore mal connue, est toutefois essentielle dans le mode d'exécution des « reprises » d'une couche avec la précédente, dans les qualités à exiger ou à rechercher pour celles-ci, dans l'action du béton sur les coffrages, dans celle du rouleau sur les couches inférieures en cours de prise, sur la vitesse de montée du massif.

Les reprises constituent le domaine qui demeure le plus mal connu en dépit de son importance. Car autant il est facile de multiplier en laboratoire les essais sur éprouvettes pour étudier l'influence de la teneur ou de la nature des liants, la teneur et la nature des fines, de la courbe granulométrique... autant il est difficile de reproduire deux couches successives en modélisant l'action du compacteur sur chacune de ces couches.

Or le comportement du massif dépend autant des propriétés du BCR à l'intérieur des couches que de celles des quelques centimètres situés au voisinage du contact des deux couches successives.

Anisotropie du BCR

Contrairement au béton vibré, que l'on peut considérer, à l'intérieur d'un volume suffisant (quelques dizaines de dm³), comme un matériau isotrope, le BCR est un matériau anisotrope ; cette anisotropie intéresse aussi bien les résistances mécaniques que la perméabilité ; elle intervient à petite comme à grande échelle.

A grande échelle, ce qui a été mentionné ci-dessus au sujet des reprises suffit à l'expliquer. Il convient d'observer que certains ingénieurs s'efforcent de réaliser des BCR homogènes, c'est-à-dire d'améliorer la qualité de reprises pour qu'elles ne constituent plus des points faibles. Un tel résultat n'est pas impossible à obtenir mais il coûte très cher, surtout si on veut être en mesure de le garantir en tout point, et le prix d'un tel BCR se rapproche de celui des bétons vibrés traditionnels.

D'autres ingénieurs, au contraire, estiment préférable d'utiliser le BCR tel qu'il se présente spontanément, c'est-à-dire comme un matériau feuilleté, et de concevoir des dessins de barrages adaptés.

L'hétérogénéité à petite échelle est moins évidente : chaque granulats a une forme plus ou moins allongée et se couche sous l'action du buteur d'abord, puis du rouleau. Lorsque l'on réalise ensuite des essais en traction, on a généralement recours à la méthode brésilienne sur des carottes prélevées verticalement, et la traction s'exerce donc dans la direction préférentielle des granulats. C'est peut-être tout simplement de là que provient l'affirmation selon laquelle le rapport Rt/Rc est plus élevé pour les BCR que pour le béton vibré.

Optimisation

Ce qui précède peut donner une certaine impression de confusion :

- on peut faire du BCR avec des liants très variés et avec des teneurs très différentes ;

- on peut utiliser des granulats très variés, depuis des alluvions fluviales ou des matériaux de carrière prélevés directement dans leur gîte, sans traitement ni lavage jusqu'à des granulats triés, lavés, associés à des fines parfaitement connues ;

- on peut vouloir réaliser un massif homogène ayant partout des résistances élevées à la traction ou se contenter d'utiliser un matériau feuilleté et présentant une assez forte perméabilité horizontale ;

- on peut donc inévitablement aboutir à des prix unitaires très différents.

Alors qu'il existe presque des schémas-types pour des barrages-poids en béton vibré, l'ingénieur qui envisage un barrage en BCR retrouve une très grande liberté de choix et d'adaptation aux situations locales : disponibilité en liant ou en pouzzolanes (naturelles ou artificielles), en granulats, en matériels de travaux publics.

Bien entendu sur un site donné, toutes les possibilités ne seront pas envisageables : l'ingénieur n'aura que deux ou trois - au maximum - catégories de BCR à envisager. Il devra concevoir pour chacune d'elles un dessin de

barrage adapté, et ce n'est qu'à l'issue d'un certain nombre d'allers et retours entre le matériau et le barrage, qui seront tous deux progressivement précisés, que le choix de la meilleure solution pourra intervenir. D'une manière générale, on aura à comparer des ouvrages volumineux en BCR bon marché et des profils plus réduits en BCR coûteux.

En particulier des barrages à profil à peu près symétrique peuvent constituer la meilleure solution dans des zones sismiques ou lorsque les fondations sont en rocher fracturé.

Compactage

Il s'agit là d'un point délicat sur lequel les avis divergent comme pour les reprises et pour des raisons analogues : il est très coûteux et pratiquement impossible de multiplier les planches d'essais, sauf pour les très grands ouvrages.

Faut-il préférer les amplitudes de vibrations grandes ou faibles ? les rouleaux très lourds ou moyens ? L'expérience du constructeur joue un rôle important.

Quelques éléments se dégagent toutefois :

- les engins utilisés pour les travaux routiers conviennent toujours ; il n'est pas nécessaire de rechercher des matériels spécialement adaptés aux barrages en BCR ;
- les compacités obtenues en laboratoire sur les éprouvettes d'essais classiques peuvent presque toujours être dépassées sur le chantier ;
- un compactage énergétique est nécessaire mais ne doit pas conduire à écraser les plus gros granulats en surface ;
- il est possible qu'un compacteur bien adapté à un matériau alluvionnaire (granulats lisses) ne le soit pas pour des granulats de carrière ; on peut être donc conduit à tester plusieurs appareils ;
- les modalités exactes de compactage (nombre de passes lisses, vibrantes, à faible ou forte amplitude...) doivent être déterminées de façon rigoureuse sur des planches de convenance lors de chaque chantier, et l'on doit ensuite respecter strictement les procédures ainsi déterminées (sauf à procéder à de nouveaux essais en cours de chantier si nécessaire) ;
- il existe toujours des zones dans lesquelles le compactage pose des problèmes particuliers : fond de fouille et voisinage des appuis, voisinage de certains parements... Il convient alors, soit d'utiliser localement du béton vibré, soit de mettre au point des modalités de compactage particulières (appareils plus légers sur des couches moins épaisses...);

- on peut enfin rappeler que les ingénieurs japonais réalisent une partie importante du compactage du BCR à l'aide de buteurs lourds travaillant le matériau en couches minces.

Étanchéité

Le BCR n'est pas un matériau naturellement très imperméable ce qui est rédhibitoire pour un barrage. Des solutions très diverses existent pour y parer ; elles se regroupent en deux grandes catégories :

- réaliser un massif de béton imperméable ;
- définir un BCR imperméable, mais coûteux ;
- étaler un microbéton entre chaque couche de BCR, au moins à l'amont du barrage ;
- placer une étanchéité distincte et séparée à l'amont du massif ;
- géomembrane nue ou protégée ;
- mur amont en béton banché armé, ...

Là aussi il s'agit de définir une solution optimisée en fonction des propriétés du BCR et du profil du barrage.

Contrôle de chantier

Il a été indiqué ci-dessus que la définition du traitement des reprises et les décisions à prendre en cours de chantier à la suite des impondérables inévitables (précipitations, journées très chaudes ou très froides, incidents d'exécution) étaient difficiles à quantifier et à exprimer. Cet état de chose est parfaitement rendu par trois phrases extraites du guide *Roller-Compacted concrete from the US Army Corps of Engineers*⁴.

Il y a de nombreuses modalités de construction mises en œuvre sur les chantiers de BCR qui ne peuvent être définies de façon rigoureuse et qui ont néanmoins des répercussions importantes sur la qualité obtenue. Les exigences en matière de contrôle de qualité susceptibles de garantir une bonne exécution ne sont pas bien définies.

Exiger de l'entrepreneur le strict respect des « tables de la loi » conduirait dans certains cas à des retards inutiles ou peut entraîner plus de mal que de bien.

Le bon sens et la collaboration entre les contrôleurs du gouvernement et le constructeur pour mettre au point et définir les mesures à prendre en temps voulu pour s'adapter aux différentes circonstances conduiront au résultat le meilleur et le plus économique.

Bibliographie

A paraître aux Presses des Ponts et chaussées :
Le béton compacté au rouleau (projet national BACARA).

⁴ There are many construction procedures used in RCC production that are not defined precisely but, nevertheless, significantly impact RCC production quality. The CQC requirements, intended to ensure that RCC production procedure are accomplished correctly, are not well defined. Requiring the contractor to meet « the letter of law » may under some circumstances result in unnecessary delays or cause more problems than solutions. Judgment and cooperation between the government inspector and the contractor in developing and agreeing on procedures to be taken ahead of time for various changing conditions will result in the most economical and highest quality product.