

Sommaire

5 ~ NOV. 2001



REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 88
3^e trimestre 1999

La prise en compte des actions sismiques pour le pont Vasco
da Gama

A. PECKER

3

Caissons à succion pour l'ancrage de structures pétrolières
en mer profonde

J.-L. COLLIAT

11

Modélisation numérique du Géomécamètre

S.M. SENOUCI, J. MONNET

21

Modélisation de l'interaction sol-fondations superficielles

Ch. BAY-GRESS, J.-G. SIEFFERT, J. LAUE

37

Index des articles parus (n° 1 à 85)

47

CONSEIL DU COMITÉ DE LECTURE

Dans le but de rendre plus transparent le fonctionnement du comité de lecture de la *Revue française de géotechnique*, un Conseil du comité de lecture a été établi paritairement entre les trois comités français de Mécanique des sols, de Mécanique des roches et de Géologie de l'ingénieur. Le rôle de ce Conseil sera de choisir et d'orienter chaque article reçu par la *Revue* vers deux lecteurs particulièrement compétents en fonction des sujets traités.

La composition du Conseil du Comité de Lecture est la suivante :

- pour la Mécanique des sols :
G. AUVINET
E. FLAVIGNY
J. SALENÇON
F. SCHLOSSER
- pour la Mécanique des roches :
E. DETOURNAY
Y. GUEGUEN
M. PANET
G. VOUILLE
- pour la Géologie et l'ingénieur :
R. COJEAN
J.-L. DURVILLE
J.-L. GIAFFERI
A. PARRIAUX

L'actuel directeur de la *Revue française de Géotechnique* saisit cette occasion pour citer tous ceux qui l'ont assisté bénévolement dans cette mission essentielle pour le rayonnement de la *Revue*, et c'est pour lui un plaisir de remercier MM. AMAR, AURIAULT, BAGUELIN, BENAMAR, BERGUES, MME BERNAUD, MM. BÉREST, BIAREZ, BILLAUX, BORDES, BOULON, BRULOIS, DE BUHAN, CORDARY, DELAGE, DORMIEUX, DUFFAUT, DUPEUBLE, FEUGA, FRANK, FRY, GAMBIN, GARNIER, GARY, MME GENTIER, MM. GHOREYCHI, ISNARD, LECA, LONDE, LUONG, MAGNAN, MALATRAIT, A. MONNET, J. MONNET, PANET, PIGUET, PHILIPPONNAT, PICARD, POUYA, RADENKOVIC, ROUSSET, SALENÇON, SCHLOSSER, SHAHROUR, SIRIEYS, SU KUN, TCHENG, THOREL, TOURET, VOUILLE, WEBER et probablement quelques autres dont les noms sont égarés dans les archives des numéros de la *Revue française de Géotechnique*.

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 1999 (numéros 86 à 89) franco : 685 F

Prix au numéro franco : 198 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

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 01 44 58 27 40

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

N° d'imprimeur : 40853. Dépôt légal : janvier 2000

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

(©) 1999

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

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.

La prise en compte des actions sismiques pour le pont Vasco Da Gama

A. PECKER

*P-DG Géodynamique
et Structure
157, rue des Blains
92220 Bagneux*

Résumé

Les profils stratigraphiques et les caractéristiques mécaniques des sols rencontrés à l'emplacement du 2^e pont sur le Tage à Lisbonne ont nécessité le recours à des études spécifiques pour la définition des sollicitations sismiques à prendre en compte dans le dimensionnement de l'ouvrage. Ces études sont basées sur des calculs non linéaires de propagation d'ondes. Elles ont confirmé la forte influence de la nature des sols sur la réponse en surface avec des amplifications importantes à faible fréquence.

Definition of seismic motions for the Vasco Da Gama bridge

Abstract

The soil profiles and the mechanical characteristics of the materials encountered at the location of the 2nd Tagus crossing in Lisbon, called for specific studies for the definition of the design seismic motions. These studies are based on non-linear wave propagation analyses. They confirmed the utmost importance of the soil characteristics on the ground surface motion with large amplifications at low frequency.

Introduction

Le pont Vasco de Gama est situé dans une zone de sismicité relativement importante dont l'événement le plus marquant est le séisme historique de Lisbonne en 1755. Ce contexte particulier, allié à l'importance économique de l'ouvrage, impose que l'agression sismique soit dûment prise en compte dans la conception et le dimensionnement de l'ouvrage.

Dans cet article, on présente la méthodologie ayant abouti à la définition de la sollicitation sismique au niveau des fondations de l'ouvrage (pont principal et viaducs).

Définition de la sollicitation sismique

Position du problème

Le contexte géotechnique particulier de la vallée du Tage (Wastiaux *et al.*, 1999) constitué d'une couche de vase molle d'une trentaine de mètres d'épaisseur surmontant des dépôts alluvionnaires plus consolidés, puis un substratum rocheux, n'est pas sans rappeler le profil géotechnique rencontré dans la ville de Mexico (AFPS, 1985). Lors du séisme de Michoacan Guerrero de 1985, les enregistrements recueillis dans la ville de

Mexico ont mis en évidence une forte amplification du mouvement sismique en tête des dépôts meubles par rapport à ceux recueillis sur les affleurements des dépôts consolidés. La figure 1 présente les enregistrements de ce séisme de 1985.

Au centre de la zone du lac (station SCT), en tête des dépôts alluvionnaires décrits ci-dessus, l'accélération maximale atteint 0,18 g alors qu'à l'extérieur de la ville (station Tacubaya) elle reste limitée à 0,04 g. Les sols à l'emplacement de la station Tacubaya sont constitués de dépôts plus raides qui correspondent à des affleurements des couches consolidées rencontrées en profondeur (> 30-40 m) dans la zone du lac.

Plus frappante est la différence entre les allures temporelles des deux signaux : celui de SCT est d'allure quasiment monochromatique, avec une période de l'ordre de 2 secondes, et possède une durée très longue, plus de soixante secondes. Par opposition, celui de Tacubaya est plus court et plus erratique ; il résulte de la superposition d'un grand nombre d'harmoniques de périodes différentes : c'est un signal à large bande. Notons que le signal enregistré à Tacubaya est plus conforme à ce qui résulterait de l'application de lois d'atténuation statistique sur un sol « normal » pour un séisme de magnitude 8,1 prenant origine à plus de 400 kilomètres. L'anomalie entre les deux signaux serait constituée par l'enregistrement de SCT si la nature géotechnique des couches de fondation n'était pas prise en considération.

En sismologie de l'ingénieur, il est admis que le mouvement sismique généré en un point donné dépend de trois facteurs principaux :

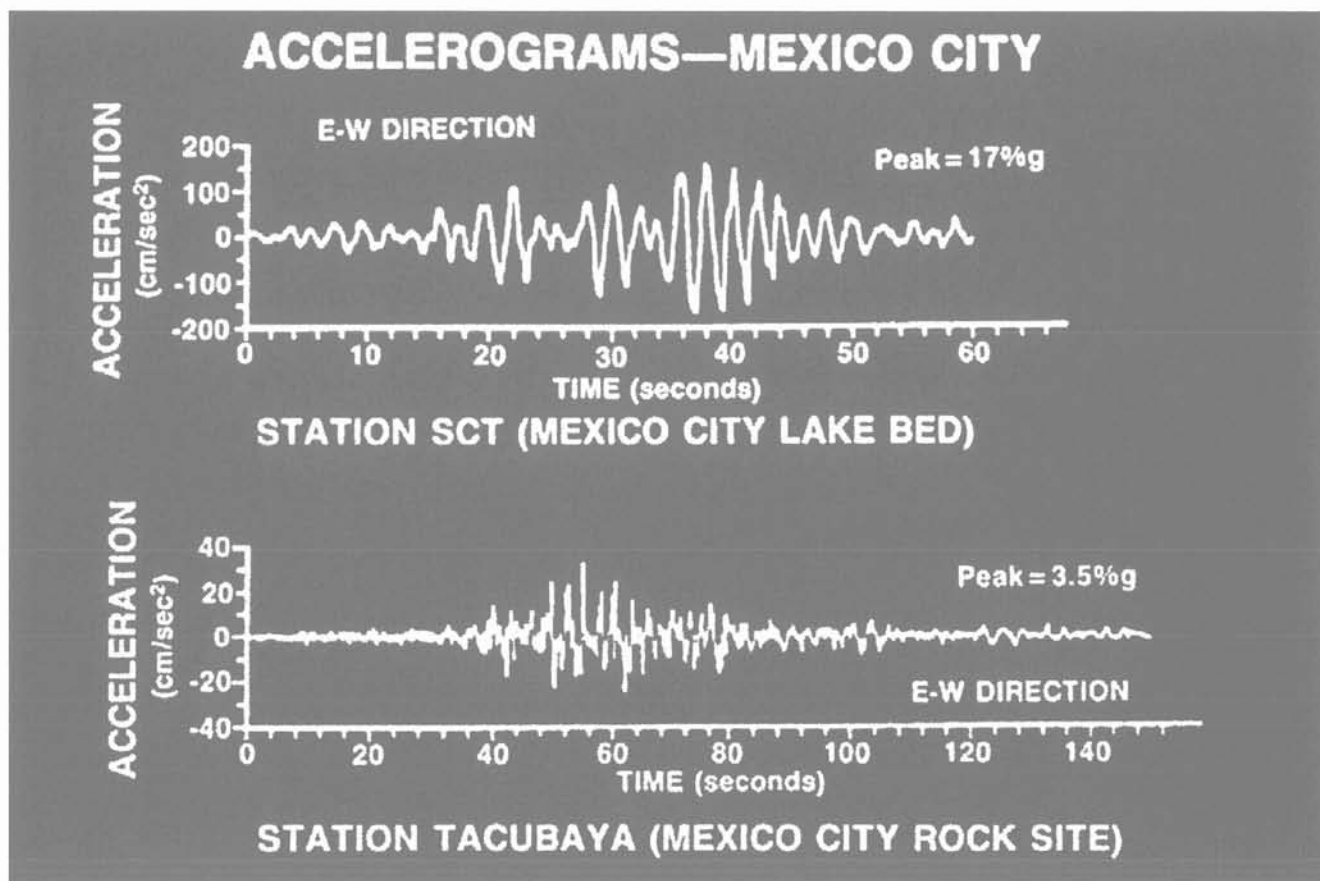


FIG. 1 Enregistrements du séisme de 1985. Ville de Mexico.
Seismic records of the 1985 earthquake. Mexico city.

- un facteur lié à la source du séisme, c'est-à-dire caractérisant l'énergie libérée, le mécanisme de rupture...
- un facteur lié au parcours des ondes entre la source (le foyer) et le lieu d'enregistrement (le site) ; idéalement ce facteur reflète toutes les diffractions, polarisations subies par les ondes à tous les interfaces et hétérogénéités rencontrés, atténuation géométrique liée à l'expansion du front d'onde et atténuation anélastique liée au comportement des matériaux traversés ;
- un facteur lié aux conditions géologiques et géotechniques à l'aplomb du site.

De toute évidence, pour les enregistrements de la figure 1, compte tenu de la distance (> 400 kilomètres) aux deux sites qui ne sont séparés que de quelques kilomètres, l'impact des deux premiers facteurs est identique ; seul la prise en considération du troisième (conditions locales) permet d'expliquer la différence entre les signaux.

2.2

Méthode d'évaluation de la sollicitation sismique

Compte tenu des éléments présentés ci-dessus, le maître d'ouvrage avait pris le parti de ne pas définir la sollicitation au niveau de la surface du sol, ce qui aurait requis la connaissance des caractéristiques mécaniques des sols inconnues avec une prévision suffisante au moment de l'appel d'offres, mais en surface d'un affleurement du rocher rencontré sous les dépôts alluvionnaires récents.

Cette donnée était spécifiée sous la forme d'un spectre de réponse d'un oscillateur simple, à 5 % d'amortissement critique. Le spectre est présenté sur la figure 2. Il correspond à un événement 4,5 fois plus important que celui défini par la réglementation portugaise ; ce facteur 4,5 avait été fixé pour diminuer, compte tenu de l'importance économique de l'ouvrage, la probabilité de dépassement de la sollicitation sismique. L'accélération maximale au niveau du rocher est de 0,45 g.

Il appartenait au groupement de définir à partir de cette donnée les sollicitations appliquées à l'ouvrage.

Cette définition a comporté les étapes suivantes :

- définition d'accélérogrammes synthétiques représentatifs du séisme de référence spécifié au rocher ;

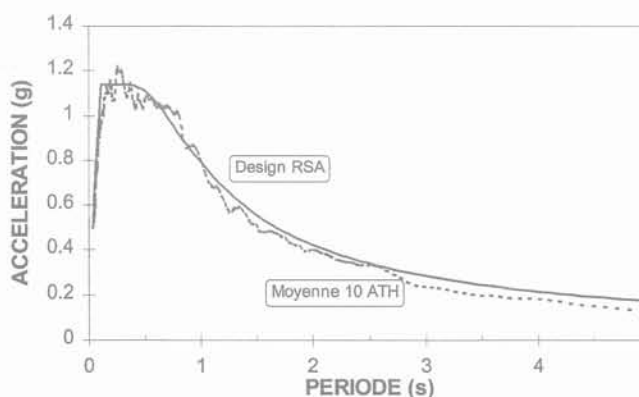


FIG. 2 Spectre de réponse au rocher.
Bedrock response spectra.

- détermination des profils stratigraphiques, des caractéristiques et du comportement cyclique des différentes couches de sol rencontrées le long de l'ouvrage ;
- calculs linéaires et non linéaires de propagation d'ondes à travers les différents profils pour évaluer le mouvement en surface du sol ;
- études de sensibilité ;
- définition des spectres de dimensionnement en surface.

3

Accélérogrammes synthétiques

Dix accélérogrammes ont été générés artificiellement avec pour seul objectif l'obtention d'un spectre aussi proche que possible de celui du séisme de référence. Le spectre moyen de ces dix réalisations est représenté sur la figure 2 et comparé au spectre cible ; les écarts entre spectre moyen et spectre cible n'excèdent pas 10 %. Les dix accélérogrammes ainsi générés seront utilisés pour le calcul de propagation d'ondes.

4

Caractéristiques dynamiques des sols

Le contenu de la reconnaissance géotechnique ayant permis de définir le profil stratigraphique le long de l'ouvrage et d'évaluer les caractéristiques mécaniques des terrains est décrit par Wastiaux *et al.* (1999).

On insistera ici plus particulièrement sur les caractéristiques nécessaires aux études dynamiques : module de cisaillement élastique (ou vitesse de propagation des ondes de cisaillement), également appelé module maximal G_{max} ; cette donnée caractérise le comportement élastique (à très petite déformation, de l'ordre de 10^{-6}) du matériau. Le sol ayant sous sollicitation sismique un comportement fortement non linéaire, il convenait, par ailleurs, de caractériser ce comportement.

4.1

Caractéristiques élastiques

Elles résultent directement des mesures de vitesses de propagation d'ondes effectuées en place et des essais de colonne résonante réalisés au laboratoire sur échantillons intacts.

Pour les mesures *in situ*, deux types d'essais ont été utilisés : l'essai cross-hole standard qui mesure, à une profondeur donnée, le temps de parcours des ondes entre deux forages voisins (propagation horizontale) et l'essai au cône sismique qui mesure le temps de parcours des ondes entre la surface et la pointe pénétrométrique lors de l'essai de pénétration.

Les essais de colonne résonante réalisés sous différentes étreintes ont permis de déterminer les lois de variation du module élastique (G_{max}) avec l'état de contrainte (Fig. 3). Ces lois ont servi à estimer la valeur de G_{max} en place à partir du poids volumique des sols en faisant l'hypothèse, confirmée par ailleurs, de sols normalement consolidés.

L'ensemble de ces données a par ailleurs été comparé aux estimations effectuées à partir de corrélations

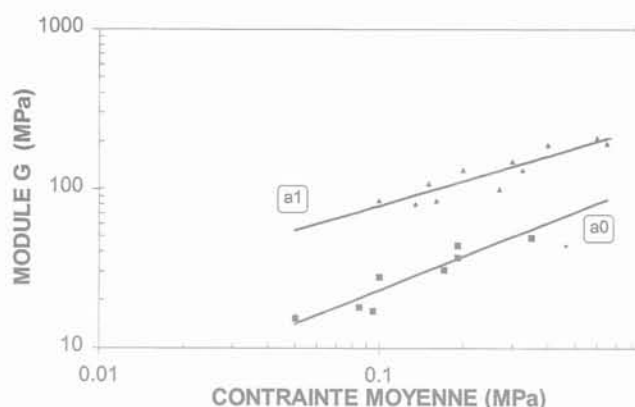


FIG. 3 Essais de colonne résonante.
Resonant column tests.

expérimentales reliant $G_{\max}$ (ou V_s) à d'autres caractéristiques mécaniques du matériau.

Pour les matériaux cohérents (couche a_0) le module $G_{\max}$ a été estimé à partir de la cohésion non drainée C_u . Les corrélations expérimentales s'écrivent (Weiler, 1988) :

$$G_{\max} = K C_u \quad (1)$$

où K dépend de l'indice de plasticité IP et du degré de surconsolidation OCR de l'argile. Pour le matériau du site :

$$G_{\max} \approx (800 \text{ à } 1\,200) C_u$$

avec C_u (kPa) = $10 + 0,23 \sigma'_v$ (kPa)

où σ'_v est la contrainte verticale effective (Fig. 4).

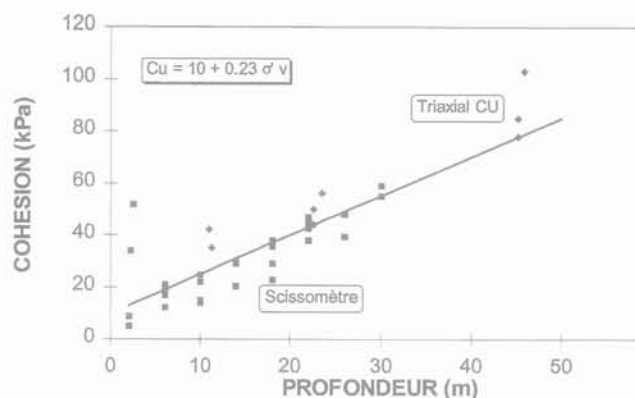


FIG. 4 Variation de la cohésion non drainée avec la profondeur.
Undrained shear strength profile.

Pour les matériaux pulvérulents (couche $a1$, $a2b$, $a3$) le module $G_{\max}$ a été estimé à partir du nombre N de coups SPT (Seed *et al.*, 1984) :

$$G_{\max} = 440 p_a (N_1)^{1/3} \left(\frac{\sigma'_m}{p_a} \right)^n \quad (2)$$

où :

p_a = pression atmosphérique,

σ'_m = contrainte moyenne effective,

$n = 0,5$.

$N_1 = N \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0,5}$ valeur normalisée de N .

L'ensemble de ces informations a permis de définir à l'emplacement de chacune des fondations le profil de variation en fonction de la profondeur de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement. Un exemple est donné sur la figure 5 au droit du pylône Sud du pont à haubans. De façon générale, les mesures ou estimations de V_s étaient relativement groupées dans les 30 mètres supérieurs, avec une plus grande dispersion en profondeur. Curieusement, les essais cross-hole fournissaient parfois des valeurs faibles et vraisemblablement erronées ; l'exemple de la figure 5 est frappant à cet égard avec une valeur constante de la vitesse sur les 15 premiers mètres, en contradiction avec les autres mesures et avec la nature du matériau, homogène et normalement consolidé.

A partir de ces données, deux courbes représentant une estimation haute et une estimation basse des caractéristiques ont été définies ; elles sont représentées en trait plein sur la figure 5. Ce sont ces courbes qui ont été utilisées dans les études de propagation d'ondes.

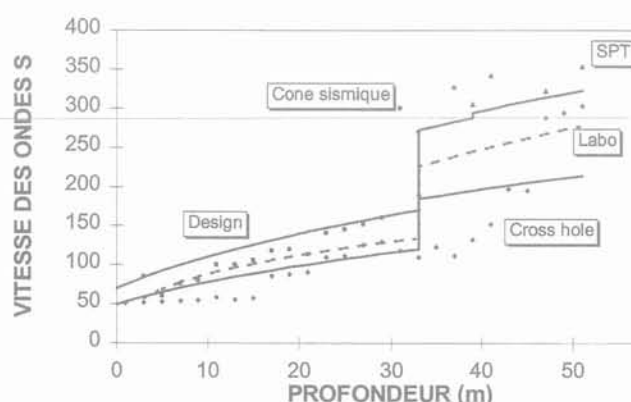


FIG. 5 Variation de la vitesse des ondes de cisaillement avec la profondeur.
Shear wave velocity profile.

4.2

Caractéristiques non linéaires

Elles ont été déterminées essentiellement en vue d'une représentation du comportement non linéaire du sol à l'aide d'une loi de comportement de type visco-élastique linéaire équivalent (Pecker 1984). Dans ce type de modélisation, la courbe effort déformation sous chargement cyclique s'écrit :

$$G = G_s \left[1 - 2\beta^2 + 2i\beta\sqrt{1 - \beta^2} \right] \quad (3)$$

où :

G_s est le module sécant qui dépend de l'amplitude de la déformation de cisaillement γ ; à faible déformation $G_s = G_{\max}$, défini au paragraphe 4.1. ;

β est le pourcentage d'amortissement critique équivalent, également fonction de la déformation.

Les variations de G_s et β avec γ ont été mesurées dans les essais de laboratoire consistant d'essais de colonne résonante, d'essais triaxiaux cycliques, d'essais de cisaillement simple. Les figures 6a et 6b présentent les mesures obtenues pour le matériau a_0 avec la courbe moyenne retenue pour les études. Les courbes déterminées sur les trois types de matériaux sont données pour les figures 7a et 7b. Comme attendu, les matériaux les plus plastiques (a_0) présentent un com-

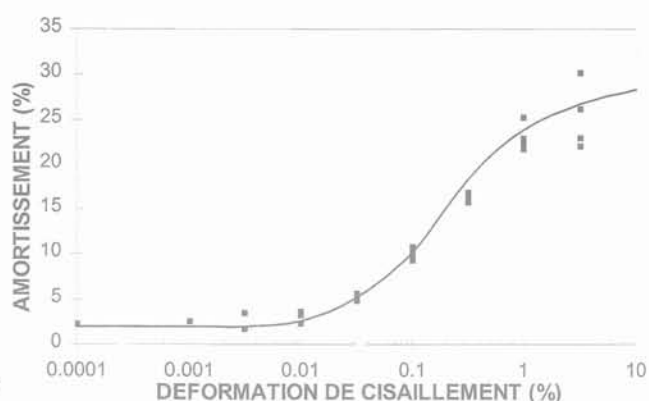
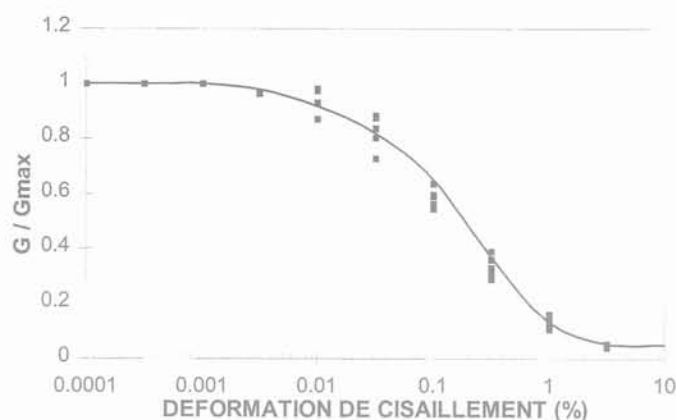


FIG. 6 Variation des caractéristiques avec la déformation. Matériau a_0 . a) module ; b) amortissement.
Strain dependence of characteristics. Material a_0 . a) shear modulus ; b) equivalent damping ratio.

portement élastique ($G/G_{\max} = 1,0$) dans un domaine de déformation plus étendu, mais inversement une capacité dissipative, représentée par le paramètre β , moins élevée. Il a par ailleurs été vérifié que les courbes obtenues sont en bon accord avec celles publiées dans la littérature (Vucetic, Dobry, 1991) pour des matériaux semblables.

Les calculs de propagation d'ondes présentés ci-après ont également fait appel à une modélisation réellement non linéaire du comportement des sols. Un modèle de comportement type élastoplastique avec écrouissage cinématique et loi d'écoulement non associée a été utilisé. Les paramètres du modèle de Prevost (1985) ont été déterminés à partir des essais de laboratoire mentionnés ci-dessus et ont permis de reproduire fidèlement les courbes de la figure 7.

5

Calculs de propagation d'ondes

5.1

Calculs de base

Ils ont été réalisés en retenant une géométrie unidimensionnelle des couches de fondation. Au droit de chaque appui de l'ouvrage, le profil stratigraphique a été schématisé par une colonne de sol représentant l'empilement vertical de couches horizontales.

Les lois de comportement utilisées pour la représentation du comportement du sol comprennent :

- le modèle linéaire équivalent dans lequel les caractéristiques G_s et β sont ajustées itérativement pour être, dans chaque couche, compatibles (au sens de la figure 7) avec la déformation moyenne induite ;
- un modèle unidimensionnel non linéaire obtenu par introduction d'un seuil plastique dans la courbe effort-déformation ; pour les décharges et recharges successives le modèle obéit aux lois de Masing ; ce modèle est connu sous le nom de Modèle de Iwan (1967) ;
- un modèle élastoplastique tridimensionnel avec prise en compte du caractère biphasique du sol (modèle de Prevost).

Dans tous les cas, les propriétés élastiques des différents matériaux ont été prises égales soit aux caractéristiques minimales, soit aux caractéristiques maximales (§ 4.1).

La cinématique du mouvement a été en générale prise unidirectionnelle avec un seul degré de liberté, le déplacement horizontal à chaque nœud. Pour les calculs élastoplastiques, du fait du couplage entre les déformations volumiques (qui dans le cas présent sont faibles du fait de la saturation des matériaux et de leur faible perméabilité) et les déformations de cisaillement, deux degrés de liberté sont assignés à chaque nœud : déplacement horizontal et déplacement vertical.

La sollicitation sismique est définie par les 10 accélérogrammes synthétiques dont les spectres sont voisins de celui du séisme de référence (§ 3).

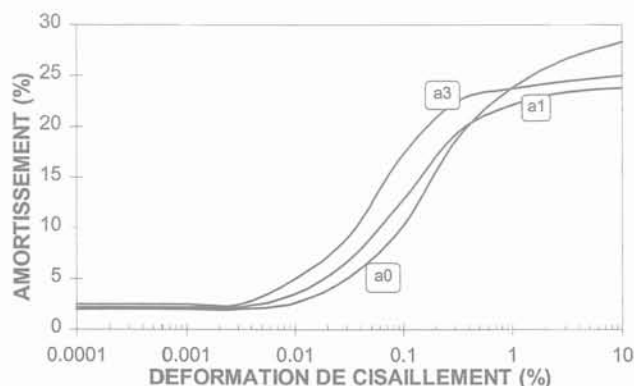
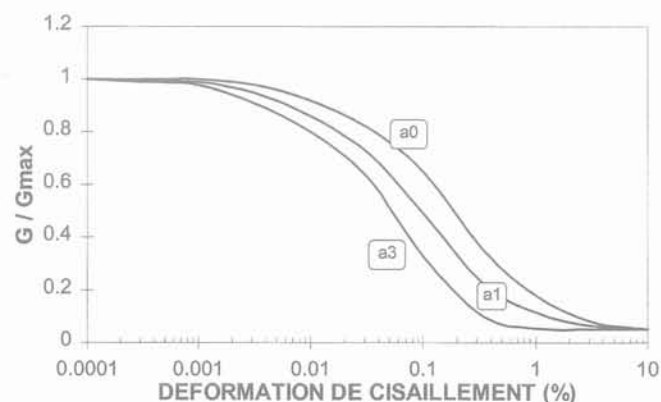


FIG. 7 Variations des caractéristiques avec la déformation. Tous matériaux. a) module ; b) amortissement.
Strain dependence of characteristics. All materials. a) shear modulus ; b) equivalent damping ratio.

Études paramétriques

Outre les nombreuses variations déjà prises en compte dans les études de base qui conduisent au droit de chaque appui à 60 calculs (2 jeux de caractéristiques élastiques $\times$ 3 modèles de comportement $\times$ 10 accélérogrammes), l'influence des paramètres suivants a été étudiée :

- profondeur du substratum rocheux ;
- cinématique du mouvement ; certains calculs élastoplastiques ont été réalisés en imposant deux sollicitations horizontales, non corrélées, à la colonne de sol. Du fait du couplage déformations volumiques-déformations de cisaillement, la cinématique du mouvement est tridimensionnelle.

6

Résultats

La figure 8 représente, à l'emplacement du pont à haubans les spectres de réponses calculés avec le modèle linéaire équivalent pour les profils de sol associés aux caractéristiques élastiques minimales et maximales. Pour un profil stratigraphique donné, le spectre représente la moyenne des spectres calculés avec les 10 accélérogrammes artificiels. On constate qu'à faible période la réponse est contrôlée par les caractéristiques maximales, alors qu'au-delà de trois secondes elle est contrôlée par les caractéristiques minimales. Sur la base de ce modèle de comportement le spectre de calcul à retenir serait constitué par l'enveloppe des deux courbes.

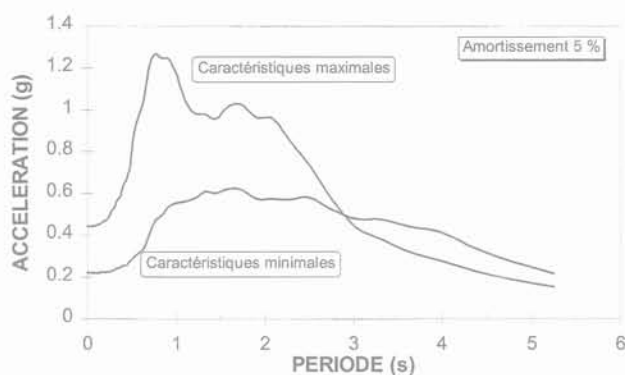


FIG. 8 Spectres de réponse au droit du pont à haubans. Calculs linéaires équivalents. Response spectra at the cable stayed bridge location. Linear equivalent calculations.

La figure 9 met en évidence l'influence de la stratigraphie en comparant les spectres calculés avec le modèle linéaire équivalent le long de l'ouvrage au droit du pont à haubans et en deux emplacements du viaduc central. On note une forte influence de la stratigraphie, plus particulièrement en dessous de 0,5 seconde et entre 1,5 et 2,5 secondes. Pour une période donnée, la réponse maximale dépend de la localisation et ne correspond pas toujours à la même stratigraphie.

La figure 10 compare au droit du pont à haubans la réponse calculée en surface en fonction du modèle de comportement retenu pour les différents matériaux. A

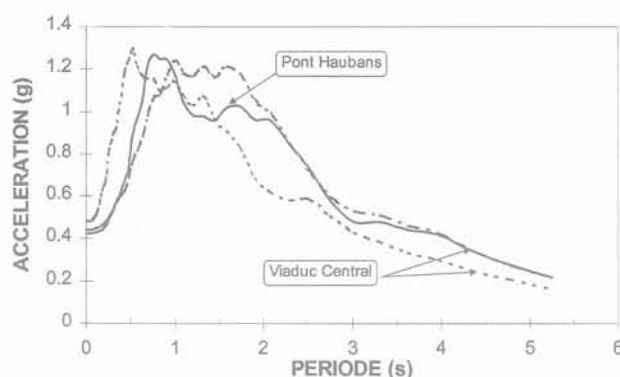


FIG. 9 Calculs linéaires équivalents. Influence de la stratigraphie. Linear equivalent calculations. Influence of stratigraphy.

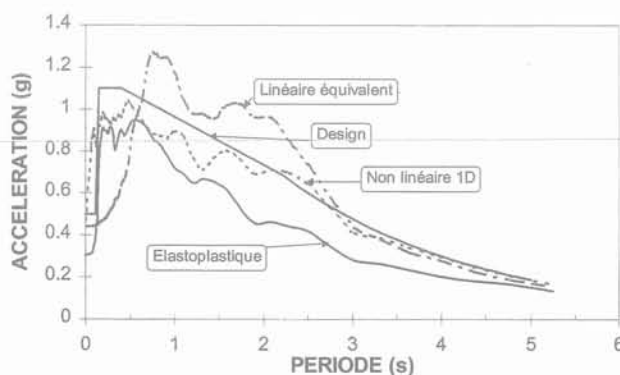


FIG. 10 Influence de la loi de comportement du sol. Influence of the soil constitutive model.

faible période ($T < 0,5$ s) le modèle linéaire équivalent sous-estime fortement la réponse, alors qu'entre 0,5 s et 2,5 s il le surestime par rapport au modèle non linéaire. Cette tendance est connue pour les sollicitations importantes et est inhérente au modèle linéaire équivalent : les hautes fréquences sont filtrées par suite de la prise en compte d'un amortissement équivalent indépendant de la fréquence et calculé en fonction de la déformation moyenne qui est contrôlée par les basses fréquences ; certaines fréquences, correspondant aux fréquences propres de la couche de sol, sont amplifiées.

Les deux modèles non linéaires (1D et élastoplastique) conduisent à des réponses voisines jusqu'à 1,5 seconde et divergent au-delà, le modèle 1D conduisant à des réponses plus élevées. Cette différence de comportement est due à l'extrapolation qui est faite des courbes effort-déformation à déformation élevée ($> 1\%$) ; les essais de laboratoire disponibles ne permettent pas de connaître cette branche de la courbe. Le modèle 1D a été calibré en extrapolant « de façon raisonnable » les courbes de la figure 7 alors que le modèle élastoplastique a été calibré sur les données disponibles pour les déformations inférieures à 1% ; le comportement pour les déformations plus élevées résultent alors du modèle choisi. Pour les périodes élevées du spectre qui sont contrôlées par la réponse à déformation élevée du profil de sol, les modèles linéaire et non linéaire 1D donnent des résultats comparables, car ils sont bâtis sur la même extrapolation des courbes de la figure 7 à déformation élevée.

Devant cette incertitude, il a été décidé de retenir une évaluation raisonnablement conservative pour le spectre de réponse en surface ; cette évaluation est donnée sur la figure 10 et enveloppe légèrement le spectre calculé avec le modèle non linéaire 1D.

Les autres études paramétriques réalisées pour le projet ont montré la faible dépendance des spectres calculés sur la profondeur du substratum rocheux ou sur la cinématique choisie. La figure 11 montre, au droit du pont à haubans la différence entre les spectres calculés avec le modèle élastoplastique dans l'hypothèse d'une sollicitation unidirectionnelle ou d'une sollicitation bidirectionnelle. Devant ce faible écart, au regard des autres variations mises en évidence sur les figures 8 à 10, l'ensemble des études ayant conduit aux spectres de calcul ont été réalisées avec une cinématique unidirectionnelle.

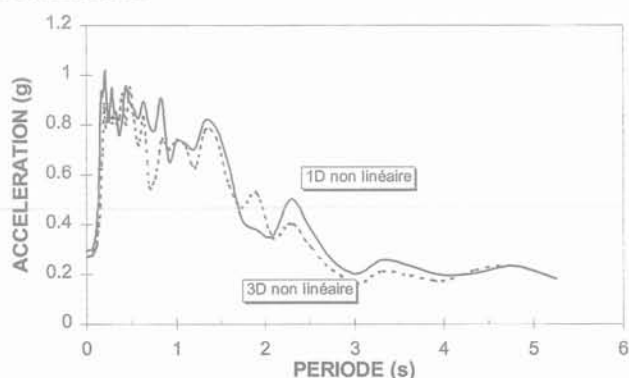


FIG. 11 Influence de la cinématique du mouvement sur la réponse.
Influence of the kinematic of motion on the response.

7

Conclusions

Les nombreuses études paramétriques réalisées pour l'ouvrage ont conduit à la définition par zones, correspondant à des stratigraphies différentes, de spectres de calcul du mouvement horizontal en surface. Compte tenu des sollicitations sismiques élevées

induites par le séisme de référence, il est apparu que les calculs linéaires équivalents ne constituaient pas l'outil approprié pour la détermination de ces spectres ; la détermination des spectres a reposé sur la réalisation de calculs non linéaires.

La figure 12 compare, à l'emplacement du pont à haubans le spectre de réponse horizontal à la surface à celui du mouvement de référence imposé au niveau d'un affleurement du substratum rocheux. L'influence des caractéristiques mécaniques des sols est apparente avec une forte amplification de la réponse pour les périodes supérieures à la seconde ; en haute fréquence, la réponse est par contre légèrement filtrée par rapport à celle au rocher. Cette amplification justifie, *a posteriori*, la nécessité des études présentées ci-dessus pour la définition du spectre de calcul.

Pour le mouvement vertical, aucun calcul n'a été réalisé pour la définition du spectre en surface. En effet, le mouvement vertical résulte principalement de la propagation verticale d'ondes de compression ; le matériau étant saturé, il est pratiquement incompressible et le mouvement se transmet depuis le rocher sans être altéré par la propagation. Le spectre vertical sur la figure 12 correspond donc à celui de la sollicitation verticale au niveau du rocher.

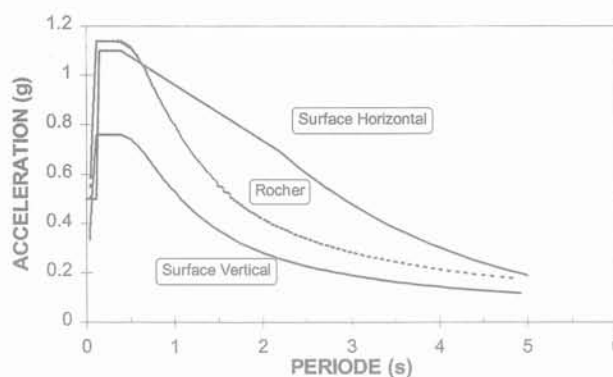


FIG. 12 Spectres de calcul.
Design spectra.

Bibliographie

Association Française du Génie Parasismique. – « Le séisme du Mexique du 19 septembre 1985 ». Compte rendu de mission, 1985.
Iwan W.D. – « On a class of models for the yielding behavior of continuous and composite systems ». *Journal of Applied Mechanics*, ASME, vol. 34 n° E3, 1967.
Pecker A. – *Dynamique des sols*. Presses de l'ENPC, 1984.
Prevost J.H. – « A simple plasticity theory

for frictional cohesionless soils ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 4, n° 1, 1985, p. 9-17.
Seed H.B., Wong R.T., Idriss I.M., Tokimatsu K. – « Moduli and damping factors for dynamics analyses of cohesionless soils ». Earthquake Engineering Research Center. Report EERC 84-14, 1984.
Vucetic M., Dobry R. – « Effect of soil plasticity on cyclic response ». *Journal of*

Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 117, n° 1, 1991.
Wastiaux M., Ducroq J., Corbetta F. – « Les pieux maritimes du pont Vasco da Gama ». *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999.
Weiler W.A. Jr. – « Small strain shear modulus of clay ». Recent advances in ground motion evaluation. ASCE Geotechnical Publication n° 20, 1988, p. 331-345.

Caissons à succion pour l'ancrage de structures pétrolières en mer profonde

J.-L. COLLIAT

ELF Exploration Production
avenue Larribau
64018 Pau Cedex

Résumé

Un nouveau type d'ancrage, composé de caissons mis en place par succion, connaît actuellement un intérêt important dans l'industrie pétrolière, notamment pour les grandes profondeurs d'eau, du fait d'une plus grande fiabilité, de leur capacité à reprendre des efforts inclinés avec des lignes d'amarrage tendues et d'une réduction des moyens d'installation requis. Une des premières applications a été faite par ELF Congo en 1995, pour l'ancrage d'une barge de production sur le champ de Nkossa par 200 mètres de profondeur d'eau. Les 12 caissons à succion en acier, avec un diamètre de 5 mètres et une hauteur de 13 mètres, ont été installés avec succès dans des argiles molles normalement consolidées, représentatives des sites par grands fonds. Les hypothèses générales du dimensionnement sont données, ainsi que le résultat des opérations de mise en place sur le site et l'évaluation du comportement des caissons enregistré en cours d'installation. Les résultats obtenus, en parfait accord avec les prévisions, ont démontré la fiabilité de la procédure d'installation. Une nouvelle application pour le Groupe ELF aura lieu début 2001 en Angola sur le champ de Girassol par 1400 mètres de profondeur d'eau. Dans ce cas, les 16 caissons, de diamètre 4,5 mètres et d'une hauteur de 17 mètres, serviront à l'ancrage d'un FPSO sur un des champs pétroliers les plus profonds au monde.

Suction caissons for anchoring oil production structures at deep water sites

Abstract

A new type of anchor, composed of suction caissons, presently finds a strong interest in the offshore oil industry, in particular for deep waters, because of their improved reliability, their vertical loading capacity in taut leg moorings, and the reduced installation equipment required. One of the first applications has been made by ELF Congo in 1995, for anchoring a process barge at the Nkossa field in about 200 metres of water depth. The 12 steel suction caissons, 5 metres in diameter and 13 metres high, were successfully installed in soft normally consolidated clays, representative of deep water sites. The general design assumptions are given in the paper, together with the results of the installation operations with the evaluation of the monitored installation performance. The results obtained were in perfect agreement with the predictions, thus demonstrating the reliability of the design installation procedure. A new application for the ELF Group will be made early 2001 in Angola at the Girassol field in 1,400 metres of water depth. In that case, the 16 steel suction caissons, with a diameter of 4.50 metres and 17 metres high, will be used for anchoring an FPSO at one of the deepest oil fields world wide to date.

Introduction

L'industrie pétrolière s'engage dans des profondeurs d'eau de plus en plus grandes, notamment dans le golfe du Mexique, en mer du Nord, au large du Brésil et dans le golfe de Guinée. Vers 1980, au début des interventions par robot télé-opéré (« ROV » Remote Operated Vehicle), les « grands fonds » débutaient vers 200 mètres de profondeur d'eau, soit plus ou moins à la limite des interventions par plongée sous-marine, cette limite étant ensuite portée à environ 500 mètres une dizaine d'années plus tard. Actuellement, des forages d'exploration sont réalisés par plus de 2 000 mètres d'eau (avec, par exemple, la récente découverte par ELF Exploration Inc. du champ d'Aconcagua par 2 150 mètres de profondeur dans le golfe du Mexique) et des champs pétroliers sont mis en production dans des profondeurs comprises entre 1 000 et 1 850 mètres (record actuel de la tête de puits sous-marine du champ de Roncador au large du Brésil).

Le nouveau terme « ultra grand fond » est maintenant utilisé pour la tranche d'eau comprise entre 1 500 et 3 000 mètres, ceci étant considéré comme une limite de faisabilité avec les technologies actuelles. Les spécialistes en géotechnique marine ont suivi ce mouvement et ont su innover pour répondre aux nouveaux besoins ainsi créés [1].

Dans les grandes profondeurs d'eau (> 500 mètres), de nouveaux concepts de structures de production sont considérés, avec le double souci constant d'une amélioration de la fiabilité et d'une maîtrise des coûts de développement. Les différentes structures pétrolières flottantes sont données à la figure 1 : plate-forme à lignes tendues (« TLP » Tension Leg Platform), bouée flottante « SPAR », unité flottante de production et stockage (« FPSO » Floating Production Storage and Off-loading) et unité semi-submersible de production (« FPU » Floating Production Unit).

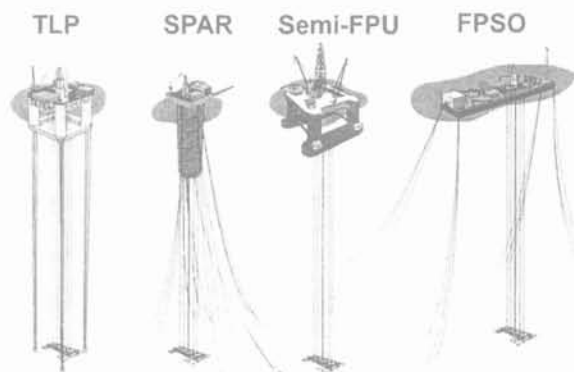


FIG. 1 Structures pétrolières flottantes en mer profonde.
Floating oil production structures for deep water sites.

Pour ces structures pétrolières flottantes en mer profonde, les ancrages par « caissons à succion » font l'objet d'un vif intérêt dans l'industrie pétrolière, notamment du fait : (1) de leur plus grande fiabilité par rapport aux ancres traditionnelles, (2) de leur capacité à reprendre des efforts inclinés avec des lignes d'amarrage tendues et (3) des économies engendrées par la

réduction des temps et des moyens d'installation requis. Dans la littérature anglo-saxonne, ces caissons à succion, en acier ou béton et mis en place dans le sol en créant une dépression à l'intérieur du caisson par rapport à la pression hydrostatique ambiante sur le fond marin, sont généralement mentionnés sous les termes de « skirted foundations and anchors » (fondations et ancres à bèches/jupes), « bucket foundations » (fondations de type seau retourné), ou « suction anchors » (ancres à succion).

Après une première application pour l'ancrage d'un stockeur pétrolier (bouée pour FSO) sur le champ de Gorm au Danemark en 1981 [2], le concept de fondation et d'ancrage par caissons à succion a rencontré un regain d'intérêt depuis le début des années 90. On peut notamment mentionner les applications pour les fondations et ancrages des structures pétrolières suivantes :

- En mer du Nord : les plates-formes à lignes tendues (TLP) de Snorre [3] et Heidrun (avec des caissons en béton), les plates-formes treillis fixes (« jackets ») de Draupner (auparavant Europipe [4]) Sleipner et Alba, les plates-formes autoélévatrices (« jack-ups ») de Sleipner et Yme [5], les unités flottantes de production et stockage (FPSO) de Yme, Schiehallion [6], Curlew [7], Asgard A et Jotun, ainsi que les plates-formes semi-submersibles de production de Njord, Visund [8] et Asgard B.

- Pour l'ancrage permanent d'unités de production et de stockage en mer profonde : la barge de production de Nkossa au Congo [9, 10], les FPSO de Aquila en mer Adriatique [7], de Lufeng en Chine et de Laminaria en Australie, ainsi que de Kuito et Girassol en Angola, les unités flottantes de production (FPU) de Marlim au Brésil [11], et la bouée SPAR de Diana dans le golfe du Mexique.

- Parmi les autres applications, on peut également citer : les fondations de structures de préforage comme celles de Snorre en Norvège [3] et de Nkossa au Congo [12] ou celles de petites structures de protection de têtes de puits sous-marines [13], l'ancrage temporaire d'appareils de forage d'exploration par grandes profondeurs d'eau dans le golfe du Mexique [14], les fondations permanentes de la structure support de la torche de Nemba au Cabinda ainsi que les fondations temporaires du « jacket » de Mahogany à Trinidad [15], la fixation des extrémités d'une conduite sous-marine sur le champ de Cantarell au Mexique et l'ancrage de lignes de mouillage dans plusieurs ports en Hollande.

Ainsi, le système d'ancrage de la barge de Nkossa en 1995 a représenté la première application après l'ancrage du stockeur pétrolier de Gorm en 1981. Depuis, les applications de caissons à succion se sont multipliées pour l'ancrage permanent de structures pétrolières flottantes (voir le tableau I ci-dessous).

Les nombreuses applications résumées dans le tableau I démontrent la grande versatilité des caissons à succion, utilisés pour une large gamme de profondeur d'eau (40 à 1 400 mètres) et dans tous les types de sol, depuis les sables denses et argiles raides de mer du Nord jusqu'aux argiles très molles du golfe du Mexique et des sites en mer profonde.

Le dimensionnement géotechnique des caissons à succion est basé sur l'expérience acquise avec les structures gravitaires de mer du Nord équipées de bèches (« skirts »), notamment Gullfaks (installation en 1989 par 220 m d'eau, avec des bèches de 22 mètres)

TABLEAU I

Applications des caissons à succion pour l'ancrage permanent de structures flottantes hors TLP (tableau modifié d'après [16]).

Champ et structure	Année	Prof. (m)	Dimensions Diam. x Pén.
Gorm (FSO Shell)	1981	40	3,5 m x 9 m
Nkossa (Barge Elf)	1995	200	4,5-5 m x 12 m
Yme (FPSO Statoil)		100	5 m x 7 m
Norne (FPSO Statoil)	1996	350	5 m x 10 m
Njord (Semi-FPU Hydro)	1997	330	5 m x 7-10 m
Curlew (FPU Shell)		90	5-7 m x 9-12 m
Marlim P-19 et P-26		700	4,7 m x 13 m
(Semis-FPU Petrobras)		1 000	
Schiehallion (FPSO BP)		350	6,5 m x 12 m
Visund (Semi-FPU Hydro)		350	5 m x 11 m
Lufeng (FPSO Statoil)		330	5 m x 10 m
Aquila (FPSO Agip)		850	4,5-5 m x 16 m
Laminaria (FPSO Woodside)	1998	400	5,5 m x 13 m
Marlim P33-P35 (FPSO Petrobras)		780	4,7 m x 17 m
Jotun (FPSO Esso)		850	
Asgard A (FPSO Statoil)		130	?
Asgard B et C (FPU Statoil)	1999	320	5 m x 11 m
Troll C (Semi-FPU Hydro)		300	5 m x 11 m
Kuito (FPSO Chevron)		330	5 m x 15 m
Diana (SPAR Exxon)		400	3,5 m x 13 m
Barracuda P34 ? (FPSO Petrobras)	2000	1 400	6,5 m x 30 m
Espadarte P48 ? (FPSO Petrobras)		850	?
Girassol (FPSO Elf)	2001	950	?
		1 400	4,5 m x 16,5 m

et Troll (plate-forme installée en 1995 par 300 m d'eau, avec des bèches de 36 mètres), complétée par des projets de R&D [17], la réalisation d'essais en modèles réduits sur site à terre [18-20] ou en centrifugeuse [21, 22], ainsi que des essais en vraie grandeur sur site en mer [23]. Au bilan, et en moins de cinq ans, ce nouveau concept de fondation et d'ancrage a donc acquis un niveau de confiance suffisant pour être maintenant appliqué aux champs pétroliers en mer profonde où une fiabilité maximale est recherchée.

Enfin, parmi les autres types d'ancrages considérés, on peut noter que :

- les pieux d'ancrage battus, utilisés notamment pour plusieurs structures par grand fond dans le golfe du Mexique (dans des profondeurs d'eau comprises entre 500 et 1 200 mètres pour les TLP des champs de Auger, Mars, Ram-Powell, Ursa, Morpeth et Marlin, comme pour les bouées SPAR de Neptune et Genesis par 550 et 900 mètres d'eau), sont limités aux capacités des systèmes de battage hydraulique sous-marin, soit actuellement environ 1 500 mètres de profondeur d'eau ;
- les pieux d'ancrage forés cimentés, bien qu'utilisés au Brésil par environ 800 mètres d'eau pour les FPSO P-33 et P-35 sur le champ de Marlim, sont généralement considérés comme trop coûteux du fait des tarifs journaliers des appareils de forage ;
- face aux caissons à succion, seul le nouveau concept d'ancre à capacité de chargement vertical (« VLA » Vertically Loaded Anchor) semble avoir trouvé un marché en mer profonde, notamment pour les systèmes d'ancrage temporaires [24-26]. Des ancres VLA installées par l'intermédiaire d'un caisson à succion

(« SEPLA » Suction Embedded Plate Anchor et « SEA » Suction Embedded Anchor) sont également en cours de développement [27,28] ;

• enfin, des ancres classiques ont été utilisées pour le FPSO-II du champ de Marlim Sud au Brésil par 1 400 mètres de profondeur d'eau, ceci représentant probablement une des dernières applications des ancres conventionnelles pour de telles profondeurs. A noter que PETROBRAS prévoit de déplacer le FPSO-II sur un nouveau site par 1 200 mètres de profondeur d'eau courant 1999, les ancres devant être remplacées par des VLA pour réduire la zone d'emprise du système d'ancrage sur le fond [29].

2

Expérience du champ de Nkossa (200 mètres de profondeur d'eau au Congo)

Le dimensionnement des caissons d'ancrage de la barge de production de Nkossa est résumé dans cette publication, en se limitant aux aspects généraux et aux opérations d'installation. Le dimensionnement géotechnique des caissons a été réalisé par le « Norwegian Geotechnical Institute » (NGI, Oslo) pour « Single Buoy Moorings » (SBM, Monaco) en charge de la fourniture et de la pose du système d'ancrage, avec classification par le Bureau Veritas tel que requis par ELF Congo. Le principe du dimensionnement géotechnique des caissons à succion est détaillé dans les publications NGI [17] et [20]. Le comportement des caissons, enregistré en cours d'installation sur le site de Nkossa est décrit dans la présente publication, en mettant l'accent sur les enseignements applicables aux grands fonds et notamment au projet Girassol par 1 400 mètres de profondeur d'eau en Angola.

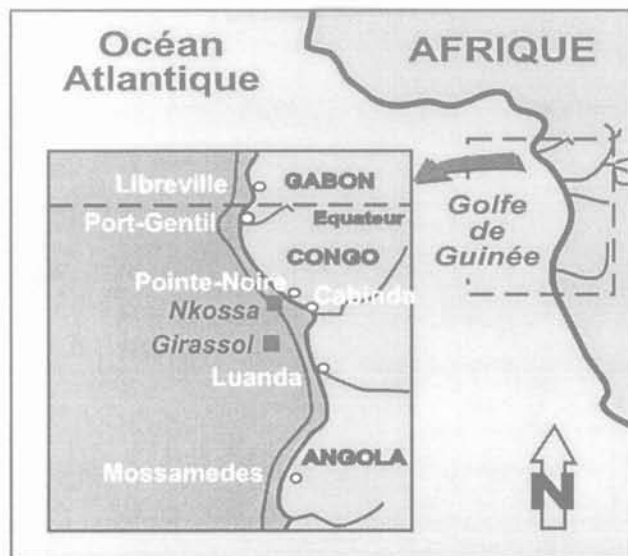


FIG. 2 Carte de situation générale.
General location map.

Caractéristiques du site et du système d'ancrage

Le champ pétrolier de Nkossa, opéré par ELF Congo dans le golfe de Guinée, est situé par une profondeur d'eau comprise entre 150 et 300 mètres (Fig. 2). Ce développement comprend deux plates-formes fixes en acier (installées début 1995), avec forage assisté par appareil semi-submersible flottant, une barge de production et d'habitation (connectée aux plates-formes début 1996 pour la mise en production du champ), et deux unités flottantes de stockage et transfert, un pour l'huile et l'autre pour le gaz de pétrole liquéfié (« GPL »).

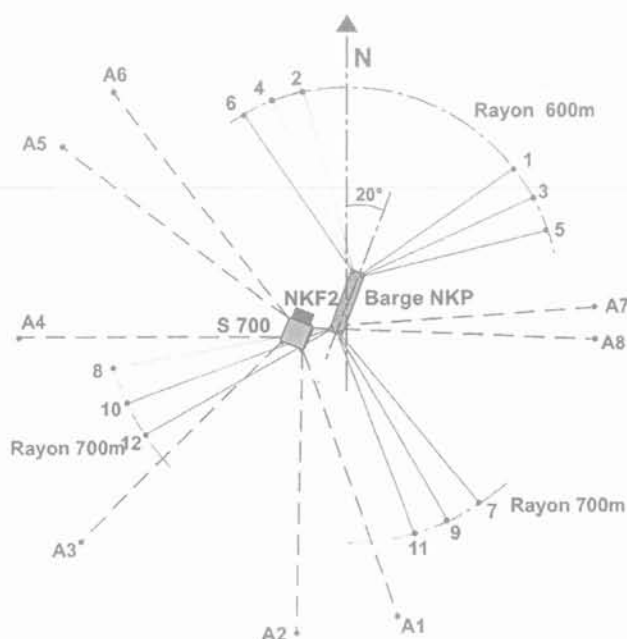


FIG. 3 Nkossa – Systèmes d'ancrage de la barge NKP et de l'appareil de forage SEDCO S700.

Nkossa – Anchoring systems of the NKP barge and drilling rig SEDCO S700.

La barge de production et d'habitation de Nkossa a été prévue pour supporter 33 000 tonnes d'équipements et pour loger jusqu'à 160 personnes. Sur le site, la barge NKP, positionnée à proximité de la plate-forme NKF2 et de l'appareil de forage SEDCO « S700 », est ancrée avec douze lignes d'amarrage composées de chaînes de 11,4 cm de diamètre et réparties par groupes de trois. La gestion des risques d'interférence, possibles entre le système d'ancrage de la barge (12 lignes) et celui de l'appareil de forage (8 lignes), compliquée par la présence de la plate-forme voisine et des conduites sous-marines sur le fond, a été une contrainte non négligeable du schéma de développement du champ (Fig. 3).

Le champ de Nkossa est situé légèrement au Nord du canyon du fleuve Congo, à environ 60 kilomètres au large de la ville de Pointe Noire. À la limite du talus continental, le fond marin présente une pente moyenne d'environ 3 %. Des sondages géotechniques ont été réalisés sur chaque emplacement de groupe d'ancres, incluant des essais *in situ* au pénétromètre statique (essais PCPT au piézocône) et des

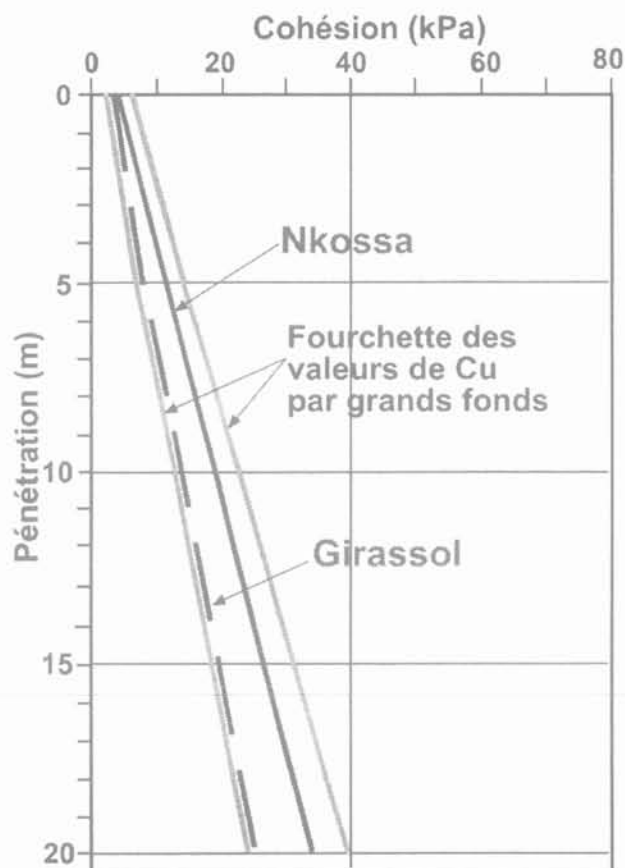


FIG. 4 Profils simplifiés des conditions de sol.
Simplified soil condition profiles.

prélèvements d'échantillons pour essais de laboratoire. Dans une profondeur d'eau comprise entre 150 et 200 mètres sur la zone d'emprise des ancrages de la barge, une couche d'argile sableuse est présente sur le fond marin, avec une épaisseur variant de 2 à 5 mètres. Sous cette formation superficielle, les conditions de sol sont composées d'argile plastique normalement consolidée, avec une résistance au cisaillement non drainé croissant plus ou moins linéairement avec la pénétration sous le fond de mer. Le profil de résistance au cisaillement non drainé de l'argile, basé sur les résultats d'essais triaxiaux UU, est résumé à la figure 4 pour les 20 premiers mètres de sédiments.

En phase d'avant-projet, une comparaison des différents types d'ancrages possibles a été réalisée, incluant les ancres conventionnelles, les pieux d'ancrage battus et les caissons à succion [9]. Les résultats de cette étude sont résumés par la figure 5. La solution par caissons à succion a été préférée au cas de base avec des ancres conventionnelles pour les deux raisons suivantes : (1) une emprise réduite sur le fond marin avec un plus faible rayon d'ancrage du à la possibilité de reprendre des efforts inclinés (sur les douze lignes d'amarrage de la barge, une économie de 3 000 mètres de chaîne, soit 800 tonnes d'acier, a été possible) et (2) une réduction des temps d'installation, notamment du fait qu'il n'était pas besoin de réaliser des essais de prétensionnement sur le site. Par comparaison avec les pieux d'ancrage battus, la mobilisation d'une barge grue de forte capacité, nécessaire pour la manipulation des pieux et d'un marteau hydraulique sous-marin, a été évitée. Au bilan, la réduction de coût liée à la solution par caissons à succion a été estimée

égale à 20 % du coût global de fabrication et d'installation du système d'ancrage de la barge, soit une économie de l'ordre de 20 MF.

Le dimensionnement du système d'ancrage de la barge a été réalisé pour satisfaire les conditions requises pour la durée de vie de trente ans du champ de Nkossa et en accord général avec la procédure du document API RP 2FP1 [30]. Les coefficients de sécurité globaux appliqués étaient les suivants :

- pour les lignes n° 1, 3, 5, 7, 9 et 11 (dont la rupture entraînerait un déplacement de la barge vers la plate-forme NKF2, voir la figure 3) : 2,20 et 1,75 en condition « système intact » et « système avec une ligne cassée », respectivement ;
- pour les lignes n° 2, 4, 6, 8, 10 et 12 (dont la rupture entraînerait un déplacement de la barge à l'écart de la plate-forme NKF2, voir la figure 3) : 1,75 et 1,25 en condition « système intact » et « système avec une ligne cassée », respectivement.

Finalement, deux dimensions de caissons d'ancrage ont été adoptées pour les douze lignes d'amarrage de la barge : (1) diamètre 4,5 m et pénétration 11,8 m, correspondant à une capacité ultime de 4,85 MN pour huit lignes (poids des caissons égal à 41 tonnes avec une épaisseur d'acier de 15 mm, y compris 10,5 tonnes pour le capot amovible) et (2) diamètre 5 m et pénétration 12,5 m (figure 6), correspondant à une capacité ultime égale à 5,92 MN pour quatre lignes supportant des efforts plus importants (poids des caissons égal à 47 tonnes avec le capot amovible).

Deux points particuliers peuvent être soulignés :

- Pour les deux types de caissons, le point d'amarrage de la ligne d'ancrage est situé à environ 7,5 m sous le fond marin, de manière à minimiser le moment de renversement. En recherchant le point d'attache correspondant à une rotation nulle, la capacité portante ultime du caisson est optimisée en imposant une cinématique de translation latérale. Pour des conditions identiques, la connexion de la chaîne au niveau du fond marin entraînerait une division par deux de la capacité portante ultime des caissons (voir [9] et [18]).
- Du fait des efforts d'ancrage essentiellement horizontaux, la fermeture des caissons n'était pas requise et un capot amovible a été utilisé. Adaptable aux deux types de caissons et permettant un gain supplémentaire en poids d'acier, celui-ci n'a été utilisé que pour la phase de pénétration dans le sol par dépression.

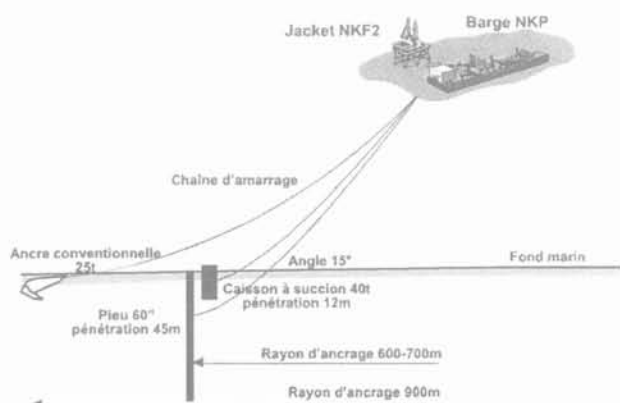


FIG. 5 Nkossa – Comparaison des systèmes d'ancrage considérés.
Nkossa – Comparison of the anchoring systems considered.

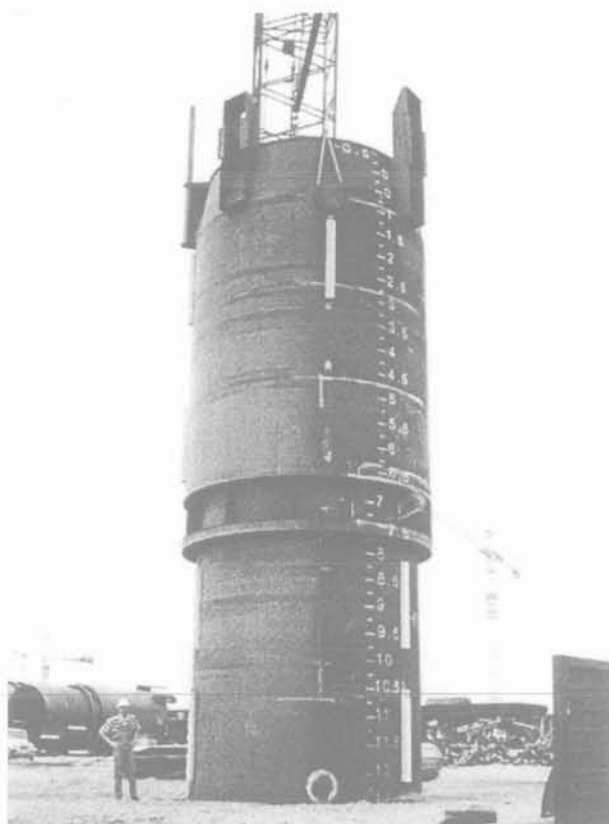


FIG. 6 Nkossa – Caisson à succion pour la barge.
Nkossa – Suction caisson for the barge.

Enfin, étant donné la capacité des caissons à reprendre des efforts verticaux, le rayon d'ancrage a pu être réduit jusqu'à autoriser un soulèvement de la ligne d'ancrage avec un angle de l'ordre de 15° par rapport au fond marin dans le cas des efforts extrêmes (voir la figure 5). A l'époque du dimensionnement du système d'ancrage de la barge Nkossa, ceci représentait une déviation par rapport à l'API RP 2FP1 où il est considéré que les ancrs conventionnelles ne peuvent reprendre que des efforts horizontaux. La possibilité de reprendre des efforts inclinés a ensuite été reconnue par l'API RP 2SK, tout en limitant l'angle d'inclinaison de la ligne d'ancrage à 5° et 10° en condition de chargement extrême pour les cas « système intact » et « système avec une ligne cassée », respectivement (voir [30] et [31]).

2.2

Procédure et prévision d'installation

Compte tenu de la relativement faible distance entre la terre et le site de Nkossa (4,5 heures de navigation), un seul navire a été utilisé pour le transport et l'installation des caissons. Le « Dynamic Installer », navire à positionnement dynamique opéré par SBM, est équipé d'une grue de 100 tonnes de capacité de levage et d'un véhicule télé-opéré pour l'observation sous-marine (ROV). Transportés un par un en position verticale sur le pont du navire, les caissons ont été mis à l'eau par la grue du bord, après connexion de la chaîne et vérification du système de pompage et d'instrumentation.

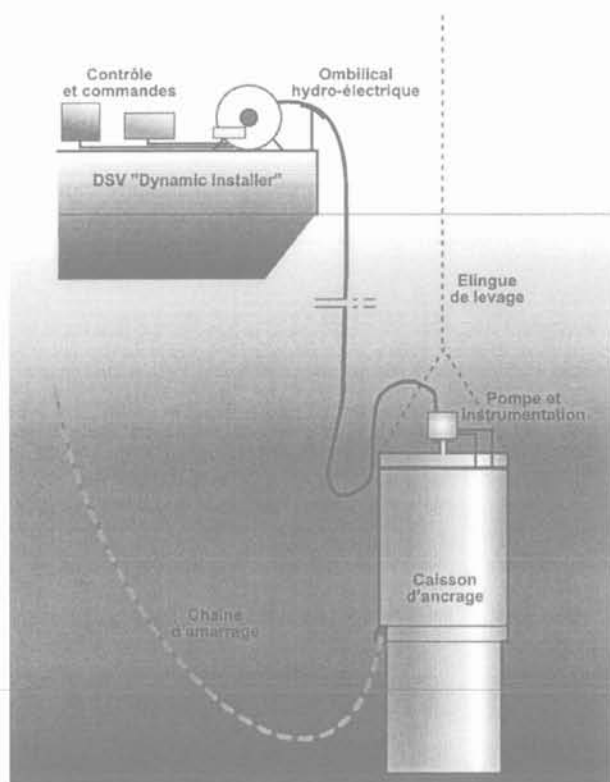


FIG. 7 Nkossa – Mise à l'eau du caisson avec le système de pompage et d'instrumentation. Nkossa – Over-boarding of the caisson with the pumping and monitoring system.

Le système de pompage et d'instrumentation, développé par le NGL, était positionné sur un perçage de diamètre 0,51 m au centre du capot amovible du caisson. Ce système, relié au navire par un ombilical hydro-électrique pour les commandes et la transmission en temps réel des données d'instrumentation (Fig. 7), comprenait l'équipement suivant :

- balise acoustique et gyro-compas pour le positionnement précis du caisson et le contrôle de son orientation sur le fond marin ;
- capteur de pression totale pour la mesure de l'immersion du caisson ;
- pompe centrifuge hydraulique, utilisée pour l'évacuation de l'eau lors de la pénétration du caisson dans le sol. En cours de pénétration par succion, le contrôle de la dépression à l'intérieur du caisson était assuré par le contrôle du débit de la pompe évacuant l'eau du caisson ;
- inclinomètres pour la mesure de l'inclinaison du caisson selon deux directions au moment de la pose sur le fond et en cours de pénétration dans le sol ;
- écho-sondeurs, un à l'extérieur et l'autre à l'intérieur du caisson, pour la mesure de la pénétration (en plus des marquages sur le caisson suivis par la caméra du ROV sur le fond) et de l'éventuel soulèvement du sol à l'intérieur du caisson en cours de pénétration par succion ;
- capteur de pression différentielle pour la mesure de la dépression (donc de l'effort de pénétration par succion) créée par le pompage de l'eau emprisonnée à l'intérieur du caisson.

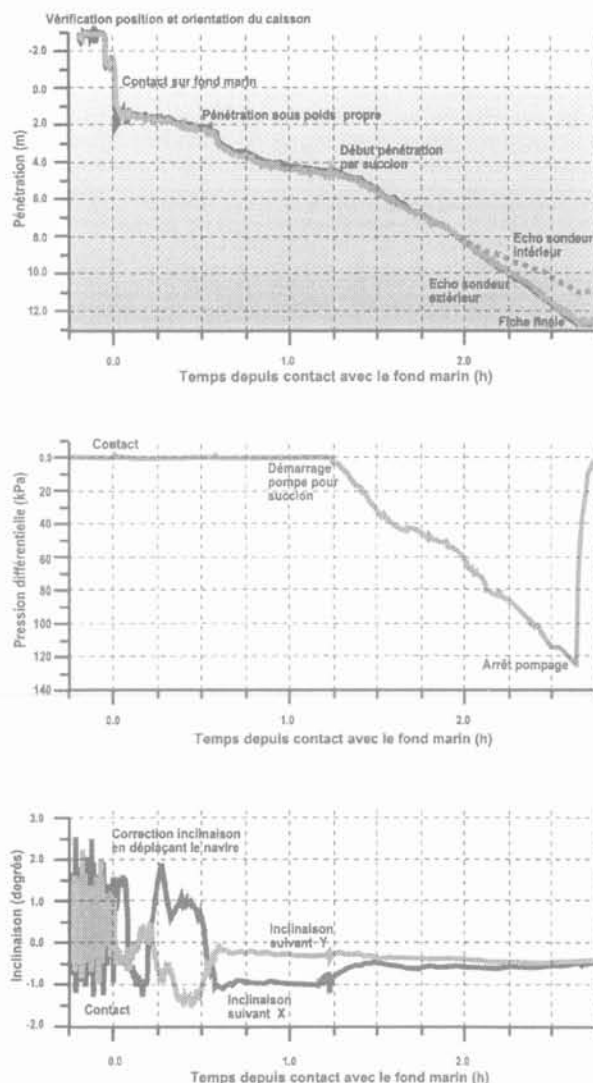


FIG. 8 Nkossa – Phases d'installation d'un caisson par succion. Nkossa – Installation phases of a suction caisson.

La prévision d'installation est résumée à la figure 9, où sont donnés, d'une part, le faisceau prévisionnel de dépression en fonction de la pénétration des caissons dans le sol et, d'autre part, la valeur « critique » de dépression correspondant à la rupture du sol par soulèvement à l'intérieur du caisson. Ce soulèvement du « bouchon » de sol pouvant entraîner un refus de pénétration, la succion créée par le pompage en cours de pénétration doit être maintenue en deçà de cette valeur dite « critique ». La comparaison avec les résultats obtenus en cours de pénétration est faite ci-dessous.

2.3

Résultats des opérations d'installation

Les résultats obtenus en cours d'installation d'un caisson sont illustrés par la figure 8 où les différentes étapes de mise en place sont données en fonction du temps, en présentant : (1) la pénétration du caisson dans le sol (graphe supérieur, noter que les deux écho-sondeurs donnent des valeurs de pénétration légèrement différentes), (2) l'évolution de la pression différentielle à l'intérieur du caisson (graphe central) et

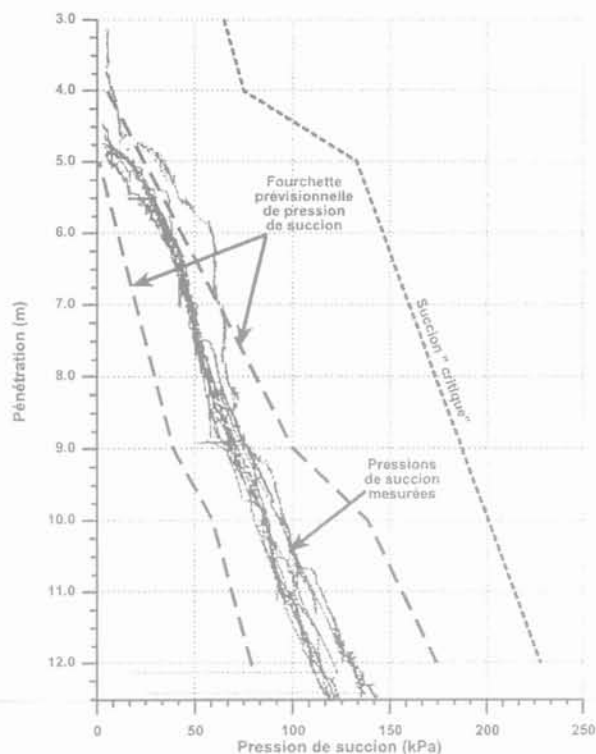


FIG. 9 Nkossa – Comparaison entre prévision et résultats d'installation.
Nkossa – Comparison between prediction and results of installation.

(3) l'évolution de l'inclinaison du caisson (graphe inférieur). Les résultats présentés à la figure 8 sont représentatifs du comportement moyen obtenu pour les douze caissons d'ancrage de la barge de Nkossa.

Lors des différentes phases de mise en place d'un caisson, on relève les points particuliers suivants :

- **Pénétration** : Après vérification de la position et de l'orientation du caisson à l'approche du fond marin, le caisson s'enfonce dans l'argile molle sous poids propre. Une pénétration de l'ordre de 4,5 m est obtenue avant de démarrer la phase suivante de pénétration par succion (voir également la figure 9 résumant les résultats obtenus pour les douze caissons). Tous les caissons ont été amenés à leur fiche de projet avec une vitesse de pénétration variant entre 3,6 et 10,5 m/h, la vitesse moyenne de 6,5 m/h correspondant à un débit moyen de la pompe hydraulique de 110 m³/h.

- **Pression différentielle** : La dépression (ou succion) maximale requise pour amener les caissons à leur fiche de projet a été comprise entre -115 et -145 kPa, avec une valeur moyenne de -125 kPa. La figure 9 montre que ces valeurs étaient en très bon accord avec le faisceau prévisionnel et que la marge de sécurité vis-à-vis de la valeur « critique » était importante. Dans le cas de Nkossa, on souligne que la dépression était uniquement requise pour la phase de pénétration, la pression hydrostatique étant rétablie à l'intérieur des caissons en fin de pénétration par l'arrêt de la pompe hydraulique avant de retirer le capot amovible portant le système de pompage et d'instrumentation.

- **Inclinaison** : A l'approche du fond de mer, et du fait des mouvements du navire dus à la houle, l'inclinaison du caisson variait de façon cyclique de ± 1 à 2° , le contact

avec le fond étant clairement mis en évidence par l'arrêt immédiat de ces mouvements. En début de pénétration sous poids propre, l'inclinaison évoluant rapidement dans les deux directions X (vers la chaîne d'amarrage) et Y (à 90° de la chaîne), elle a été corrigée en agissant sur l'effort de tension dans la chaîne d'amarrage (retenue sur le pont du navire). Cette solution s'est révélée très efficace, le caisson étant quasiment parfaitement vertical en fin d'installation. Tous les caissons ont été installés avec une inclinaison inférieure à la tolérance maximale, fixée à $\pm 10^\circ$ après avoir vérifié l'incidence d'une telle inclinaison sur la capacité portante ultime des caissons.

3

Application au champ de Girassol (1 400 mètres de profondeur d'eau en Angola)

Le champ pétrolier de Girassol, opéré par ELF Exploration Angola, est situé à environ 200 kilomètres au large de Luanda par 1 400 mètres de profondeur d'eau. Le schéma de développement prévoit une unité flottante de production et stockage (FPSO) avec une quarantaine de puits sous-marins. MPG (« Mare Profundo Girassol », un groupement entre ETPM et Bouygues Offshore) est en charge de la fourniture du FPSO dont les dimensions en font le plus grand au monde : 300 m de long et 60 m de large, 2 000 000 bbl (320 000 m³) de volume de stockage disponible et une capacité de traitement de 200 000 bbl/jour (environ 32 000 m³/jour). La durée de vie estimée du champ est de vingt ans.

3.1

Enseignements tirés de l'expérience Nkossa

Les principaux enseignements tirés de l'expérience Nkossa et applicables aux grandes profondeurs d'eau sont les suivants :

- la pénétration de caissons par succion dans des argiles molles ne pose pas de problème particulier. Le comportement observé sur Nkossa a été confirmé par les expériences suivantes, notamment sur les sites de Aquila [7] et Marlim [11] dans des profondeurs d'eau comprises entre 700 et 1 000 mètres (en attendant Diana, fin 1999). Il est maintenant considéré que la pénétration ou le retrait d'un caisson est possible jusqu'à un élancement hauteur/diamètre de l'ordre de 10 pour l'enfoncement par succion et 7 pour le retrait par surpression [16] ;
- un système d'instrumentation est indispensable, notamment pour contrôler le comportement du caisson en temps réel dès la phase initiale de contact avec le fond marin. En mer profonde, et dans le but d'éviter l'utilisation d'un ombilical entre la surface et le fond, le système de pompage et d'instrumentation peut être porté par un véhicule télé-opéré (ROV). Cela a déjà été réalisé sur plusieurs sites (voir [7, 11, 14, 23]) et des équipements sont disponibles avec une capacité de 1 500 à 2 000 mètres de profondeur d'eau ;
- en cours d'installation, la correction de l'orientation du caisson est plus difficile que celle de son inclinaison. Dans le cas de Nkossa, la tolérance d'orientation était de $\pm 8^\circ$ et était liée à des limites de contrainte structurale dans la zone de connexion de la chaîne. Il faut souligner que des tolérances sévères peuvent avoir une

incidence non négligeable sur le coût d'un système d'ancrage, notamment avec le risque d'augmenter le temps d'installation sur site (avec la répétition éventuelle d'opérations en mer pour poser les caissons selon les tolérances requises), ainsi que le coût des systèmes d'instrumentation nécessaires (avec également le besoin de prévoir une redondance des équipements). Pour pallier à ces problèmes, il est recommandé : (1) d'étudier la conception du point de connexion de la chaîne pour pouvoir accepter des tolérances d'orientation plus larges et (2) de prendre en compte la baisse de capacité liée à une éventuelle inclinaison dans le dimensionnement des caissons ;

- pour chaque ligne d'amarrage de la barge Nkossa par 200 mètres de profondeur d'eau, le temps d'installation moyen a été égal à 18 heures (hors temps de navigation entre le port et le site), le temps de pose du caisson lui-même ne représentant que 2 à 4 heures (voir figure 8). Dans la mesure où ce temps incluait un certain apprentissage pour une « première » pour SBM et NGL en 1995, on considère que l'installation d'un caisson avec sa ligne devrait être faisable en 24 et 30 heures environ dans 1 000 et 1 500 mètres d'eau, respectivement.

3.2

Installation sur Girassol

Comme dans le cas de Nkossa, le dimensionnement géotechnique des caissons d'ancrage pour Girassol est réalisé par le NGL et fait l'objet d'une classification par le Bureau Veritas. Le profil de sol simplifié, composé essentiellement d'argile molle normalement consolidée, est résumée à la figure 4. Les dimensions générales des caissons d'ancrage sont données au tableau I.

Le système d'ancrage du FPSO de Girassol, composé de seize lignes réparties par groupes de quatre, doit être préinstallé début 2001, avant connexion à l'arrivée du navire pour la mise en production du champ courant 2001. Les caissons d'ancrage sont dimensionnés pour un effort ultime de 6,89 MN avec un angle d'inclinaison de 25° en condition « système avec une ligne cassée » (correspondant à un effort au caisson de 4,59 MN avec un coefficient de sécurité global de 1,5). Les seize caissons et lignes d'amarrage, assemblés à terre en Angola, seront transportés sur le site de Girassol à bord d'une barge. Les opérations d'installation seront ensuite réalisées par une barge grue ou par un navire d'assistance à positionnement dynamique, équipés d'une grue de levage ainsi que de deux véhicules télé-opérés sous-marins (un ROV d'observation et un ROV de travail).

Pour chaque ligne d'ancrage, la procédure générale d'installation, globalement similaire à celle utilisée sur Nkossa, devrait être la suivante :

- le caisson, connecté à la ligne d'amarrage, est mis à l'eau par la grue du navire ;
- après immersion, le ROV de travail, équipé du système de pompage et d'instrumentation, est accosté sur le capot du caisson (capot fixe dans le cas de Girassol) ;
- descente du caisson sur le fond marin et pénétration sous poids propre avec évacuation de l'eau emprisonnée dans le caisson par la pompe et des événements sur le capot ;
- fermeture des événements avant démarrage de la phase de pénétration par succion. Le suivi est assuré par le ROV d'observation sur le fond de mer, ainsi que par le système d'instrumentation commandé depuis le navire à la surface ;

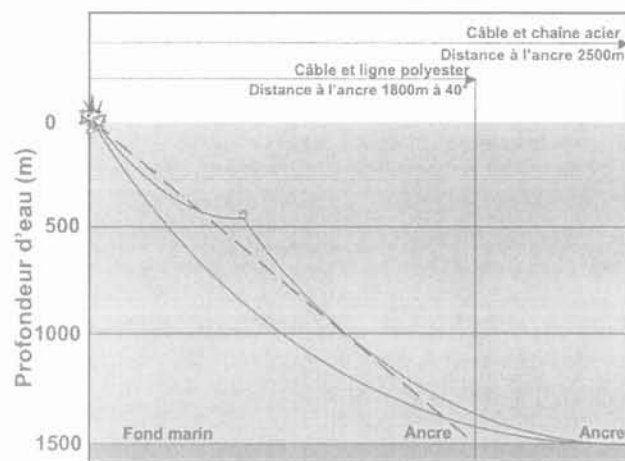


FIG. 10 Girassol - Schéma de principe d'un système d'ancrage à lignes tendues par rapport à un système conventionnel.
Girassol - Principle of a taut mooring system compared to a conventional system.

- après obtention de la fiche de projet, le système de pompage est arrêté et le ROV de travail est déconnecté du caisson pour être ramené à la surface ;
- pose de la ligne d'ancrage sur le fond où elle est abandonnée jusqu'à l'arrivée et la connexion du FPSO environ trois mois plus tard.

Concernant le champ de Girassol, on peut enfin mentionner qu'un deuxième système d'ancrage avec caissons à succion (9 caissons de diamètre 5 m et de hauteur 15 m à fournir par SBM) doit également être réalisé pour une bouée servant à l'amarrage et au chargement des navires pétroliers (« tankers ») venant s'approvisionner en huile sur le champ. Par rapport à celui du FPSO, ce système d'ancrage présentera la particularité d'être équipé de lignes tendues en fibres synthétiques, permettant de réduire son emprise sur le fond marin. Le schéma de principe d'un tel système d'ancrage est résumé à la figure 10 : avec un angle de l'ordre de 40° par rapport au fond marin, la longueur des lignes d'ancrage est d'environ 1 800 mètres, ce qui représente une économie importante vis-à-vis du cas de base avec des ancres conventionnelles où une longueur minimale de 2 500 mètres serait requise pour maintenir un effort horizontal à l'ancre.

4

Conclusion

Le Groupe ELF, avec l'application pour la barge de Nkossa réalisée en 1995 avec le soutien de SBM et NGL, a eu un rôle pionnier dans le développement des caissons à succion. Depuis, le vif intérêt suscité par ce nouveau concept d'ancrage des structures pétrolières flottantes est clairement mis en évidence par le nombre croissant d'applications dans le monde entier. En plus d'une grande versatilité permettant de s'adapter à une large gamme de profondeur d'eau et à tous les types de sols, cet intérêt provient notamment : (1) d'une meilleure fiabilité par rapport aux ancres conventionnelles, (2) de la capacité à reprendre des efforts inclinés, avec la possibilité de réduire le rayon d'ancrage dans le cas de lignes d'amarrage tendues, et (3) de la réduction des coûts de mise en place, du fait de moyens et d'un temps d'installation réduits sur site.

Sur le site de Nkossa, avec des conditions de sol composées d'argiles molles normalement consolidées représentatives des sites en mer profonde, une expérience et un savoir-faire précieux ont été acquis pour l'application de ce nouveau concept d'ancrage aux sites par grands fonds. A cette occasion, le parfait accord entre la prévision et les résultats d'installation, contrôlés en temps réel sur le site par un système d'instrumentation, a également permis de démontrer la fiabilité de la procédure de mise en place de ces caissons par dépression.

Début 2001, le champ de Girassol, par 1 400 mètres de profondeur d'eau en Angola, verra une nouvelle application des caissons à succion pour l'ancrage d'un navire de stoc-

kage et de production (FPSO) et d'une bouée de chargement. Après l'ancrage des FPU P-19 et P-26 sur le champ de Marlim au large du Brésil et de la SPAR de Diana dans le golfe du Mexique, l'utilisation de lignes d'amarrage tendues en fibres synthétiques associées à des caissons à succion pour cette bouée de chargement sur Girassol, marque le lancement d'une nouvelle génération d'ancrage pour l'ultra grand fond, au-delà de 1 500 mètres de profondeur d'eau.

REMERCIEMENTS

L'auteur remercie ELF Congo, ELF Exploration Angola et ELF Exploration Production pour la permission de publier cet article.

Bibliographie

- [1] Lacasse S. – Geotechnical contributions to offshore development. 31^e conférence OTC (« Offshore Technology Conf. »), Houston, mai 1999, publication OTC 10822.
- [2] Senpere D., Auvergne G.A. – Suction anchor piles : a proven alternative to driving or drilling. 14^e conférence OTC (« Offshore Technology Conf. »), Houston, mai 1982, publication OTC 4206.
- [3] Christophersen H.P., Bysveen S., Stove O.J. – Innovative foundation systems selected for the Snorre field development. 6^e conférence BOSS (« Behaviour of Off-Shore Structures »), Londres, juillet 1992, BPP Technical Services Ltd, 1, p. 81-94.
- [4] Tjelta T.I. – Geotechnical experience from the installation of the Europipe jacket with bucket foundations. 27^e conférence OTC (« Offshore Technology Conf. »), Houston, mai 1995, publication OTC 7795.
- [5] Eide A., Tuen K.A., Baerheim M. – The Yme jack-up with skirt foundation. 28^e conférence OTC (« Offshore Technology Conf. »), Houston, mai 1996, publication OTC 8158.
- [6] Knudsen A., Pettigrew G. – High capacity suction anchors for BP's Schielhallion FPSO. Conférence IBC FPS 97 (« Floating Production Systems »), Londres, avril 1997.
- [7] Alhayari S. – Innovative developments in suction pile technology. 30^e conférence OTC (« Offshore Technology Conf. »), Houston, mai 1998, publication OTC 8836.
- [8] Solhjell E., Sparrevik P., Haldorsen K., Karlsen V. – Comparison and back calculation of penetration resistance from suction anchor installation in soft to stiff clay at the Njord and Visund fields in the North Sea. Conférence SUT (« Society for Underwater Technology ») « New Frontiers in Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour », Londres, septembre 1998, p. 325-349.
- [9] Colliat J.L., Boisard P., Andersen K., Schroeder K. – Caisson foundations as alternative anchors for permanent mooring of a process barge offshore Congo. 27^e conférence OTC (« Offshore Technology Conf. »), Houston, mai 1995, publication OTC 7797.
- [10] Colliat J.L., Boisard P., Gramet J.C., Sparrevik P. – Geotechnical design and installation behaviour of suction anchor piles. Comparison with drag anchors. 8^e conférence BOSS (« Behaviour of Off-Shore Structures »), Delft, juillet 1997, Pergamon, 1, p. 133-147.
- [11] Mello J.R.C., Moretti M.J., Sparrevik P., Schröder K., Hansen S.B. – P19 and P26 moorings at the Marlim field – The first permanent taut leg mooring with fibre rope and suction anchors. Conférence FPS 98 (« Floating Production Systems »), Londres, 1998.
- [12] Jardinier R.C., Bouger Y., Boisard P. – Construction and installation of templates for deep waters in west Africa. 13^e conférence OMAE (« Offshore Mechanics and Arctic Engineering »), Houston, mars 1994, 1, p. 433-440.
- [13] Guttormsen T.R., Wikdal J.A. – Foundation of the Tordis submudline silo. 7^e conférence BOSS (« Behaviour of Off-Shore Structures »), Boston, juillet 1994, Pergamon, 1, p. 189-203.
- [14] El-Gharbawy S., Olson R.E., Scott S.A. – Suction anchor installations for deep gulf of Mexico applications. 31^e conférence OTC (« Offshore Technology Conf. »), Houston, mai 1999, publication OTC 10992.
- [15] Green D., Jeanjean P. – Innovative temporary foundation system for jacket installation and levelling. 9^e conférence ISOPE (« Int. Seminar on Offshore and Polar Engineering »), Brest, juin 1999, 1, p. 631-638.
- [16] Sparrevik P. Suction anchors – A versatile foundation concept finding its place in the offshore market. Conférence OMAE (« Offshore Mechanics and Arctic Engineering »), publication OMAE 98-3096, Lisbonne, juillet 1998.
- [17] Andersen K.H., Jostad H.P. – Foundation design of skirted foundations and anchors in clay. 31^e conférence OTC (« Offshore Technology Conf. »), Houston, mai 1999, publication OTC 10824.
- [18] Keaveny J.M., Hansen S.B., Madhus C., Dyvik R. – Horizontal capacity of large-scale model anchors. 13^e conférence ISSMFE (« Int. Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering »), New Delhi, 1994, 2, p. 677-680.
- [19] Dyvik R., Andersen K.H., Borg Hansen S., Christophersen H.P. – Field tests of anchors in clay. Part I : Description. Journal of Geot. Eng., ASCE (« American Society of Civil Engineers »), 119, 10, octobre 1993, p. 1515-1531.
- [20] Andersen K.H., Dyvik R., Schröder K., Hansteen O.E., Bysveen S. – Field tests of anchors in clay. Part II : Predictions and interpretation. Journal of Geot. Eng., ASCE (« American Society of Civil Engineers »), 119, 10, octobre 1993, p. 1532-1549.
- [21] Clukey E.C., Morrison M.J., Garnier J., Corté J.F. – The response of caissons in normally consolidated clays to cyclic TLP loading conditions. 27^e conférence OTC (« Offshore Technology Conf. »), Houston, mai 1995, publication OTC 7796.
- [22] Randolph M.F., O'Neill M.P., Stewart D.P. – Performance of suction anchors in fine-grained calcareous soils. 30^e conférence OTC (« Offshore Technology Conf. »), Houston, mai 1998, publication OTC 8831.
- [23] Olberg T.S., Guttormsen T., Molland G., Andersen J. – Full scale field trial of taut leg mooring using fibre rope and suction anchor attached to a semi-submersible drilling unit. 29^e conférence OTC (« Offshore Technology Conf. »), Houston, mai 1997, publication OTC 8357.
- [24] Agneval T. – Installation and performance of P-27 Stevmanta VLA anchors. Conférence IIR « Moorings & Anchors for Deep and Ultra Deep Water Fields », Aberdeen, octobre 1998.
- [25] Foxton P. – Latest developments for vertically loaded anchors. Conférence IBR « Mooring and Anchoring », Aberdeen, juin 1997.
- [26] Colliat J.L., Foulhoux L. – Suction piles versus drag anchors for deep water moorings. 8^e conférence ISOPE (« Int. Seminar on Offshore and Polar Engineering »), Montréal, mai 1998, 2, p. 225-232.
- [27] Dove P., Treu H., Wilde B. – Suction embedded plate anchor (SEPLA). A new anchoring solution for ultra deep water mooring. 10^e conférence DOT (« Deep Offshore Technology ») New Orleans, nov. 1998.
- [28] Riemers M.E., Kirstein A.A. – Examining the development and capabilities of the alternative Suction Embedded Anchor (SEA) in deep and ultra deep water. Conférence IIR « Moorings & Anchors for Deep and Ultra Deep Water Fields », Aberdeen, nov. 1999 (à publier).
- [29] Barusco P. – Mooring and anchoring systems developed in Marlim field. 31^e conférence OTC (« Offshore Technology Conf. »), Houston, mai 1999, publication OTC 10720.
- [30] American Petroleum Institute RP 2FPI. – Recommended practice for design, analysis and maintenance of moorings for floating production systems. 1^{re} édition, API, Washington DC, 1993.
- [31] American Petroleum Institute RP 2SK. – Recommended practice for design and analysis of stationkeeping systems for floating structures. 1^{re} édition, API, Washington DC, 1995.

Modélisation numérique du Géomécamètre®

S.M. SENOUCI
J. MONNET

LIRIGM,
Université J.-Fourier
Grenoble

Résumé

Un nouvel appareil d'essais *in situ* a été conçu et développé. C'est une nouvelle variante du pressiomètre, exploitant les forces générées par un écoulement d'eau contrôlé autour de la sonde de mesure. L'écoulement hydraulique permet de faire varier la contrainte verticale, artificiellement, au niveau des essais. L'influence de cette contrainte est prise en compte dans l'interprétation de résultats des essais. L'appareil permet de la contrôler et de la faire varier pour une meilleure évaluation des caractéristiques mécaniques du sol. Le sable fin d'Hostun a été choisi comme matériau pour réaliser l'étude expérimentale sur le Géomécamètre. Une série d'essai a été réalisée dans une cuve soumise à un dispositif de surcharge en surface du massif de sol. Une étude préliminaire des écoulements d'eau autour de la sonde de mesure Géomécamétrique, une évaluation du choix du mode opératoire et de l'augmentation des contraintes verticales ont été réalisées en utilisant le logiciel en éléments finis SEEP. Une simulation numérique des essais a été effectuée avec le logiciel PLAXIS. Les résultats numériques ont été comparés à ceux de l'expérience. L'influence des paramètres mécaniques du sable et des conditions de réalisation des essais sur les résultats de calculs a été étudiée.

Numerical modelling of the Geomecameter®

Abstract

A new *in situ* testing apparatus was thought up and developed. It's a new variant of the pressuremeter, using the forces generated by a water flow around the measurement probe. The hydraulic flow allows the variation of the vertical stress, at the test level. The influence of this stress is taken into account for the interpretation of the test results. The apparatus allows control and variation of the vertical stress for a better evaluation of the soil mechanical characteristics. Hostun's thin sand was chosen for the experimental study with the Geomecameter. Tests were carried out in a tank with an overload mechanism at the surface of the soil. A preliminary study of water seepage around the geomecametric measurement cell, an evaluation of the choice of the appropriate test procedure and the increase of the vertical stresses were realised using a finite element software : SEEP. A numerical simulation of the tests was done with PLAXIS software. The numerical results were compared with experimental ones. The influence of mechanical parameters of the sand and the conditions of the experiment on the results were studied by calculation.

Introduction

La nécessité de prise de décision souvent très rapide jointe à la difficulté, voire l'impossibilité de prélever des échantillons « intacts » et représentatifs d'un massif pour effectuer des essais au laboratoire, sont autant d'impératifs qui poussent les géotechniciens à privilégier les essais *in situ*.

Ces essais sollicitant le sol dans ses conditions naturelles, sont affranchis des problèmes liés à la réalisation d'essais au laboratoire (échantillonnage, granulométrie, modification de l'état de contrainte et de teneur en eau), car le comportement du sol est écrit dans son contexte réel. Mais les chemins de sollicitation suivis dans ces essais ne sont pas homogènes, ce qui rend difficile leur interprétation théorique, et entraîne par conséquent des difficultés pour l'identification des paramètres de comportement.

Le pressiomètre est massivement utilisé de nos jours dans les projets de fondations. L'interprétation usuelle consiste à tirer de cet essai d'une part le module pressiométrique, et d'autre part la pression limite.

Ces deux caractéristiques n'étant pas des caractéristiques mécaniques intrinsèques au sol, de nombreux travaux ont été consacrés à la détermination des propriétés mécaniques des sables à partir de l'essai pressiométrique.

Un nouvel appareil d'essais *in situ*, nouvelle variante du pressiomètre couplé à un système hydraulique a été conçu. Cet appareil exploite les forces hydrauliques générées par la circulation d'eau autour de la sonde de mesure pour faire varier la contrainte verticale au niveau de l'essai.

L'appareil a été testé dans une cuve remplie de sable d'Hostun et soumise à un dispositif de surcharge en surface du massif.

Dans cet article, on détermine les caractéristiques mécaniques des sables à l'aide d'un modèle analytique élastique parfaitement plastique, basé sur le critère de Mohr Coulomb et une règle d'écoulement non associée (Monnet et Khelif, 1994).

Une première étude numérique est menée avec le logiciel en éléments finis SEEP pour étudier le mode de variation des contraintes dues à l'écoulement autour de la sonde de mesure, et une seconde étude avec le logiciel en éléments finis PLAXIS pour étudier la sensibilité de l'essai par rapport aux paramètres qui le régissent, ainsi que les conditions expérimentales dans lesquelles se sont déroulées les essais géomécamiques.

Description du Géomécamètre

L'appareil est constitué d'un pressiomètre couplé à un dispositif hydraulique. En surface, sont installés les tableaux de prise de mesures hydrauliques (Fig. 1) et pressiométriques (contrôleur pression – volume Ménard type G), connectés par des tubes en Rilsan à la sonde, descendues dans le trou de forage.

La sonde utilisée est une sonde monocellulaire (Fig. 2) de 31 cm de longueur et de 6 cm de diamètre. La cellule de mesure est intercalée entre la cellule d'injection (CI), à son amont, et la cellule de pompage (CP), à son aval. Une circulation d'eau verticale est établie en circuit fermé entre ces deux cellules.

Étude théorique

L'appareil exploite la circulation d'eau autour de la sonde de mesure pressiométrique et les forces qui sont générées pour faire varier la contrainte verticale régnant au niveau de l'essai.

Pour un élément de volume ΔV de sol, la force d'écoulement s'écrit :

$$\vec{F} = \vec{i} \gamma_w \Delta V \quad (1)$$

$\vec{i}$ étant le gradient hydraulique au centre de l'élément considéré. Il est déterminé à partir de la formule suivante :

$$i = \frac{\partial H}{\partial l} = \frac{H_i - H_p}{l_e} \quad (2)$$

avec :

$$H_i = \frac{P_i}{\gamma_w} + Z_i$$

$$H_p = \frac{P_p}{\gamma_w} + Z_p$$

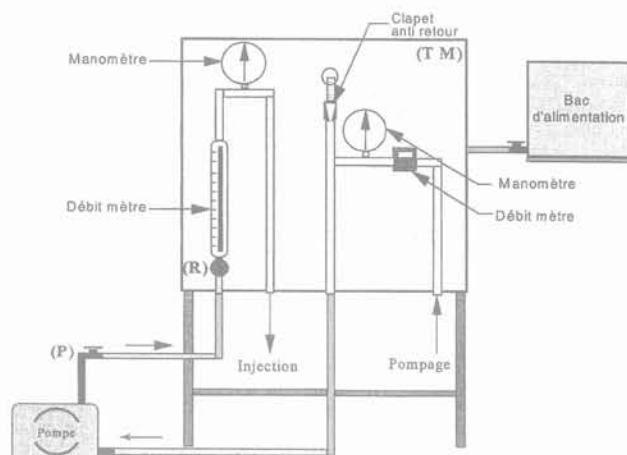


FIG. 1 Dispositif hydraulique du Géomécamètre.
The hydraulic panel of the Geomecameter.

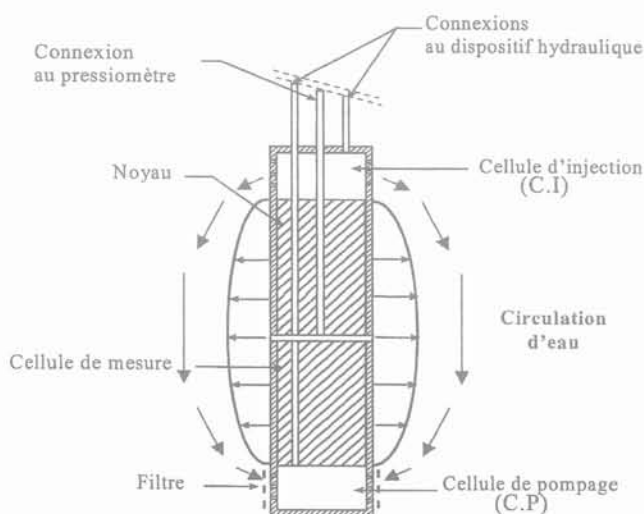


FIG. 2 Sonde monocellulaire du Géomécamètre.
The monocell probe of the Geomecameter.

H_i : charge d'eau appliquée au niveau de la cellule d'injection (m),

H_p : charge d'eau appliquée au niveau de la cellule de pompage (m),

Z_i : profondeur de la cellule d'injection,

Z_p : profondeur de la cellule de pompage,

l_e : longueur parcourue par l'écoulement entre les deux cellules (m).

L'augmentation de la contrainte effective au niveau du plan horizontal passant par le milieu de la sonde de mesure (correspondant à la profondeur de l'essai) est déterminée à partir de la formulation suivante :

$$\delta\sigma' = i\gamma_w \frac{l_e}{2} \quad (3)$$

avec :

γ_w : poids volumique de l'eau,

i : gradient hydraulique déterminé à partir de la formulation (2),

l_e : distance entre les cellules d'injection et de pompage.

Cette augmentation de contrainte effective traduit ainsi une augmentation provoquée de la profondeur de l'essai grâce à la circulation d'eau autour de la sonde de mesure. Cette profondeur est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\sigma' = \gamma' \cdot Z_{sim} = \left(\gamma' + i \cdot \gamma_w \right) \frac{l_e}{2} + \sigma'_i \quad (4)$$

d'où :

$$Z_{sim} = \left(1 + i \frac{\gamma_w}{\gamma'} \right) \frac{l_e}{2} + Z_{ci} + Z_{\sigma} \quad (5)$$

Avec :

γ' : poids volumique déjaugé,

i : gradient hydraulique,

Z_{sim} : profondeur simulée correspondant au gradient hydraulique imposé,

Z_{ci} : profondeur de la cellule d'injection,

Z_{σ} : profondeur correspondant à la surcharge appliquée en surface du massif,

l_e : longueur parcourue par l'écoulement, entre les cellules d'injection et de pompage,

σ'_i : contrainte effective du sol au niveau de la cellule d'injection.

On remarquera que pour :

$$i = 0, \quad Z_{sim} = Z_{essai}$$

Z_{essai} étant la profondeur de l'essai.

4

Étude expérimentale

4.1

Matériau utilisé

La matériau utilisé pour notre étude expérimentale est un sable quartzique qui provient de la carrière d'Hostun (Drôme). Les caractéristiques de la granulométrie de ce matériau sont les suivantes :

$$d_{50} = 0,32 \text{ mm}$$

$$d_{10} = 0,21 \text{ mm}$$

$$d_{60}/d_{10} = 2$$

Les poids volumiques maximaux et minimaux sont :

$$\gamma_{dmax} = 16,70 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{dmin} = 13,24 \text{ kN/m}^3$$

Ce qui correspond, avec un poids spécifique de $25,97 \text{ kN/m}^3$ ($\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$) aux indices des vides suivants :

$$e_{max} = 0,961$$

$$e_{min} = 0,555$$

4.2

Réalisation de l'essai

Les essais sont réalisés dans une cuve ayant les dimensions suivantes : longueur = 0,9 m, largeur = 0,6 m, profondeur = 1 m.

Une plaque en acier rigide de 1 cm d'épaisseur et de (0,89 m x 0,59 m) de dimensions est placée à la surface du sol. Au centre de la plaque, une ouverture circulaire de 8 cm de diamètre permet le passage des tubulures de connexions et de la sonde de mesure.

La plaque est surmontée par 4 vérins hydrauliques, supportant une charge maximale de 5 tonnes, et disposés uniformément sur des socles rigides, pour répartir uniformément la surcharge appliquée.

Avant de disposer la sonde au fond de la cuve, on procède à une circulation d'eau dans les tubulures du dispositif, afin d'évacuer les éventuelles bulles d'air, susceptibles de fausser les lectures.

La sonde est placée au centre de la cuve, on dispose alors le sol en trois couches successives de même hauteur. Chaque couche est compactée manuellement en utilisant un mouton de battage. On applique 100 coups avec une hauteur de chute de 15 cm. La hauteur finale du massif est de 70 cm.

Dès que la dernière couche est compactée, on installe délicatement la plaque métallique en surface du massif, et on sature le sol.

Une fois que la surcharge est appliquée en surface du massif, on amorce la pompe. Le robinet d'injection est ouvert. Le contrôle du débit d'eau injecté et de sa pression se fait manuellement grâce à ce robinet. L'eau est alors injectée dans le sol sous une charge et débit connus, à travers la cellule d'injection. Le système hydraulique fonctionnant en circuit fermé, l'eau est récupérée au niveau de la cellule de pompage, traverse le manomètre et le débitmètre de pompage où la pression et le débit sont enregistrés, et revient à la pompe.

On attend généralement quelques minutes jusqu'à ce qu'un régime d'écoulement contrôlé, à pressions et à débits constants, soit atteint et maintenu. On peut alors réaliser l'essai d'expansion de la sonde de mesure en suivant la méthodologie normale (Norme Française NF P94-110, 1991), préconisée pour l'essai pressiométrique à laquelle on ajoute un cycle de déchargement rechargement dans la partie pseudo-élastique du comportement pressiométrique.

Une fois l'essai réalisé, on assèche la cuve en évacuant l'eau par pompage, avant de la décharger pour réaliser un autre essai.

On a réalisé une série d'essais sous une même surcharge ($\sigma = 50 \text{ kPa}$), et pour un poids volumique du sol constant ($\gamma = 14,2 \text{ kN/m}^3$).

Allure générale des courbes d'expansion

Les courbes obtenues sont données pour différents gradients hydrauliques imposés (Fig. 3). Elles ne présentent pas de phases de recomptage, ce qui est normal pour des essais réalisés avec une sonde moulée dans le sol.

Ces courbes présentent une concavité monotone et ne semblent pas mettre en évidence l'existence d'une asymptote correspondant à une pression limite. On assimilera la pression limite conventionnelle à la pression de gonflement nécessaire pour le doublement du volume de la sonde.

L'interprétation des courbes géomécamiétriques obtenues se fait en utilisant le logiciel de calcul « GAIAPRESS » qui utilise la méthode d'interprétation à partir de la théorie de l'équilibre élastoplastique d'un sol pulvérulent autour du pressiomètre (Monnet et Khlif, 1994). L'interprétation se fait en utilisant la profondeur simulée correspondant au gradient hydraulique imposé lors de l'essai selon la formule 5. La détermination des modules élastiques du sol se fait à partir de cycles de déchargement – rechargement réalisés en début d'expansion ou au-delà des portions de courbes de déchargements réalisés en fin d'essais.

La détermination de l'angle de frottement interne (ϕ) se fait en utilisant la méthode développée par Monnet (1989). Cette méthode relie le logarithme de la déformée du forage, au logarithme de la pression appliquée au forage, au-delà de la pression de fluage. La pente de la droite ainsi obtenue prend la valeur α indiquée sur la formule ci-dessous :

$$\alpha = \frac{1+n}{1-N} \quad (6)$$

$$\text{Avec : } n = \frac{1-\sin\Psi}{1+\sin\Psi}$$

$$N = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$$

$$\Psi = \phi - \phi_\mu$$

Avec :

ϕ : angle de frottement interne,

ϕ_μ : angle de frottement intergranulaire,

Ψ : angle de dilatance.

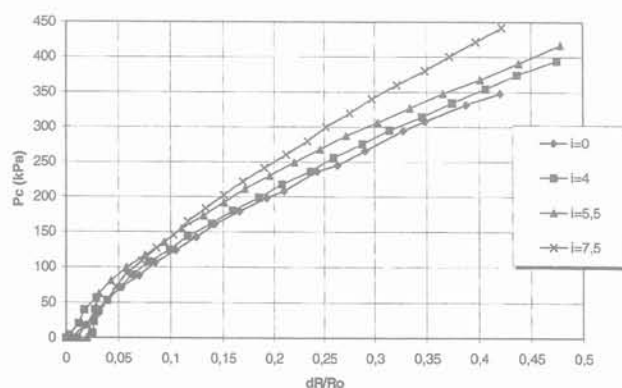


FIG. 3 Courbes d'expansion géomécamiétriques ($\gamma = 14,2 \text{ kN/m}^3$, $\sigma = 50 \text{ kPa}$).
Expansion geomecametric curves ($\gamma = 14,2 \text{ kN/m}^3$, $\sigma = 50 \text{ kPa}$).

Le tableau I résume les résultats obtenus pour les essais réalisés dans la cuve soumise à une surcharge de 50 kPa.

Les angles de frottements ainsi déterminés ont été comparés à ceux obtenus lors de l'interprétation d'essais triaxiaux réalisés sur le sable d'Hostun au Laboratoire de Mécanique de Grenoble, à des poids volumiques identiques (Flavigny, 1993). Pour ces essais, les chercheurs ont trouvé un angle de frottement au triaxial de l'ordre de 35° . La différence de 5° entre les deux valeurs résulte de la différence entre les critères adoptés pour l'interprétation des essais triaxiaux (état en symétrie de révolution) et les essais géomécamiétriques (état de déformation plane).

TABEAU I Caractéristiques du sol déterminées avec « GAIAPRESS ».

Characteristics of the soil find by GAIAPRESS.

i	Z_{sim} (m)	P_{lim} (kPa)	E (kPa)	ϕ (deg)
0	1,8	340,8	11 466	40
4	2,2	357,8	11 405	39,6
5,25	2,3	385,6	11 225	39,8
7,25	2,5	430,5	11 890	41

5

Étude numérique

5.1

Logiciel d'hydraulique SEEP (1994)

Une étude numérique avec le logiciel en éléments finis SEEP a été réalisée pour modéliser l'évolution des contraintes lors des écoulements d'eau autour de la sonde de mesure.

SEEP est un logiciel d'éléments finis destiné à modéliser la circulation de l'eau au travers de matériaux poreux tels que les sols ou les roches. Il peut schématiser des milieux saturés ou non saturés.

Le problème est traité en régime permanent et en axisymétrie. La perméabilité est isotrope et le massif constitué de sol homogène.

Le maillage est constitué d'éléments quadrilatéraux. Il est serré à proximité de la paroi du forage et croit en s'éloignant de celle-ci (Fig. 4). Le logiciel donne, pour chaque point du massif, la charge hydraulique, la pression interstitielle, la vitesse d'écoulement et le gradient hydraulique. Il permet de visualiser graphiquement les courbes « isocharges » et les vecteurs vitesses dans tout le massif.

Le critère de convergence est défini à partir d'un nombre maximum d'itérations et d'un pourcentage de tolérance ; en deçà de ce pourcentage, la variation des valeurs calculées d'une itération à l'autre est considérée comme négligeable, le calcul s'arrête et donne les dernières valeurs calculées.

On a simulé un écoulement d'eau pour une sonde de mesure de 15 cm de longueur et 4 cm de diamètre, descendue à 0,8 m, 1 m et 1,5 m de profondeur. Les

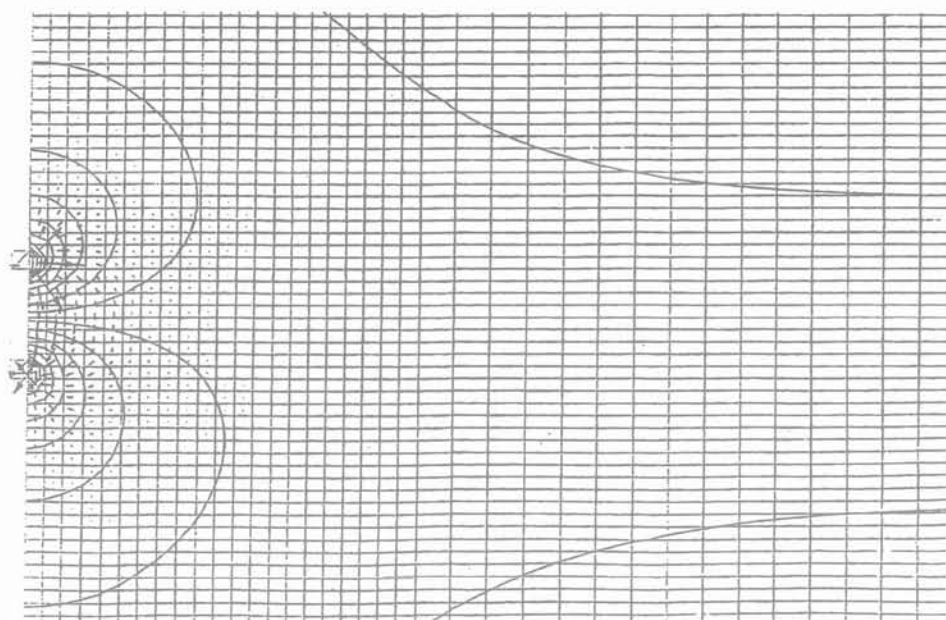


FIG. 4 Maillage avec SEEP et courbes isocharges hydrauliques.
The mesh used for SEEP and isohydraulic head curves.

essais sont réalisés dans du sable à béton ayant une perméabilité de $5,5 \cdot 10^{-4}$ m/s et un poids volumique humide de $17,3 \text{ kN/m}^3$.

L'écoulement se fait en injectant des charges d'eau positives en amont, et en pompant avec des charges d'eau négatives en aval. Ces charges varient de 2 à 8 m de hauteur d'eau, symétriques et non symétriques, modélisant ainsi un éventail de possibilités d'exploitation de notre appareil.

On a utilisé les courbes d'isopressions, obtenues avec SEEP, pour représenter l'augmentation des contraintes le long du plan horizontal passant par le milieu de la sonde de mesure, avec les formules (2) et (3).

L'allure des courbes des augmentations de contraintes (provoquées) obtenues pour des charges symétriques est représentée sur la figure 5, et pour des charges non symétriques sur la figure 6.

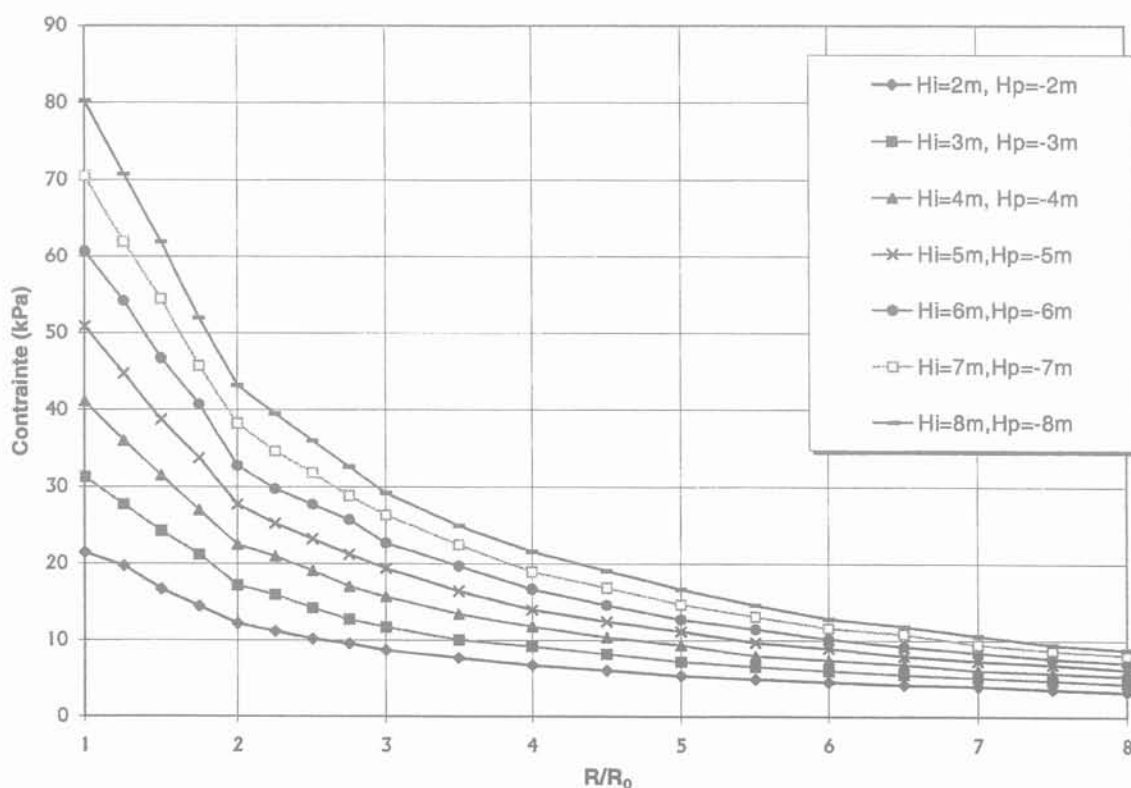


FIG. 5 Variation de la contrainte verticale pour des charges hydrauliques symétriques à 0,8 m de profondeur (point milieu de la sonde).
Variation of the vertical stress for the symmetrical hydraulic heads at 0.8 m of deep.

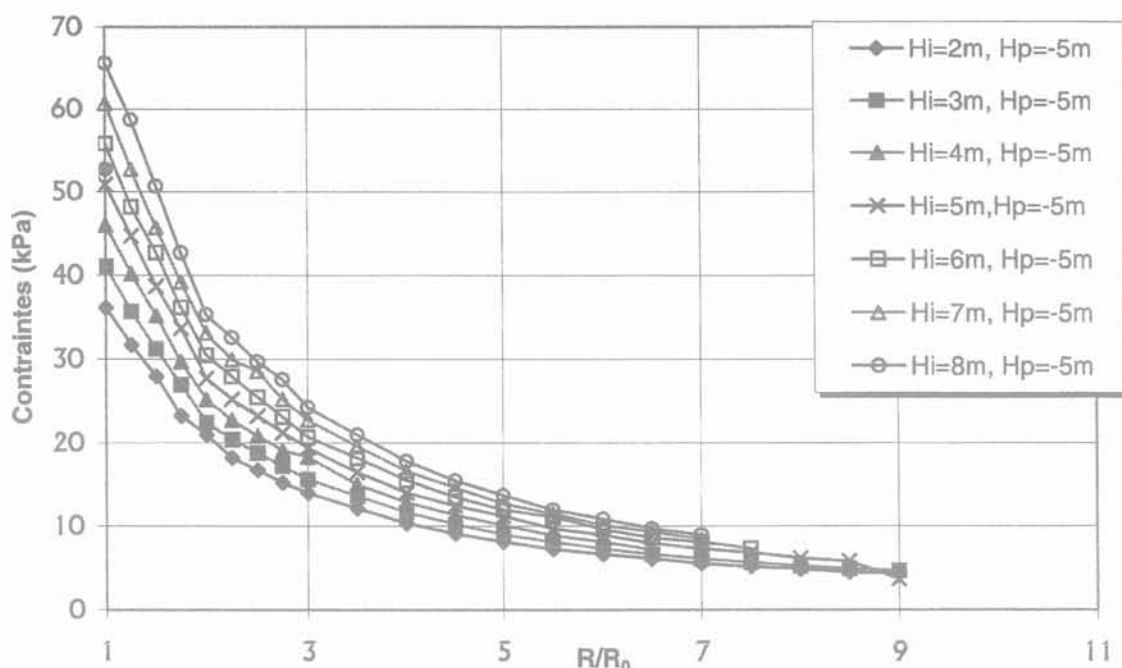


FIG. 6 Variation de la contrainte verticale pour des charges hydrauliques non symétriques à 0,8 m de profondeur (point milieu de la sonde).
Variation of the vertical stress for the non symmetrical hydraulic heads at 0.8 m of deep.

Le tableau II regroupe l'ensemble des résultats en terme de contrainte verticale provoquée en fonction de la perte de charge imposée. On les a comparés à l'augmentation de contrainte correspondant à la relation 6.

A partir des courbes des isocharges obtenues et de leur interprétation, on a conclu que :

- l'augmentation des contraintes verticales est assez significative sur une distance égale au moins à une fois le rayon de la sonde, à partir de la paroi du forage (soit $R/R_0 = 2$). C'est pratiquement la distance sur laquelle pourrait se produire un cisaillement dans les plans $r - \theta$ ou $z - \theta$;

- l'augmentation de la contrainte verticale est liée à la différence entre la charge d'injection et celle de pompage, et non pas à la valeur nominale de l'une ou l'autre charge ;

- l'augmentation de la contrainte verticale sur la distance d'une fois le rayon est en moyenne égale à 0,8 fois la contrainte verticale hydraulique imposée, ce qui correspond à une contrainte verticale simulée donnée par la formule 6 :

$$\sigma' = \gamma' \cdot Z_{sim} = (\gamma' + 0,8 \cdot i \cdot \gamma_w) \frac{L_e}{2} + \sigma'_i \quad (6)$$

5.2

Logiciel PLAXIS (1995)

On a abordé avec le logiciel en éléments finis PLAXIS l'influence des caractéristiques du sol, et leur choix dans la simulation numérique. On a étudié l'incidence des conditions aux limites, et on a analysé l'influence de l'élancement de la sonde sur les résultats des essais.

Le programme traite les problèmes aux limites bidimensionnels hydromécaniques couplés d'un milieu continu, soumis aux chargements du type déplacements imposés, contraintes imposées, etc. Il fonctionne en axisymétrie ou en déformation plane. Nous n'utili-

TABLEAU II Comparaison des augmentations de contrainte verticale obtenues avec SEEP et analytiquement.

Comparison of the augmentation of the vertical stress compute by SEEP and by the analysis.

H_i (m)	H_p	$\Delta\sigma_z$ (kPa) Seep	$\Delta\sigma_z$ (kPa) (6)
2	-2	16	16
3	-3	25	24
2	-5	28	28
4	-4	32	32
3	-5	32	32
4	-5	35	36
5	-5	38	40
6	-5	43	44
7	-5	46	48
6	-6	47	48
8	-5	51	52
7	-7	55	56
8	-8	62	64

sons pas le couplage hydraulique puisque Plaxis ne prend pas en compte les charges négatives.

Plaxis utilise des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds, ces derniers prédisent avec une meilleure précision les charges limites classiques typiques en mécanique des sols.

La méthode d'intégration spatiale est celle de Gauss, utilisant 12 points d'intégration en déformation plane et 16 points en axisymétrie.

Le comportement du sol, lors de nos simulations, est décrit à l'aide d'un modèle élastoplastique de type Mohr Coulomb à écoulement plastique non associé, défini par sa fonction de charge :

$$F(\sigma) = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\sin\varphi - C\cos\varphi \quad (7)$$

et son potentiel plastique :

$$G(\sigma) = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\sin\Psi \quad (8)$$

Avec :

φ : angle de frottement interne,

Ψ : angle de dilatance,

C : cohésion intergranulaire,

σ_1 et σ_3 sont respectivement les contraintes principales majeure et mineure.

5.3

Modélisation de l'essai

On a discrétisé la demi-cuve suivant le maillage représenté sur la figure 7. Le massif a été décomposé en trois blocs, les deux premiers présentant un maillage très serré, surtout à proximité de l'emplacement de la sonde de mesure.

Le maillage est composé de 180 éléments triangulaires à 15 nœuds, et au total de 1 525 nœuds. On portera une attention particulière au nœud 10, nœud d'intersection de la membrane du géomécamètre et du plan horizontal passant par le milieu de la sonde. A ce niveau, les contraintes et les déplacements sont les plus importants.

La sonde est disposée au fond de la cuve, et le massif est soumis à une surcharge verticale de 50 kPa appliquée en surface.

Vu les dimensions de la cuve d'essai, on suppose que la transmission de cette surcharge dans le sol est de l'ordre de la moitié de celle appliquée en surface,

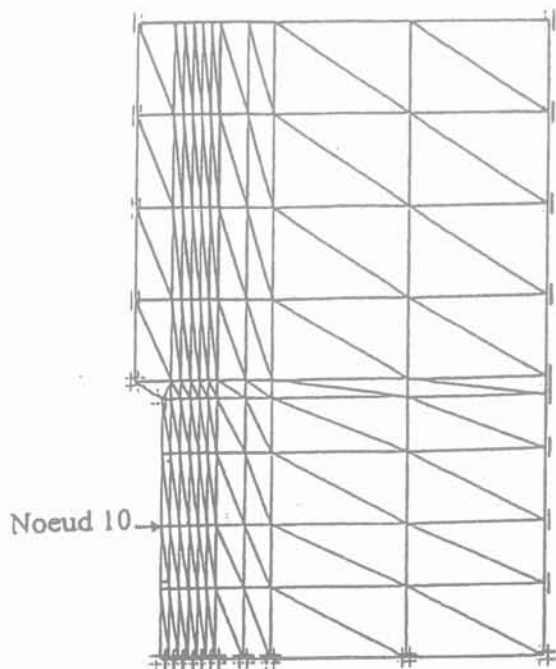


FIG. 7 Conditions aux limites en déplacements.
The limit conditions for displacements.

conformément aux travaux réalisés par des chercheurs au Laboratoire de Mécanique de Grenoble, dans des cuves de dimensions similaires (Renoud-Lias, 1978 et Fawaz, 1993).

Lors des modélisations, on applique une surcharge en surface de 25 kPa, à laquelle on ajoute une surcharge équivalente à la contrainte générée par l'écoulement hydraulique autour de la sonde de mesure.

Les conditions aux limites en déplacements sont représentées sur la figure 7. Les déplacements sont bloqués dans les deux sens pour les nœuds représentant le fond de la cuve et la partie supérieure en aluminium de la sonde. Des déplacements verticaux sont tolérés au niveau des nœuds représentant la paroi de la cuve et l'axe de symétrie. Tous les autres nœuds peuvent se mouvoir librement.

Les conditions aux limites en contraintes sont représentées sur la figure 8. En surface, un premier système de contraintes A représente la surcharge verticale appliquée au surface du massif. Un second système B représente la pression appliquée au niveau de la sonde de mesure.

Les deux systèmes de contraintes sont uniformes et indépendants.

L'axe de la sonde est un axe de révolution, le problème va être traité en axisymétrie.

5.4

Étude de la sensibilité du modèle

L'étude de la sensibilité du modèle par rapport à chacun des paramètres qui le régissent est fort utile dans leur choix pour la modélisation.

Le comportement du sol est modélisé par un critère élastoplastique de type Mohr Coulomb à écoulement plastique non associé. En plus de la masse volumique

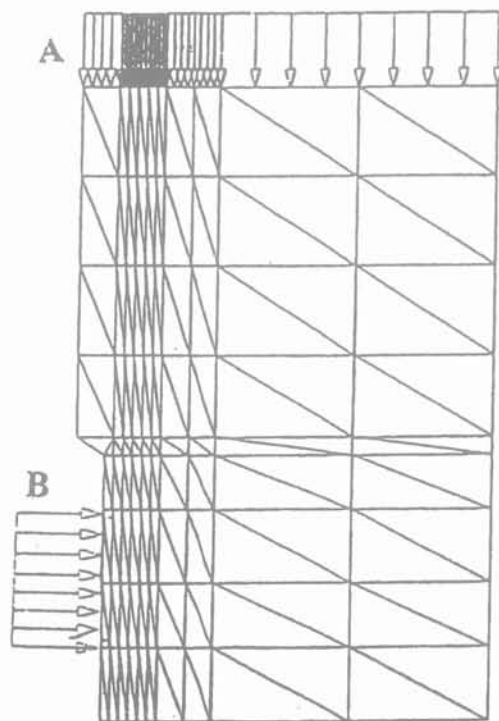


FIG. 8 Conditions aux limites en contraintes.
The limit conditions for stresses.

moyenne initiale du sable (γ), six autres paramètres régissent ce modèle : le coefficient des terres au repos (K_0), le module de Young (E), le coefficient de Poisson (ν), l'angle de frottement interne (ϕ), l'angle de dilatance (ψ) et la cohésion du sol (C). Pour le cas du sable d'Hostun, la cohésion est nulle. Il ne reste à étudier que la sensibilité par rapport à cinq paramètres.

Pour étudier la sensibilité du modèle éléments finis, on effectue pour chaque paramètre des simulations numériques, en faisant varier sa valeur, tout en gardant les autres paramètres fixes.

Comme essai de référence, on a choisi l'essai soumis au gradient hydraulique $i = 4$ (noté Essai Cu.4). Cet essai présente un cycle de déchargement rechargement réalisé en début de la courbe d'expansion et un déchargement en fin d'essai (Fig. 3).

Les caractéristiques obtenues à partir de l'interprétation théorique avec le logiciel de calculs « Gaiapress », sont résumées sur le tableau III.

TABLEAU III Caractéristiques mécaniques du sol obtenues avec « GAIAPRESS » pour l'essai avec $i = 4$.
Mechanical characteristics obtained by GAIAPRESS with $i = 4$.

E_L	(kPa)	3 402
E_{DR}	(kPa)	10 107,8
ϕ_{DR}	(degré)	39,8
E_F	(kPa)	11 405
ϕ_F	(degré)	39,6

Avec :

E_L : module élastique initial,

E_{DR} : module élastique obtenu sur le cycle de déchargement rechargement réalisé en début d'essai,

ϕ_{DR} : angle de frottement pour E_{DR} ,

E_F : module élastique obtenu sur la courbe déchargement en fin d'essai,

ϕ_F : angle de frottement pour E_F .

Pour les simulations on a pris comme référence le jeu de paramètres suivant :

- poids volumique sec du sol : $\gamma' = 14,2 \text{ kN/m}^3$,
- poids volumique saturé du sol : $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$,
- coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$,
- angle de frottement interne : $\phi = 40^\circ$,
- angle de dilatance : $\psi = \phi - 30^\circ = 10^\circ$,
- coefficient des terres au repos : $K_0 = 1 - \sin\phi = 0,35$,
- module élastique initial en début d'expansion : $E_0 = 3500 \text{ kPa}$,
- module élastique du cycle de déchargement rechargement, et de déchargement en fin d'essai : $E = 10000 \text{ kPa}$.

5.4.1

Influence du module élastique initial

Tout en gardant les autres paramètres constants, on fait varier le module élastique initial E_0 entre 3 000 et 8000 kPa. Pour chacune de ses simulations, on a réalisé un cycle de déchargement rechargement en début d'expansion, avec un module élastique $E = 10000 \text{ kPa}$.

La figure 9 résume les résultats obtenus avec Plaxis. Elle représente les déplacements horizontaux obtenus pour le nœud 10, en fonction de la variation du module élastique initial. Les déplacements du nœud diminuent proportionnellement à l'augmentation du module élastique initial E_0 du sol. Le module de Young influence l'ensemble du domaine des déformations, on constate une différence entre les courbes simulées dès le début du chargement.

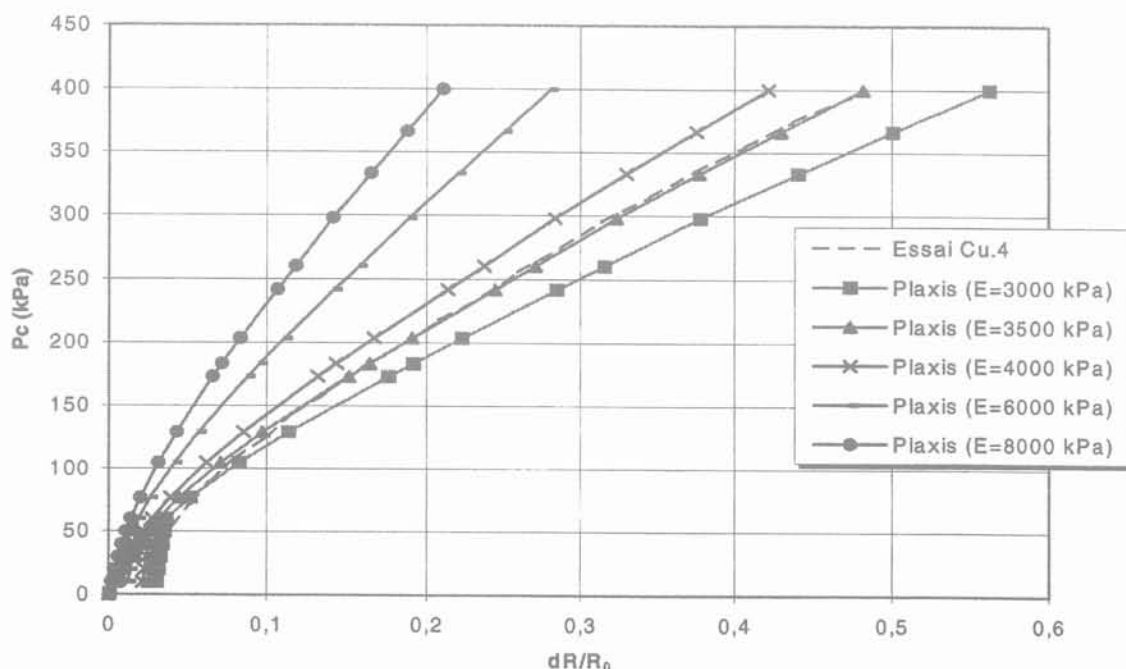


FIG. 9 Influence du Module élastique initial E_0 .
Influence of the initial elastic modulus E_0 .

La courbe correspondant au module élastique $E_0 = 3\,500$ kPa présente une très bonne concordance avec notre courbe expérimentale (Essai Cu.4). Cette valeur sera retenue comme valeur de référence pour les autres simulations numériques.

5.4.2

Influence de l'angle de frottement et de l'angle de dilataance

On a étudié l'interaction de ces deux paramètres et leur degré d'influence sur la simulation numérique. On garde en un premier temps l'angle de dilataance constant ($\psi = 10^\circ$) et on fait varier l'angle de frottement interne ϕ . La figure 10 représente les déplacements horizontaux obtenus avec Plaxis pour le nœud 10.

On a réalisé une série de simulations en considérant 4 valeurs différentes de l'angle de frottement ($\phi = 38^\circ, 40^\circ, 42^\circ$ et 44°) et en faisant varier l'angle de dilataance ψ pour chacun de ces cas. Les figures 11, 12 et 13 représentent les déplacements du nœud 10 en fonction de la variation de ces deux paramètres.

Les déplacements du nœud 10 diminuent proportionnellement à l'augmentation de l'angle de frottement et de l'angle de dilataance, plus leurs valeurs sont importantes et plus les déplacements diminuent.

Ses deux paramètres agissent simultanément sur le modèle et sont inversement proportionnels si on compare leurs influences vis-à-vis de la courbe expérimentale. On remarque une bonne concordance de cette dernière pour les couples de valeurs ($\phi = 38^\circ, \psi = 12^\circ$), ($\phi = 40^\circ, \psi = 10^\circ$), et ($\phi = 42^\circ, \psi = 8^\circ$). Le modèle est très sensible à la variation de ces deux paramètres à partir de 10 % des déformations.

Il existe donc plusieurs solutions en termes de ϕ et ψ au problème de l'analyse inverse des caractéristiques du sol à partir de l'essai pressiométrique. C'est la relation ($\psi = \phi - \phi_p$) qui enlève l'ambiguïté.

On retiendra pour les simulations le couple de valeurs ($\phi = 40^\circ, \psi = 10^\circ$) qui correspondent à la formulation usuelle $\phi = \psi + 30^\circ$, et qui sont en concordance avec la valeur de l'angle de frottement qu'on a déterminé avec le logiciel de calculs Gaiapress.

5.4.3

Influence du coefficient des terres au repos K_0

On a fait varier K_0 entre 0,2 et 0,5 pour visualiser son influence sur la modélisation, tout en maintenant les autres paramètres constants. La figure 14 représente les courbes des déplacements horizontaux au nœud 10 en fonction de cette variation.

Les déplacements du nœud 10 diminuent proportionnellement à l'augmentation du coefficient des terres au repos. Le rapport K_0 permet de déterminer les contraintes initiales dans le massif. Son incidence ne semble pas trop significative sur le modèle étudié, ceci est dû essentiellement à la faible profondeur de l'essai et aux faibles contraintes mobilisées. Dans le cas où l'essai pressiométrique serait soumis à de fortes contraintes, le modèle devient sensible à la variation de ce paramètre. Il faudra par conséquent accorder une attention particulière à son choix ou à sa détermination.

La meilleure concordance entre l'essai expérimental et les simulations avec Plaxis est pour $K_0 = 0,35$. Cette valeur correspond à celle déterminée à partir de la formule usuelle proposée par Jaky, pour les sols pulvérulents ($K_0 = 1 - \sin\phi$), avec $\phi = 40^\circ$.

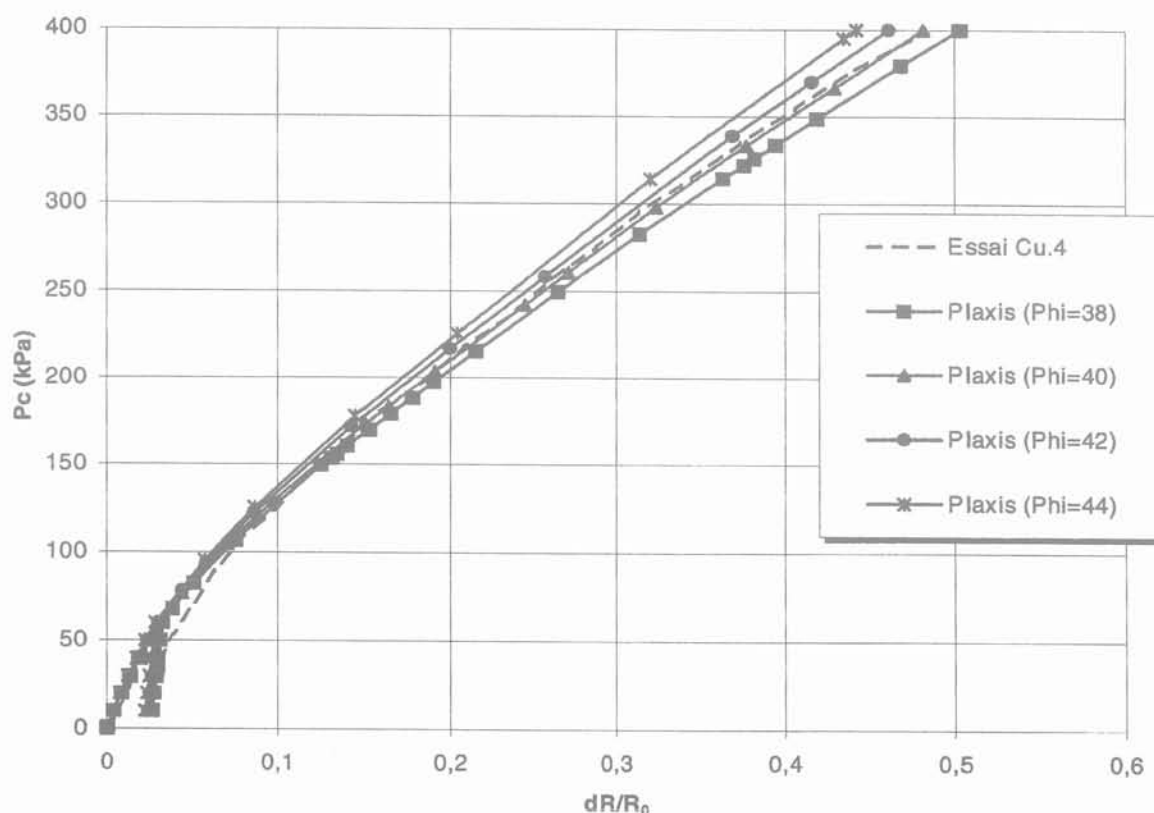


FIG. 10 Influence de l'angle de frottement ϕ avec $\psi = 10^\circ$.
Influence of the friction angle ϕ with $\psi = 10^\circ$.

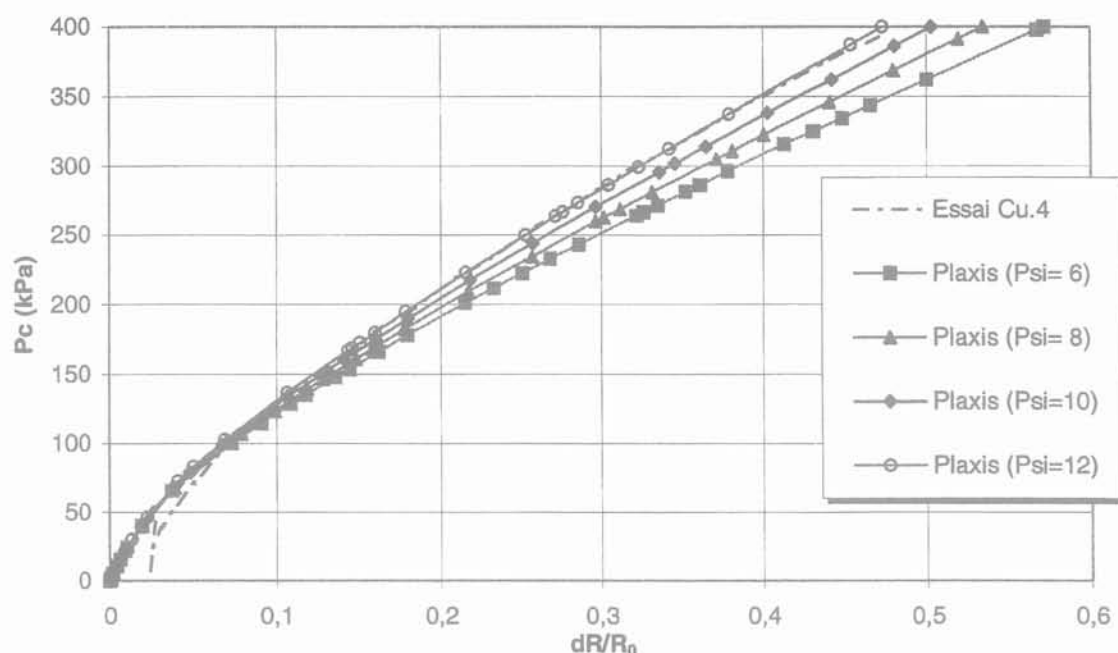


FIG. 11 Influence de l'angle de dilatance ψ pour $\phi = 38^\circ$.
Influence of the dilatancy angle ψ with $\phi = 38^\circ$.

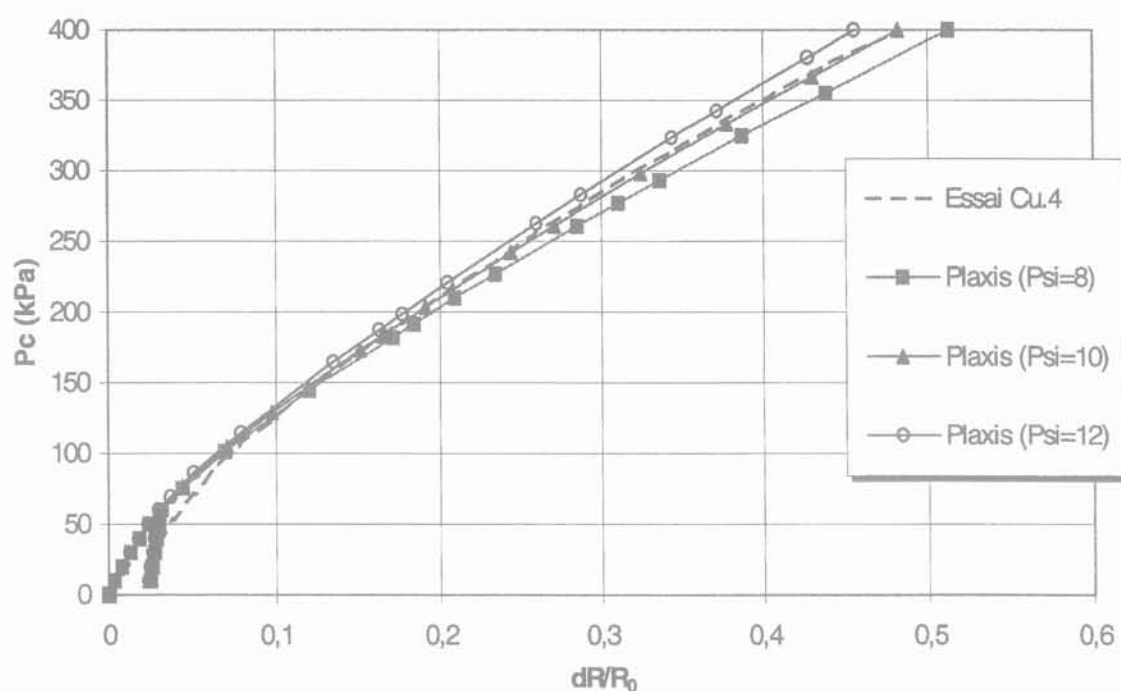


FIG. 12 Influence de l'angle de dilatance ψ pour $\phi = 40^\circ$.
Influence of the dilatancy angle ψ with $\phi = 40^\circ$.

5.4.4

Influence du coefficient de Poisson

Pour la modélisation, on fait varier ce paramètre de 0,3 à 0,5. La figure 15 représente les déplacements du nœud 10 en fonction de cette variation. La variation du paramètre (ν) n'a pas d'effets importants sur la simulation, ce qui rend difficile sa détermination. On pourra donc le fixer à la valeur moyenne usuellement considérée ($\nu = 0,3$).

En conclusion, on peut dire que le modèle numérique est sensible à la variation du module élastique initial E_0 plus particulièrement. Il faudra veiller à son choix et à sa détermination. Les angles de frottement et de dilatance influent sur le modèle individuellement ou simultanément. L'incidence du coefficient des terres au repos se manifeste pour des essais soumis à des contraintes importantes. Le coefficient de Poisson ne semble pas présenter un caractère déterminant dans les paramètres qui régissent le modèle.

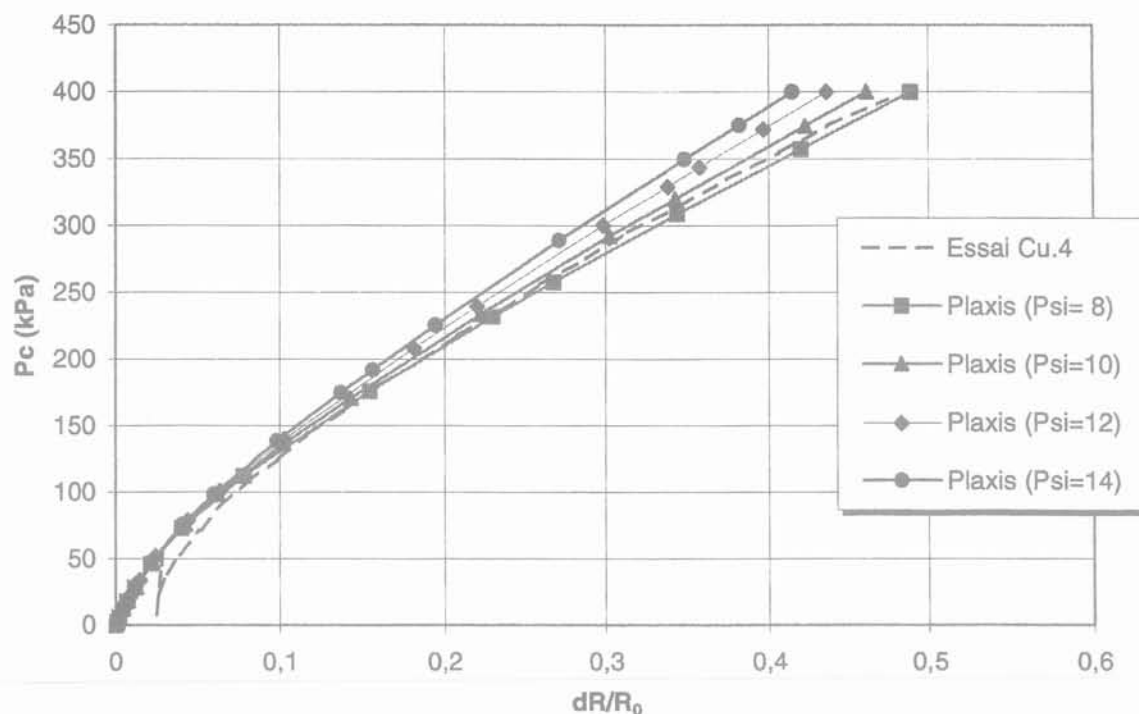


FIG. 13 Influence de l'angle de dilatance ψ pour $\phi = 42^\circ$.
Influence of the dilatancy angle ψ with $\phi = 42^\circ$.

Influence of the dilatancy angle ψ with $\phi = 42^\circ$

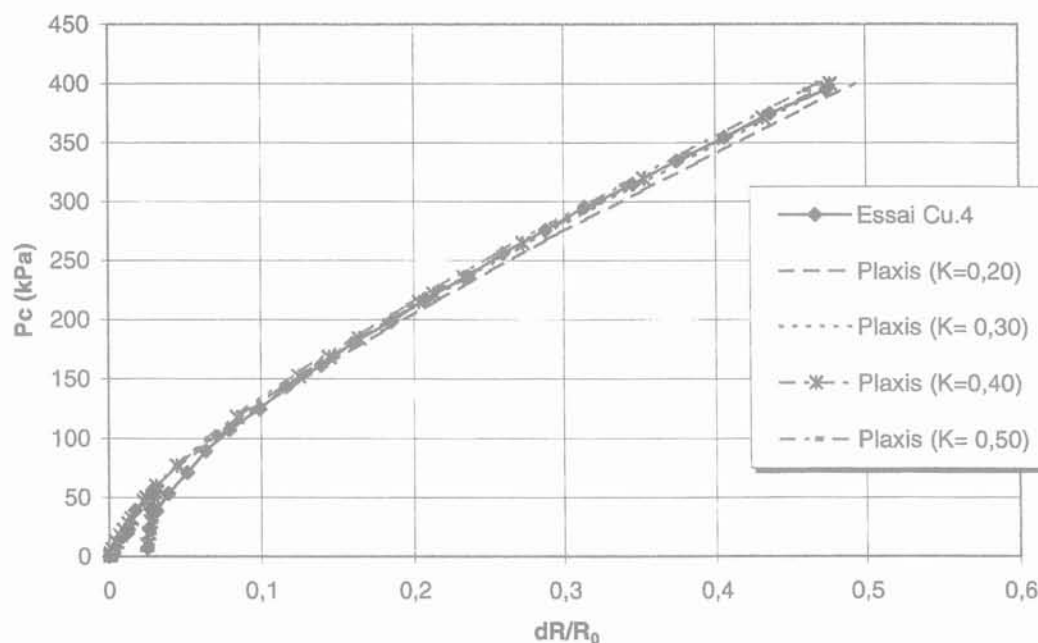


FIG. 14 Influence du coefficient des terres au repos.
Influence of the coefficient of earth pressure at rest.

5.5

Étude des conditions expérimentales

On étudie l'influence des conditions d'essais sur les résultats obtenus. On analyse l'influence des dimensions de la cuve d'essais, et de l'élancement de la sonde.

5.5.1

Influence des dimensions de la cuve d'essai

Les dimensions limitées de notre cuve d'essais influent sur nos résultats expérimentaux. Le choix d'un tel dispositif expérimental est régi essentiellement par des raisons de commodité et de pratique, car il permet de réaliser un bon nombre d'essais et utilise une quantité de sol raisonnable.

Influence des parois

La cuve utilisée est de forme parallélépipédique, l'axe de la sonde placée au centre, est à 30 cm en largeur et 45 cm en longueur des parois de la cuve. Les modélisations ont été effectuées en considérant la plus grande dimension de la cuve ($L = 45$ cm).

Les figures 16 et 17 représentent, respectivement, les courbes des déplacements horizontaux et verticaux

obtenus pour le nœud 10 en considérant les deux cas de figures des dimensions aux parois.

Les déplacements horizontaux du nœud 10 sont plus faibles pour le cas où son axe serait à 30 cm des parois. Cette diminution est inverse en ce qui concerne les déplacements verticaux du même nœud. Tout porte à croire que la proximité de la paroi de la cuve mobilise plus de frottements qui se traduisent par une diminution des déplacements horizontaux du nœud et une augmentation de ces déplacements verticaux (soulèvement).

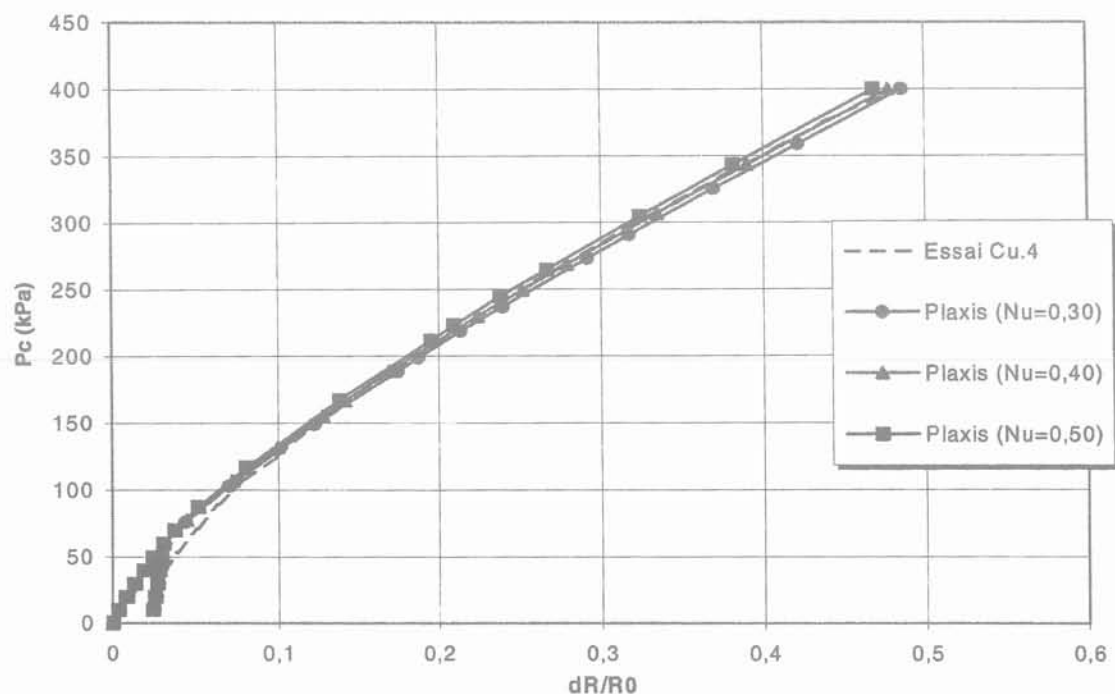


FIG. 15 Influence du coefficient de Poisson.
Influence of the Poisson's ratio.

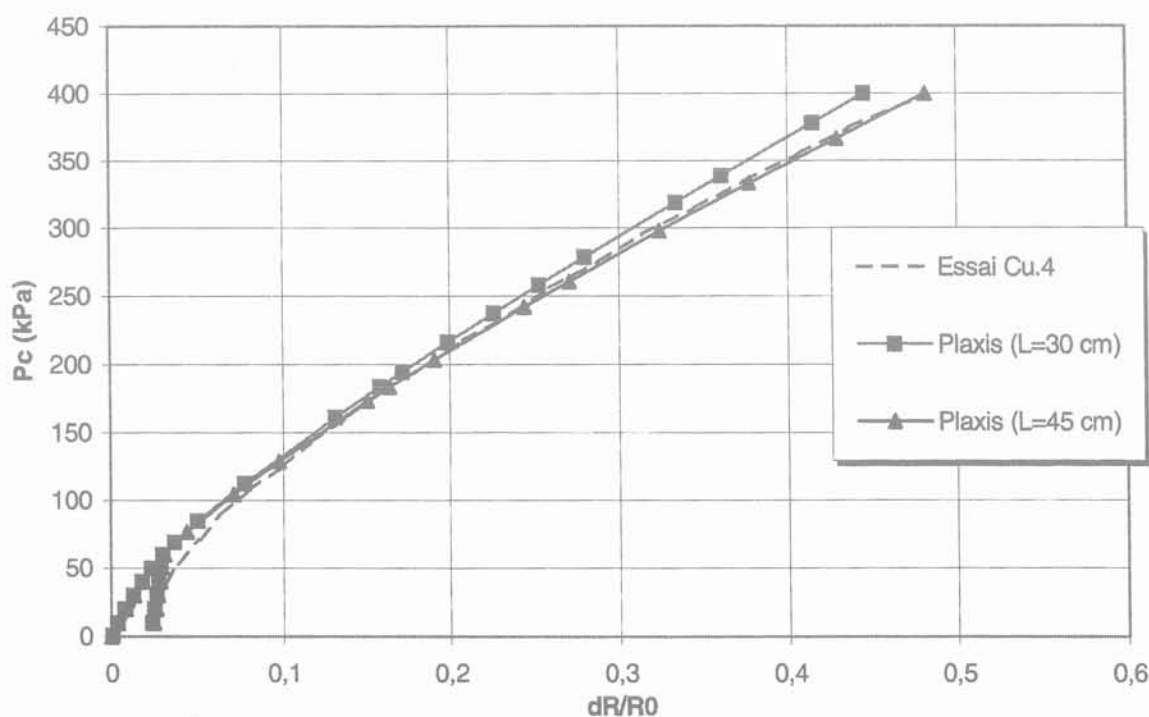


FIG. 16 Influence des parois – déplacement horizontal du nœud 10.
Influence of the walls of the tank on the horizontal displacement of node 10.

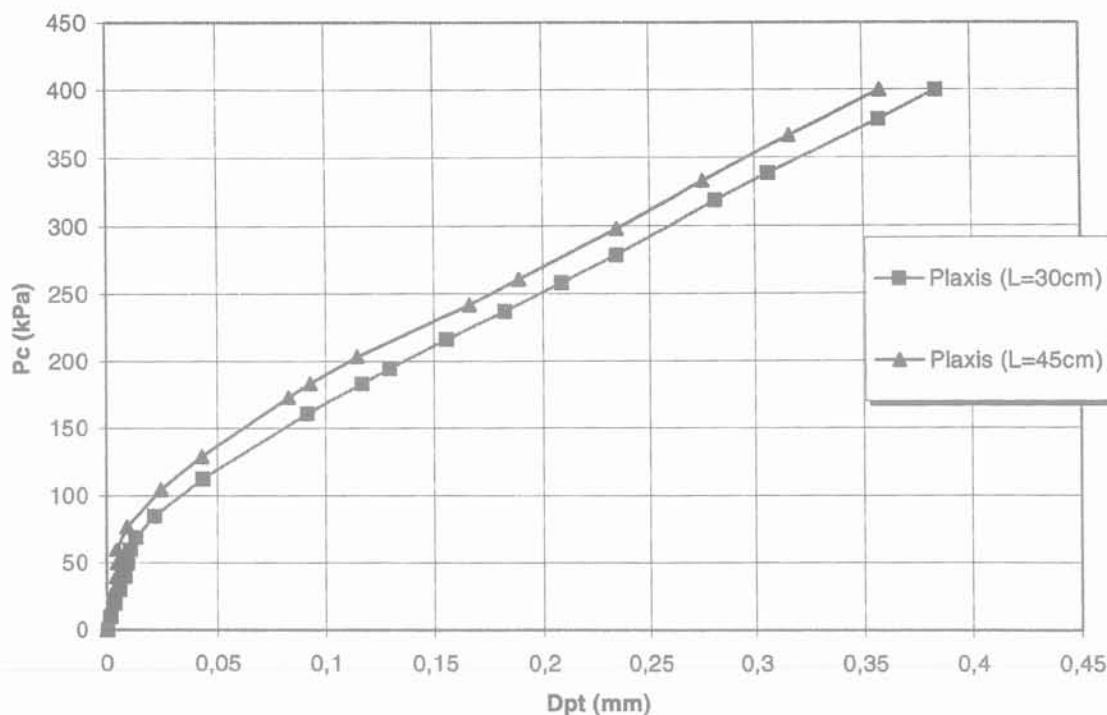


FIG. 17 Influence des parois – déplacement vertical du nœud 10.
Influence of the walls of the tank on the vertical displacement of node 10.

5.5.1.2

Influence de la proximité du fond de la cuve

Lors des essais, la sonde est posée au fond de la cuve. La profondeur d'essai est à 15 cm au-dessus de ce niveau. Pour visualiser l'influence de la proximité du fond de la cuve par rapport à la profondeur d'essai, on a simulé un essai réalisé à mi-hauteur dans un massif de sol de 1,1 m de hauteur (Fig. 18).

Les déplacements horizontaux du nœud 10 sont représentés sur la figure 19 pour les deux cas de figures du maillage utilisé. Les déplacements du nœud sont plus importants pour le cas où le fond de cuve est éloigné du plan passant par le milieu de la sonde. Cette différence est visible dès le début de la courbe d'expansion ($dR/R_0 = 5\%$). Ceci traduit le fait de la forte mobilisation des frottements due à la proximité du fond (supposé indéformable) lors de la réalisation des essais.

En conclusion, on peut dire que les dimensions petites de la cuve influent sur le mode d'expansion de la sonde. La proximité des parois et du fond de la cuve par rapport à la sonde d'essai mobilise des frottements sol parois et sol fond de cuve qui s'opposent à l'expansion de la membrane de mesure lors de la réalisation des essais. Les déplacements sont alors diminués.

5.5.2

Influence de l'élancement de la sonde

La sonde de mesure a une longueur de 15 cm et un diamètre de 6 cm ce qui correspond à un élancement de $L/D = 2,5$. On étudie l'influence de l'élancement de la sonde sur les résultats obtenus en considérant le maillage représenté sur la figure 1. On suppose les mêmes conditions aux limites de contraintes et de déplacements, et on fait varier la longueur représentant la sonde de mesure, portion sur laquelle agit le système de contraintes B représentant la pression appliquée sur la sonde de mesure.

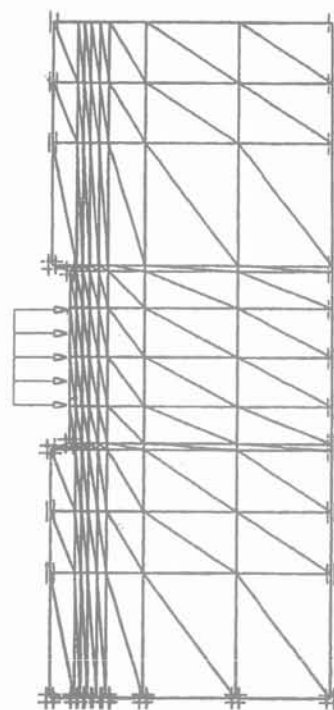


FIG. 18 Maillage représentant un fond de cuve distant.
Mesh representing a distant bottom tank.

On utilise trois élancements différents $E = 1,5$ ($L = 9$ cm, $D = 6$ cm), $E = 2,5$ ($L = 15$ cm, $D = 6$ cm) et $E = 3,5$ ($L = 21$ cm, $D = 6$ cm). La figure 20 représente les déplacements du nœud 10 en fonction de la variation de l'élancement de la sonde.

Les déplacements du nœud augmentent en fonction de l'accroissement de l'élancement de la sonde. Plus la longueur d'application de la pression est importante, plus les déplacements mobilisés sont importants.

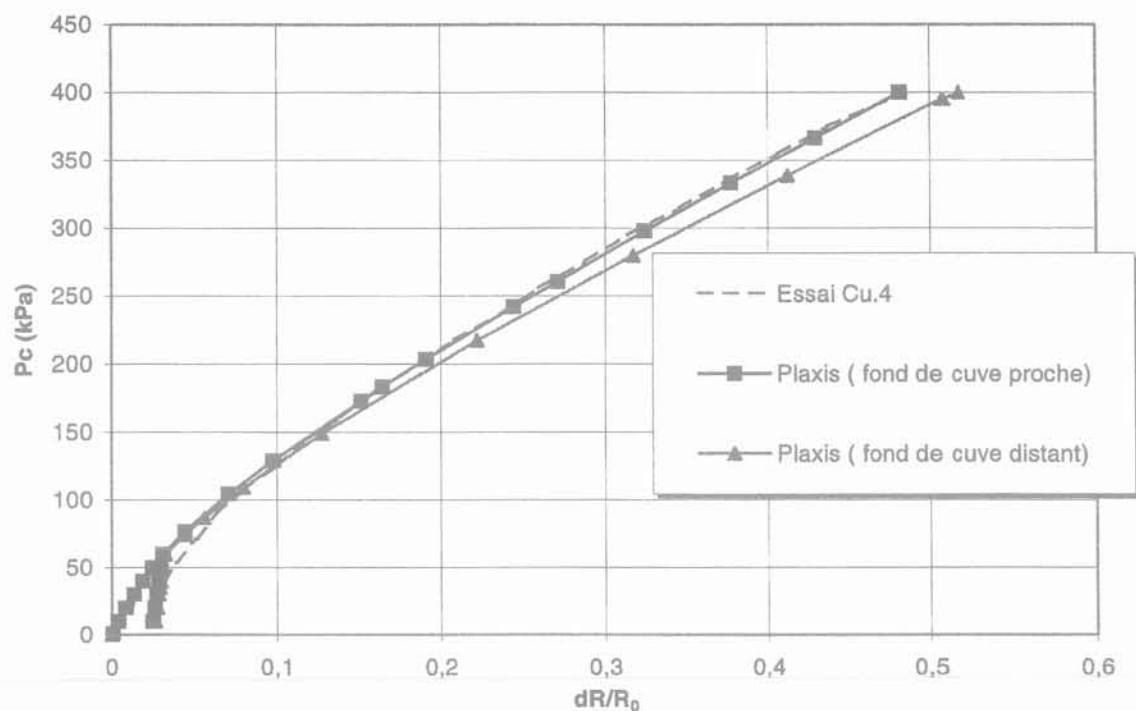


FIG. 19 Influence de la proximité du fond de la cuve.
Influence of the distance at the bottom of the tank.

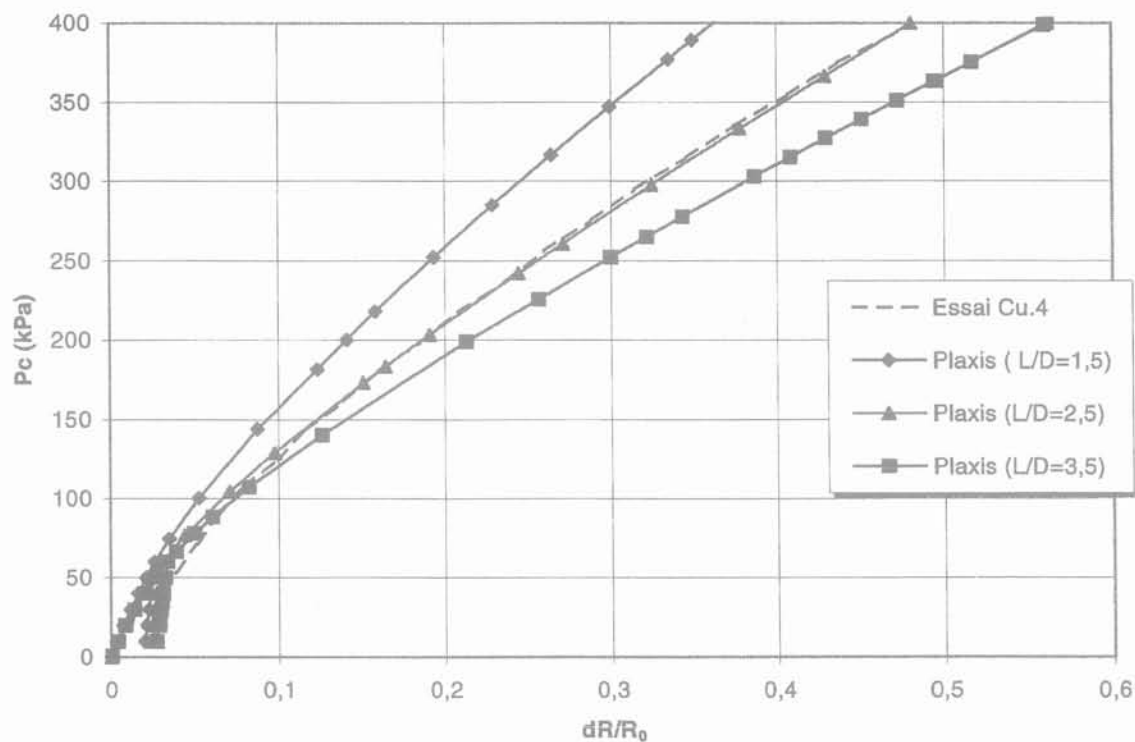


FIG. 20 Influence de l'élanement de la sonde.
Influence of the length of the probe.

6

Répétabilité de la modélisation numérique

Pour valider l'hypothèse prise sur l'augmentation des contraintes due à l'écoulement hydraulique autour de la sonde de mesure, on a simulé tous les essais de la série

en représentant la contrainte verticale provoquée expérimentalement grâce au gradient hydraulique par une surcharge imposée en surface du massif (Fig. 21, 22 et 23).

Les courbes numériques obtenues avec Plaxis sont en bonne concordance avec celles obtenues expérimentalement.

On en conclut que si les essais sont réalisés dans les mêmes conditions, la variation des gradients hydrau-

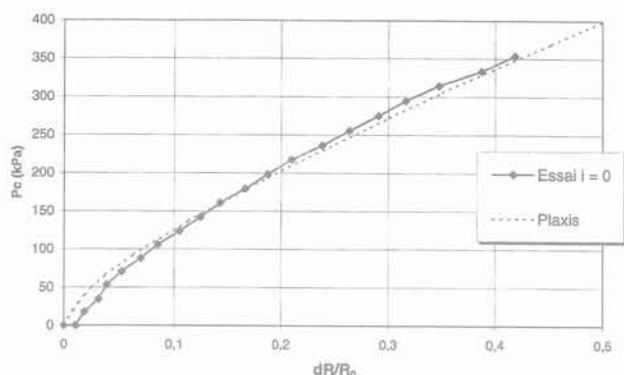


FIG. 21 Simulation numérique de l'essai avec $i = 0$ ($\gamma = 14,2 \text{ kN/m}^3$, $\sigma = 50 \text{ kPa}$).
Numerical simulation of the test with $i = 0$ ($\gamma = 14,2 \text{ kN/m}^3$, $\sigma = 50 \text{ kPa}$).

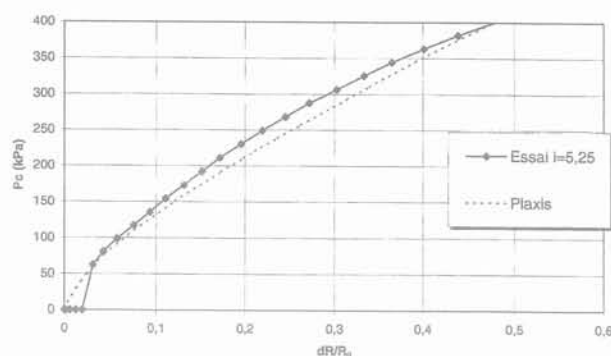


FIG. 22 Simulation numérique de l'essai $i = 5,25$ ($\gamma = 14,2 \text{ kN/m}^3$, $\sigma = 50 \text{ kPa}$).
Numerical simulation of the test with $i = 5,25$ ($\gamma = 14,2 \text{ kN/m}^3$, $\sigma = 50 \text{ kPa}$).

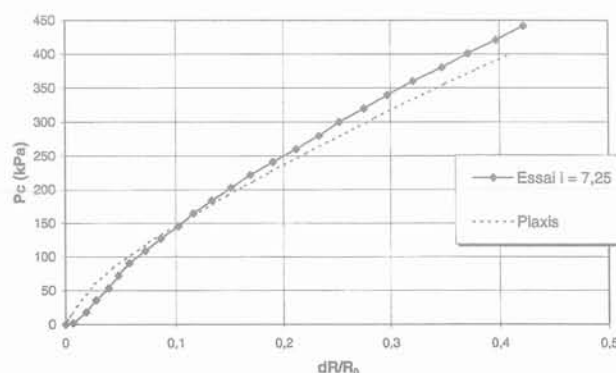


FIG. 23 Simulation numérique de l'essai avec $i = 7,25$ ($\gamma = 14,2 \text{ kN/m}^3$, $\sigma = 50 \text{ kPa}$).
Numerical simulation of the test with $i = 7,25$ ($\gamma = 14,2 \text{ kN/m}^3$, $\sigma = 50 \text{ kPa}$).

liques imposés correspond à une variation provoquée de la contrainte verticale au niveau de l'essai, et par conséquent à une augmentation provoquée de la profondeur de l'essai. C'est le but recherché lors de la réalisation du nouvel appareil d'essai *in situ*.

7

Conclusion de l'étude numérique

L'étude numérique avec SEEP nous a permis de visualiser le mode de variation des contraintes générées grâce à l'écoulement hydraulique autour de la sonde de mesure.

L'étude numérique avec PLAXIS a été menée avec l'hypothèse que la variation des gradients hydrauliques autour de la sonde de mesure correspond à une augmentation provoquée de la contrainte verticale à son niveau, et par conséquent à une augmentation provoquée de la profondeur de l'essai.

Cette étude nous a permis de définir le degré d'influence des différents paramètres qui régissent le modèle. Le module élastique initial (E_0), les angles de frottement (ϕ) et de dilatance (ψ), et le coefficient des terres au repos (k_0) sont autant de caractéristiques du sol auxquelles il faudra porter une attention particulière lors de leurs choix pour les intégrer dans les modèles numériques.

On a aussi étudié l'influence des conditions d'essais. Les dimensions réduites de la cuve sont bien pratiquées pour mener une étude expérimentale, mais influent sur les résultats obtenus. Les conditions idéales pour la modélisation seraient des essais réalisés *in situ* sans aucune contrainte sur les dimensions du massif.

L'élancement de la sonde d'essai est une caractéristique prépondérante lors de notre étude numérique. La sonde de mesure définitive de l'appareil aura les mêmes dimensions que les sondes de mesure des pressiomètres usuels, ce qui permettra d'obtenir des augmentations de contraintes significatives pour les pressions d'eau circulant autour de la sonde.

Bibliographie

- Baguelin F., Jezequel J.F., Shields D.H. – « The pressuremeter and foundation engineering ». Series on rock and soil mechanics, vol. 2 (1974/1977) n° 4, Trans Tech Publications, 1978.
- Cambou B., Bahar R. « L'utilisation de l'essai pressiométrique pour l'identification de paramètres intrinsèques du comportement d'un sol ». *Revue française de géotechnique*, janvier 1993, p. 39-50.
- Flavigny E. – « Compilation des essais triaxiaux de révolution sur le sable d'Hostun RF ». Rapport interne, Institut de Mécanique de Grenoble, 1993.
- Hughes J.M.O., Wroth C.P., Windle D. – « Pressuremeter tests in sand ». *Geotechnique* 27, n° 4, 1977, p. 455-477.
- Monnet J. – « Étude théorique de l'équilibre élastoplastique autour du pressiomètre dans un sol non cohérent ». Troisièmes entretiens Jacques Cartier, Lyon, 5-9 décembre 1989.
- Monnet J., Khelif J. – « Étude théorique de l'équilibre élastoplastique d'un sol pulvérulent autour du pressiomètre ». *Revue française de géotechnique*, n° 67, 1994, p. 3-12.
- Norme Française NF P94-110 – Essai pressiométrique Ménard, AFNOR, 1991.
- PLAXIS – Manuel d'utilisation version 6.1. Delft University of Technology, Hollande, 1995.
- Senouci M. – « Étude et réalisation d'un nouvel appareil d'essais *in situ* : le Géomécamètre ». Thèse de l'Université Joseph-Fourier, septembre 1998.
- SEEP – Manuel d'utilisation, Version 3. Geo Slope Internationale limited, Calgary, Alberta, Canada, 1994.
- Shahrour I., Kasdi A., Abriak N. – « Utilisation de l'essai pressiométrique pour la détermination des propriétés mécaniques des sables obéissant au critère de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement non associée ». *Revue française de géotechnique*, n° 73, 1995, p. 35-46.

Modélisation de l'interaction sol-fondations superficielles

Ch. BAY-GRESS
J.-G. SIEFFERT

LERGEC, ENSAIS
(École nationale supérieure
des arts et industries
de Strasbourg)
24, bd de la Victoire
67084 Strasbourg Cedex

J. LAUE

Institut für Geotechnik
ETH Hönggerberg
CH-8093 Zürich
Lehrstuhl für Grundbau
und Bodenmechanik
Ruhr-Universität Bochum
Universitätsstrasse 150
D-44780 Bochum

Résumé

Les ouvrages de génie civil sont classiquement dimensionnés selon les sollicitations qu'ils doivent reprendre, avec des conditions limites locales souvent peu réalistes. Les fondations sont dimensionnées par ailleurs, selon les sollicitations transmises, mais en aucun cas la modification du comportement de l'une des parties n'est prise en compte pour le dimensionnement de l'autre partie. Il est nécessaire de comprendre d'abord ce qui se passe au niveau local sol-fondation pour caractériser le comportement de cet ensemble de propriétés mécaniques et rhéologiques différentes soumis à des sollicitations complexes, avec tous les problèmes inhérents au contact. Le travail présenté concerne des fondations superficielles posées sur un milieu pulvérulent homogène isotrope, sous des sollicitations de type effort vertical et moment couplé ou non-couplé.

Modelisation of the soil-foundation interaction

Abstract

Civil engineering structures are currently designed taking into account classical loads, with limit conditions often not pertinent. On the other hand, foundations are designed under the transmitted loads, disregarding the influence of the behaviour variation of one element on the other. Our development consists in the phenomenon formulation of the soil-foundation system behaviour, which involves distinct mechanical and rheological characteristics under complex loading, considering all the problems inherent to the contact. The present study concerns shallow footings laid on a cohesionless homogeneous and isotropic sand mass, submitted to loads like vertical force and moment load coupled or non-coupled with the vertical loading.

Interaction sol/structure

Dans le thème très vaste de l'interaction sol-structure, on s'intéresse ici à l'aspect particulier du comportement des fondations superficielles soumises à un chargement complexe. Cette étude s'inscrit dans le cadre de la coopération européenne pour la recherche scientifique et technique COST C7 dont le thème est précisément l'interaction sol-structure en génie civil urbain. Pour mémoire, cette action européenne peut être considérée comme un complément logique de l'action COST C1 concernant les liaisons semi-rigides. Lors de cette précédente action, les liaisons poteaux-poutres et même poteaux-fondations ont été caractérisées au sein de la structure et pour différents matériaux (COST C1, 1992). Si l'on envisage maintenant une vision plus globale du problème structure-sol-fondation, il reste à caractériser la liaison sol-structure ou plus précisément la condition limite à imposer pour le dimensionnement d'une structure. A l'heure actuelle, les conditions aux limites utilisées sont de type encastrement ou ressorts élastiques linéaires (Gilbert, 1995). Cependant, lorsque les sollicitations sont transmises aux fondations, celles-ci se déplacent, et la réponse du sol n'est pas parfaitement élastique. Ces déplacements imposés à la structure induisent une redistribution des sollicitations au sein de la structure. Les sollicitations sur la fondation sont modifiées, et la réponse en déplacement également. Ce phénomène d'interaction entre le sol et la structure se poursuit ainsi jusqu'à ce qu'un état d'équilibre soit atteint. Une analyse *in situ* récente (Gusmao, 1997) rend compte du comportement d'ensemble du sol, des fondations et d'une structure. L'auteur montre que lors de la construction d'un immeuble, la rigidité sol-structure augmente et la répartition des charges sur les fondations est modifiée. Il apparaît cependant une raideur sol-structure limite à partir de laquelle la poursuite de la construction ne modifie plus les efforts internes dans les poteaux dus à l'interaction sol-structure. Cela signifie que le tassement continue d'augmenter, mais qu'il augmente alors proportionnellement à la charge appliquée.

L'approche proposée consiste à décrire les phénomènes observés au niveau du système sol-fondation pour les prendre en compte dans le comportement des liaisons externes de la structure. Le cadre du problème étudié est le suivant : les actions extérieures à la structure (charges permanentes, charges d'exploitation, vent) sont transmises à la fondation sous la forme des sollicitations V, H et M. On se limite dans cette étude aux composantes V et M.

La démarche adoptée pour traiter ce problème est la suivante :

- constitution d'une base de données expérimentales sur les fondations superficielles isolées carrées afin de maîtriser le maximum de paramètres pour les modélisations postérieures ;
- exploitation des essais permettant la caractérisation du comportement non linéaire du système sol-fondation ;
- modélisation numérique par la méthode des éléments finis validée sur les essais réalisés afin de compléter la base de données expérimentales par l'analyse de l'influence de certains paramètres non variés dans l'étude expérimentale (paramètres du sol et de la fondation).

La synthèse des observations expérimentales et numériques constitue le cahier des charges des éléments de liaison externe de la structure.

Base de données expérimentales

Dispositif expérimental

Les essais en centrifugeuse sur fondations superficielles ont été réalisés à l'Université de Bochum (Allemagne) qui possède une grande expérience de ces simulations (Laue, 1996). Les essais concernent des fondations carrées de 5 cm de côté posées sur un lit de sable dense dont les caractéristiques sont résumées ci-dessous (tableau I). Le sable a été mis en place au préalable par pluviation manuelle dans un conteneur circulaire fixé à l'extrémité du bras de la centrifugeuse (Fig. 1 et 2).

TABEAU I Caractéristiques intrinsèques du sable utilisé en centrifugeuse (Normsand Bochum 942-d).

γ (kN/m ³)	E(MPa)	ν	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ' (°)
17,03	19	0,25	$0 \leq 1$ kPa	$34,6 \pm 3^\circ$	10,7

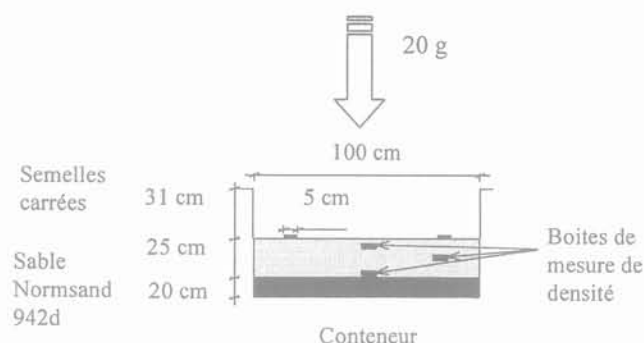


FIG. 1 Schéma du conteneur d'essai.
Schematic representation of the container.

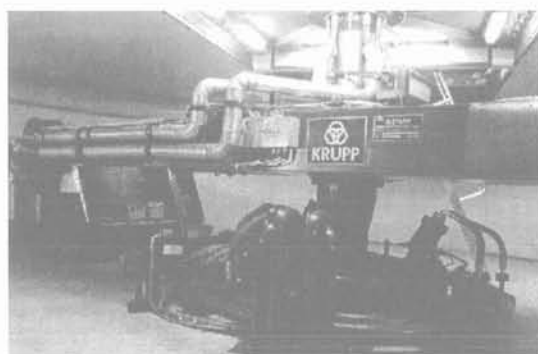


FIG. 2 Centrifugeuse de l'Université de Bochum.
Centrifuge of the University of Bochum.

Le dispositif original utilisé pour réaliser les essais découplés est présenté sur la figure 3. Les paramètres mesurés sont les efforts verticaux appliqués par les vérins hydrauliques, les déplacements verticaux et horizontaux de la fondation par des capteurs externes, ainsi que les déplacements verticaux des vérins. Les valeurs des déplacements horizontaux mesurés sont suffisamment faibles pour que ce paramètre puisse être négligé. La plaque supérieure solidaire de la semelle visible sur la figure 3 permet de recevoir les deux tiges des vérins espacées de 17 cm (la fondation ne mesurant que 5 cm de large). La taille de la fondation est choisie de manière à modéliser une fondation de taille réelle courante (1 m x 1 m pour le cas étudié, avec un facteur d'échelle de 20 dû à l'accélération de 20 g imposée à l'ensemble du dispositif). Les essais ont été filmés à l'aide d'au moins une caméra pour une éventuelle exploitation graphique complémentaire (observation du soulèvement du sable à la périphérie de la fondation, par exemple).

Les chemins de chargement appliqués sont :

- un chargement vertical centré monotone ou cyclique ;
- un chargement vertical excentré monotone ;
- un chargement découplé monotone ou cyclique.

Seuls les essais monotones sont présentés dans cet article. Le chargement découplé consiste à appliquer dans un premier temps une charge verticale centrée V_0 (phase A, Fig. 4), puis un moment à l'aide de deux vérins hydrauliques (phase B, Fig. 4), tout en maintenant la charge verticale appliquée constante. Le moment est produit par la diminution de l'effort dans un vérin, et l'augmentation de l'effort dans l'autre vérin, avec la même vitesse de chargement ou de déchargement.

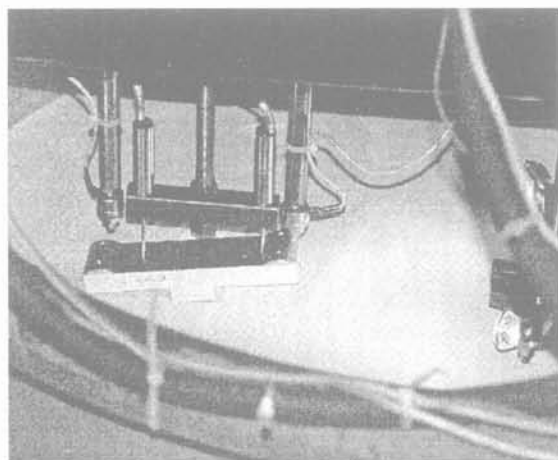
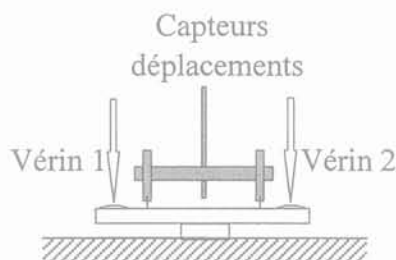


FIG. 3 Description du dispositif expérimental.
Description of the instrumentation.

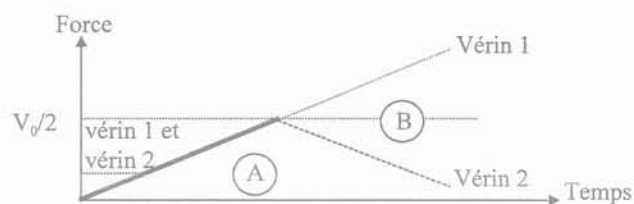


FIG. 4 Principe du chargement dit découplé : moment (B) découplé du préchargement vertical (A).

Schematic of the loading sequence for a vertical preloading (A) and uncoupled moment load (B).

La charge ultime obtenue pour ces divers chemins de chargement permet d'obtenir un point dans l'espace adimensionnel moment $\left(\frac{M}{V_u B}\right)$ - effort vertical $\left(\frac{V}{V_u}\right)$

appliqué sur la semelle (Fig. 5) avec V_u la charge limite obtenue pour un chargement vertical centré dans les mêmes conditions expérimentales. On représente par un point unique la charge limite pour un chargement excentré et un chargement découplé, puisque d'un point de vue réglementaire, les capacités portantes calculées pour ces deux systèmes de chargements sont équivalentes. L'ensemble de ces points constitue la courbe d'interaction M-V. Cela signifie *a priori* que, une fois cette courbe établie dans l'espace M-V et quel que soit le chemin de chargement appliqué, si les valeurs des charges appliquées atteignent la courbe d'interaction, cette charge est la capacité portante de la fondation considérée. Mais l'unicité de la courbe d'interaction M-V par divers chemins de chargement et sa variation suivant les paramètres du sol et des fondations restent à discuter.

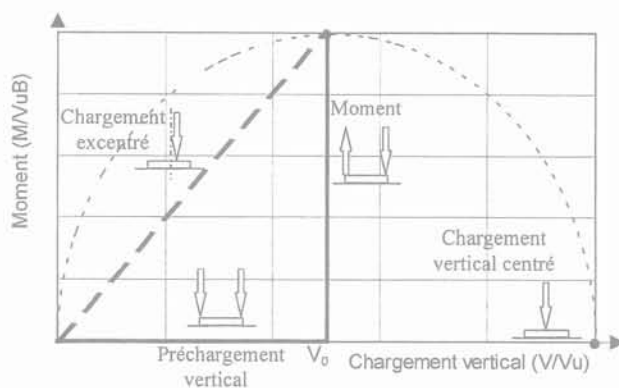


FIG. 5 Courbe d'interaction moment-effort vertical.
Moment load-vertical load interaction diagram.

2.2

Analyse des résultats

Les résultats obtenus permettent de comparer le comportement du système sol/fondation pour un chargement vertical excentré et un chargement découplé. En ce qui concerne le chargement découplé, les essais en centrifugeuse permettent d'établir l'influence du préchargement vertical sur le comportement d'une fondation superficielle soumise à un moment.

Le comportement du système sol/fondation est caractérisé par (Fig. 11) :

- la raideur statique globale sol/fondation (désignée par K_s dans le cas général, K_v pour la raideur verticale et K_h pour la raideur au balancement) ;
- la pente de l'asymptote de la courbe charge-déplacement de la fondation dans une configuration proche de la rupture (désignée par K_r) ;
- la valeur limite du chargement (désignée par V_u ou M_u).

L'étude de l'influence de divers paramètres sur ces caractéristiques permet ensuite de formuler les raideurs statiques à prendre en compte pour intégrer le phénomène d'interaction sol/structure dans le dimensionnement des structures. Les essais sous chargement vertical centré sont présentés sous forme de courbes charge-déplacement en grandeurs prototype (Fig. 6).

Pour l'ensemble des essais réalisés, le poids propre du modèle réduit de la fondation en aluminium est pris en compte. L'application de ce poids propre se fait lors de l'accélération de la centrifugeuse (le poids de la fondation devient alors 20 fois plus important). Cette procédure implique une vitesse de chargement différente pour le poids propre de la fondation et la charge appliquée par les vérins hydrauliques (partie initiale des courbes, Fig. 6).

On constate que l'ensemble des courbes expérimentales présente des paliers (bien que le chargement appliqué soit continu) et une asymptote oblique. L'allure de ces courbes s'explique par une combinaison de plusieurs phénomènes mis en évidence entre autres par De Beer (1965) et plus récemment par Pu et Ko (1988) : le mécanisme de rupture dans le sol dépend du niveau de contrainte, mais également de la forme de la fondation et du niveau d'accélération.

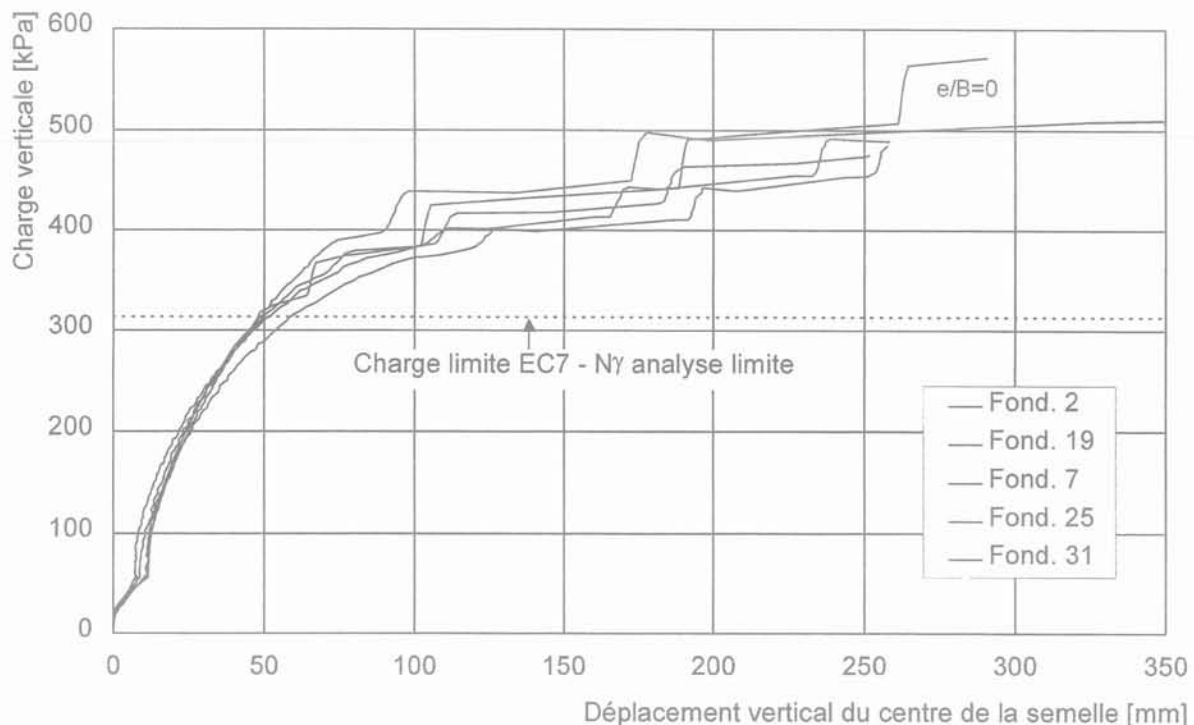


FIG. 6 Résultats des essais en centrifugeuse (chargement vertical centré).
Results of centrifuge tests under vertical centred force.

Ainsi, il a été démontré (Kusakabe, 1991) que pour une semelle carrée soumise à 20 g et posée sur un lit de sable très dense, on observe une rupture par cisaillement localisé (courbes charge-déplacement avec asymptote oblique (Fig. 7b), alors que pour les mêmes conditions d'études mais pour un modèle réduit à 1 g, on observe une rupture généralisée (courbes charge-déplacement avec pic) (Fig. 7a). Au cours des essais présentés, les semelles tassent, et la surcharge latérale sur le sol augmente. Ces phénomènes conduisent à une augmentation graduelle de la capacité portante qui se traduit par une asymptote oblique sur la courbe charge-déplacement de la semelle. Les courbes obtenues ne présentent donc pas de pic, et la détermination de la charge de rupture est problématique. Les critères de rupture généralement utilisés pour les différents types de rupture du sol sous une fondation superficielle sont définis sur la figure 7.

Les critères de rupture utilisés pour interpréter les essais réalisés sont de trois types (Fig. 8) :

- le critère de Brinch Hansen (Hansen, 1963) ;
- un critère géométrique sur le déplacement δ de la fondation ;
- l'ordonnée à l'origine de l'asymptote oblique.

B. Hansen a défini la charge limite V_u comme étant la charge pour laquelle le déplacement est deux fois plus important que le déplacement correspondant à $0,9 V_u$ (Fig. 8).

La charge de rupture définie par un critère géométrique correspond à la charge pour laquelle le déplacement relatif global de la fondation δ est tel que $\delta \leq 10 \%$,

avec $\delta = \sqrt{\left(\frac{y}{B}\right)^2 + \theta^2}$ (où y est le déplacement vertical du centre de la fondation et θ la rotation de la fondation).

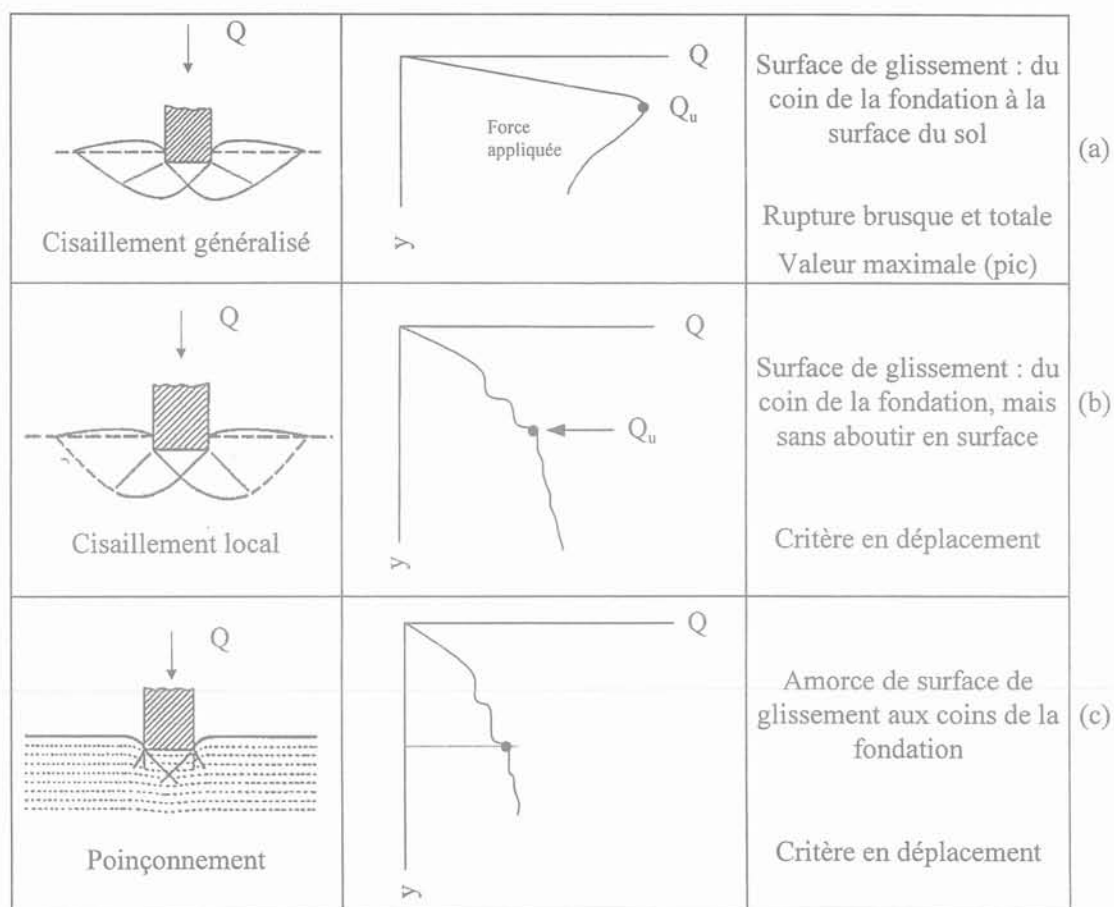


FIG. 7 Mécanismes de rupture du sol sous fondation superficielle (Vesic, 1973).
Failure mechanisms of soil under shallow foundation (Vesic, 1973).

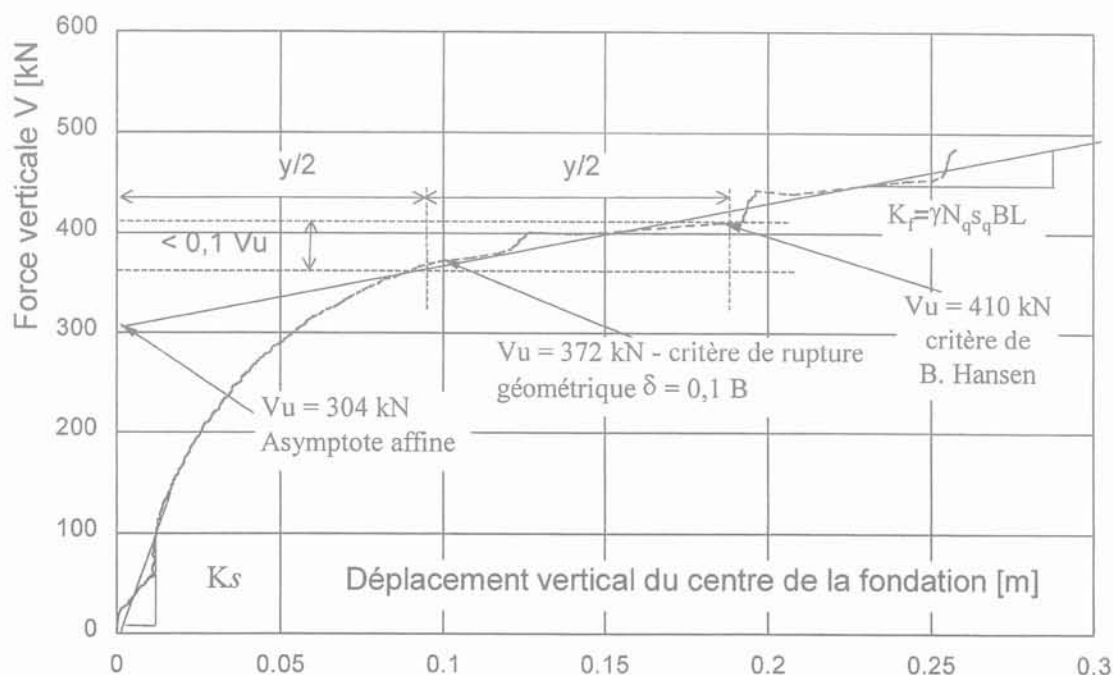


FIG. 8 Critères de rupture.
Failure criteria.

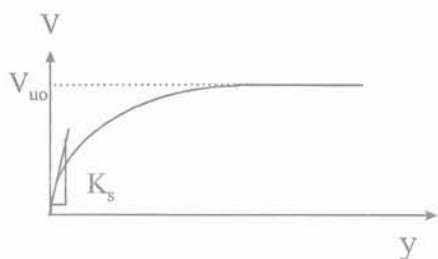


FIG. 9 **Modèle de Butterfield (1980) avec asymptote horizontale.**
Model of Butterfield (1980) with horizontal asymptote.

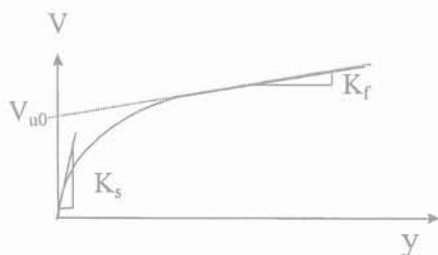


FIG. 11 **Modèle proposé avec asymptote oblique.**
Model proposed for oblique asymptote.

En ce qui concerne la troisième méthode, nous proposons une amélioration du modèle de Butterfield (1980) pour des courbes comportant une asymptote

horizontale : $V = V_u [1 - e^{(-\frac{K_s y}{V_u})}]$, où V_u et K_s sont respectivement la charge limite et la raideur statique initiale définies sur la figure 9. Pour le comportement asymptotique oblique observé, ce modèle est amélioré en exprimant le terme V_u comme évolutif en fonction du

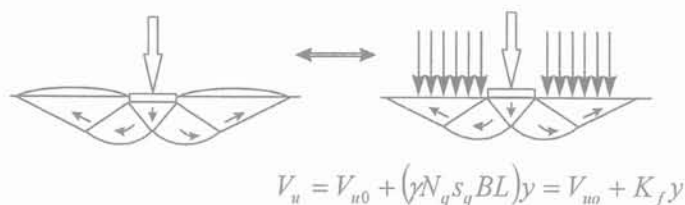


FIG. 10 **Expression de l'asymptote oblique.**
Expression of the oblique asymptote.

déplacement vertical y (Fig. 10). Dans notre cas, pour l'essai vertical centré, au cours du chargement, la fondation tasse, et le sol environnant se soulève, ce qui entraîne une continuelle augmentation de la capacité portante et donne un comportement asymptotique oblique. V_{u0} est la charge à l'origine, et le terme $K_f = \gamma N_q s_q BL$ la pente de l'asymptote (Fig. 11).

Le modèle devient : $V = (V_{u0} + K_f y) [1 - e^{(-\frac{K_s y}{V_{u0} + K_f y})}]$. D'une part, la charge limite est définie de manière cohérente avec les phénomènes observés expérimentalement, et, d'autre part, on dispose alors d'un modèle prédictif pour lequel tous les paramètres sont aisément déterminés. En effet, la valeur de V_u utilisée est un résultat d'analyse limite, de même que N_q , et K_s la raideur statique initiale verticale est donnée par les fonctions d'impédance. Cette formulation est validée si la raideur initiale est bien supérieure à la raideur de l'asymptote finale ($K_s \gg K_f$). Dans le cas étudié, on trouve des raideurs expérimentales K_s (≈ 12 MN/m) de l'ordre de 15 à 20 fois supérieures à K_f (≈ 600 kN/m), ce qui est suffisant pour valider le modèle qui tend vers la valeur de K_f pour un déplacement infini.

A partir de ce modèle, on a une méthode prédictive du comportement sol-fondation sous chargement vertical centré. On constate que les résultats expérimentaux et le modèle proposé sont très proches (Fig. 12).

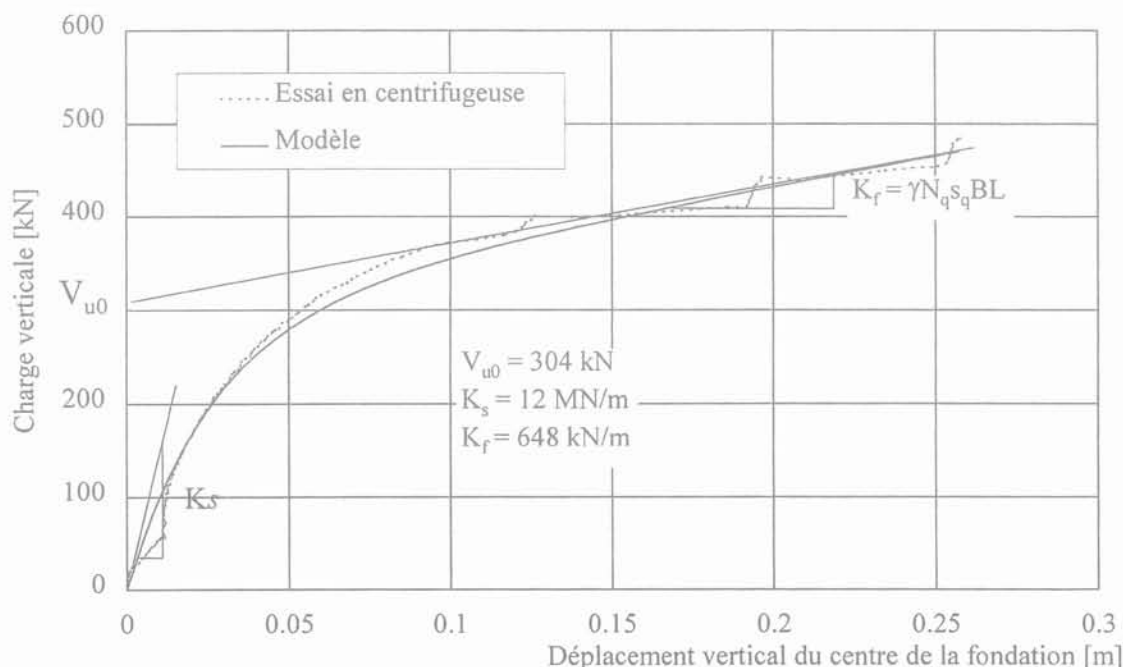


FIG. 12 **Corrélation courbe expérimentale - modèle pour un essai sur fondation superficielle sous chargement vertical centré.**
Experimental curve - model correlation for a test on shallow foundation under vertical centred force.

Les résultats des essais verticaux excentrés et découplés sont présentés sous la forme d'un diagramme adimensionnel à quatre branches. Cette forme permet de corréler très rapidement les différents points de la courbe. Les résultats comparés des essais excentrés et découplés (Fig. 13 et 14) montrent que :

- lorsque l'on applique uniquement un moment (chargement découplé), le déplacement vertical de la fondation augmente (ce qui n'est pas forcément le résultat attendu) ;
- l'allure des courbes charge-déplacement est totalement différente pour un chargement excentré ou découplé, de même que la charge limite ;

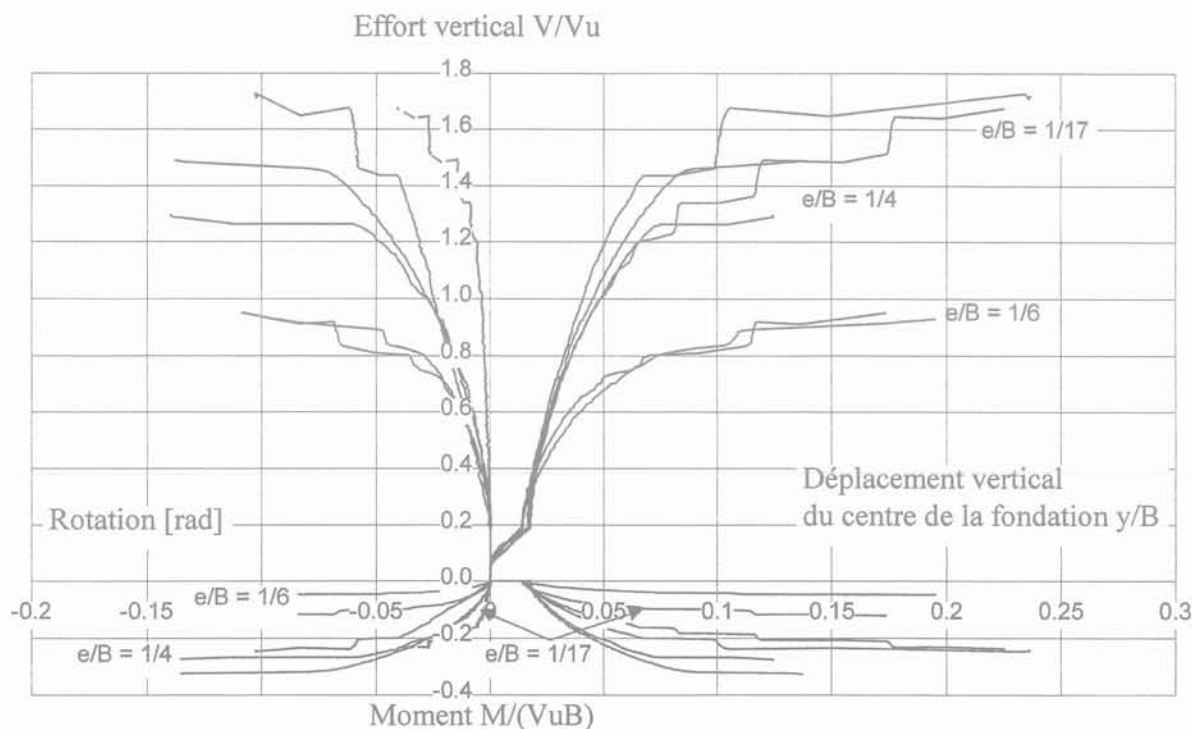


FIG. 13 Courbes expérimentales charge-déplacement pour chargement vertical excentré.
Experimental load versus displacement curves for a vertical centred force.

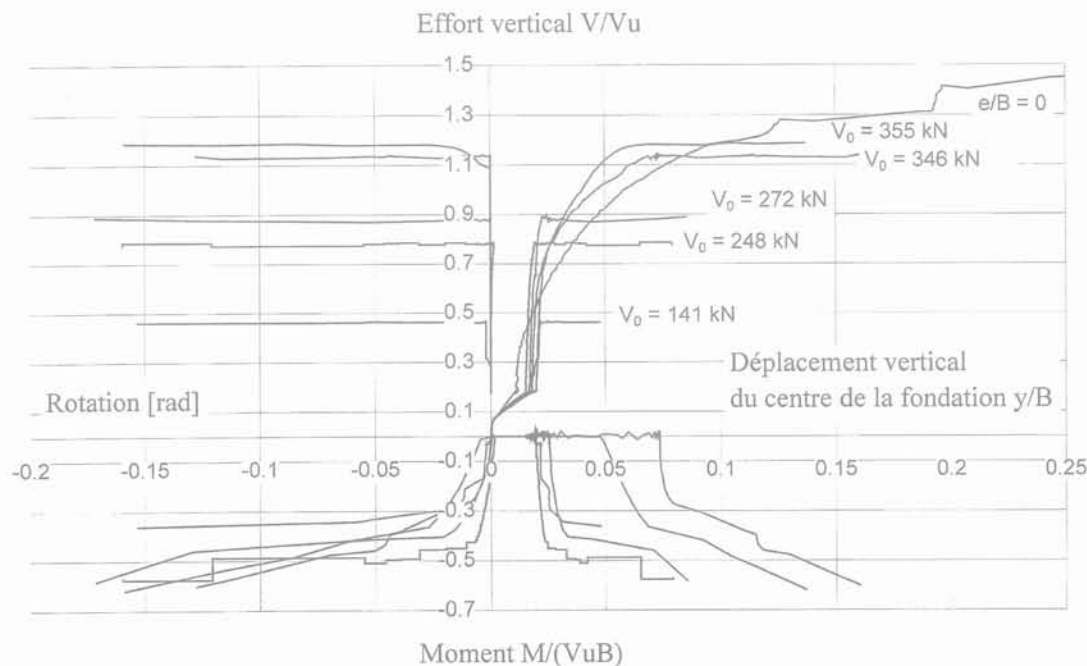


FIG. 14 Courbes expérimentales charge-déplacement pour chargement découplé (préchargement vertical + moment).
Experimental load versus displacement curves for an uncoupled loading (vertical preloading and moment load).

– la raideur au balancement du système sol-fondation augmente en fonction du préchargement vertical appliqué. Cela signifie qu'après un préchargement vertical, la raideur du massif de sol augmente, mais des ruptures localisées apparaissent. Lorsqu'on applique ensuite sur la fondation un moment d'axe horizontal, la rotation engendrée est plus importante que pour un sol vierge de tout préchargement.

En ce qui concerne les raideurs statiques verticales on établit expérimentalement que les valeurs obtenues dépendent de l'excentricité de la charge appliquée (Fig. 14 et 15). On sait en effet que la raideur verticale (K_v) du système sol-fondation diminue de manière quasi linéaire en fonction du rapport e/B . On établit également grâce à une analyse paramétrique l'influence des paramètres intrinsèques du sol (angle de frottement interne et angle de dilatanse) sur la raideur verticale K_v (Fig. 16 et 17). Il reste à déterminer une formulation des raideurs statiques permettant la prise en compte de ces paramètres. Les formulations actuelles (Wong *et al.*, 1976 ; Rücker, 1982 ; Schmid, 1988 d'après Sieffert, 1992) ne prennent en considération que les paramètres suivants : le module d'Young et le coefficient de Poisson du sol, et la géométrie de la fondation.

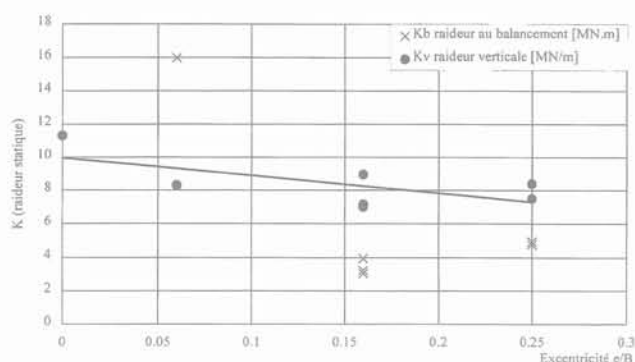


FIG. 15 Variation des raideurs verticales et au balancement avec l'excentricité de la charge appliquée (résultats expérimentaux).
Vertical and rocking stiffnesses variation with the load eccentricity (experimental results).

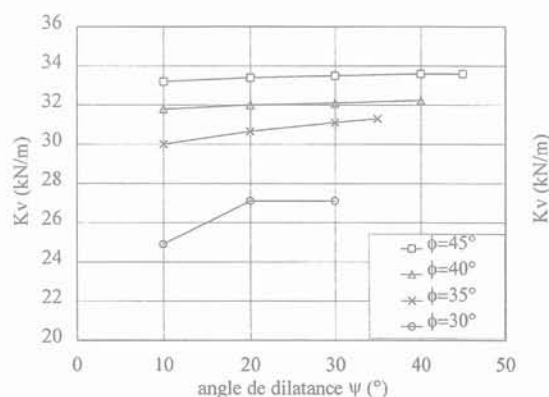


FIG. 16 Variation de la raideur verticale sol/fondation en fonction de ψ (résultats numériques CESAR-LCPC).
Vertical soil/foundation stiffness variation versus ψ (numerical results of CESAR-LCPC).

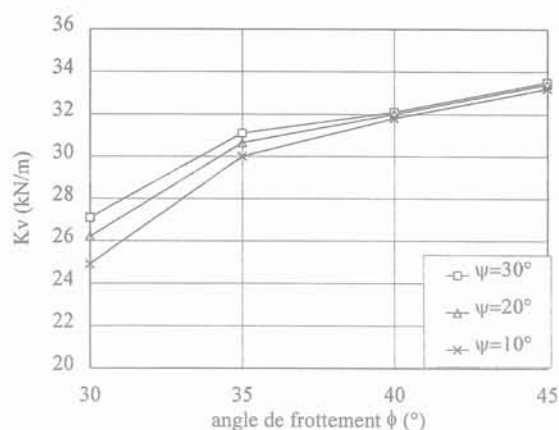


FIG. 17 Variation de la raideur verticale sol/fondation en fonction de ϕ (résultats numériques CESAR-LCPC).
Vertical soil/foundation stiffness variation versus ϕ (numerical results of CESAR-LCPC).

On établit à partir des essais en centrifugeuse que la raideur statique au balancement du système sol-fondation (K_b) décroît également lorsque l'excentricité de la charge augmente. Les essais dits découplés ont permis de montrer que la valeur de K_b diminue lorsque la valeur du préchargement vertical sur la fondation augmente (Fig. 18). Cela signifie que plus le préchargement vertical appliqué sur la fondation est important, plus la raideur au balancement est faible. Ce phénomène peut être imputé au fait que lors du préchargement vertical, le sol se plastifie en certains points, donc le module d'Young du sol diminue, et le moment qui peut être appliqué alors est plus faible que dans le cas d'un sol vierge de tout préchargement. Si l'on applique un moment sur la fondation après un préchargement vertical important, la rotation induite sera donc plus forte. L'analyse paramétrique effectuée montre également que la raideur au balancement du système sol-fondation dépend de la cohésion du sol (Fig. 18).

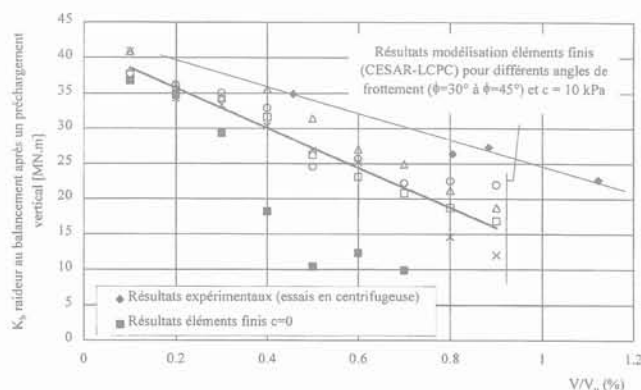


FIG. 18 Variation de la raideur au balancement en fonction du préchargement vertical appliqué (résultats expérimentaux).
Rocking stiffness versus applied vertical preloading (experimental results).

En ce qui concerne la courbe d'interaction M-V, son unicité n'est pas établie. Du fait des allures des courbes charge-déplacement, les valeurs des charges limites et donc l'allure de la courbe d'interaction dépendent du critère de rupture choisi. En effet, nous avons établi ci-dessus que la valeur de la capacité portante varie avec les conditions géométriques considérées (augmentation de la capacité portante si l'on considère le terme d'enfouissement dû au tassement de la fondation par exemple). En résumé, on constate que plus le déplacement vertical de la fondation augmente, plus la courbe d'interaction se « dilate », alors qu'elle se « contracte » lorsque la fondation subit une rotation. On ne peut donc exprimer une formulation pour la courbe d'interaction à partir des résultats des essais réalisés, ni affirmer son unicité. La solution consiste peut-être à déterminer une courbe d'interaction initiale par l'analyse limite (pour un chargement vertical avec différentes excentricités), avec des conditions géométriques inaltérées (ni enfouissement, ni rotation).

On peut ensuite extrapoler l'évolution de cette courbe d'interaction grâce aux résultats d'analyse limite en configuration géométrique initiale modifiée (avec enfouissement et/ou rotation de la semelle) qui seront corrélés avec les résultats expérimentaux par analyse inverse.

Conclusion

En conclusion, nous avons mis en évidence le comportement d'une fondation carrée rigide sous des chemins de chargement complexes couplés et découplés.

Par contre, nous avons vu que l'interprétation des essais excentrés et découplés et l'établissement d'une courbe d'interaction unique n'est pas évidente. Une méthode prédictive du comportement sous chargement vertical centré est proposée. Il reste maintenant à étendre cette méthode pour avoir l'évolution de la raideur du système sol-fondation sous chargement complexe. La démarche est d'exprimer la courbe limite à partir de laquelle on peut établir les différents comportements à l'intérieur de ce domaine. Enfin, il faut examiner les cas de déchargement et rechargement complexe monotone ou cyclique.

REMERCIEMENTS

Cette étude a été effectuée dans le cadre de missions scientifiques de courte durée du COST C7. Nous tenons à remercier également pour son accueil les professeurs H.L. Jessberger et Th. Triantafyllidis, ainsi que toute l'équipe du laboratoire de mécanique des sols et des fondations de l'Université de Bochum.

Bibliographie

- Butterfield R. – « A simple analysis of the load capacity of rigid footings on granular materials ». Journée de géotechnique, ENTPE, Vaux-en-Velin, 1980, p. 128-137.
- Canepa Y., Garnier J., Amar S., Corté J.-F. – « Confrontation d'essais de chargement de fondations superficielles réalisées en vraie grandeur et en centrifugeuse ». *Centrifuge 88*, Balkema, p. 313-321.
- COST C1 – « Semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections ». COST C1, *Proceedings of the first state of the art Workshop*, Ed. Colson A., ENSAIS, université Louis-Pasteur, 28-30 oct. 1992, 582 p.
- De Beer E.E. – « Influence on the mean normal stress on the shearing strength of sand ». *Proc. of the VI ICSMFE*, Montréal, 1965.
- Georgiadis M., Butterfield R. – « Displacements of footings on sand under eccentric and inclined loads ». *Can. Geotech. J.* 25, 1987, p. 199-212.
- Gilbert C. – « Une nouvelle approche des calculs d'interaction sol-structure ». *Revue française de géotechnique* n° 72, 3^e trimestre 1995, p. 3-9.
- Gusmao J.A.F., Guimaraes L.J.N. – « Limit stiffness in soil structure interaction of building ». *ICSMFE Hamburg 1997*, p. 807-808.
- Hansen B. – « Discussion on hyperbolic stress-strain response : cohesive soils ». *Journal Soil Mech Found Div, ASCE* 89, SM2, 1963, p. 242.
- Kusakabe O., Yamaguchi H., Morikage A. – « Experiment and analysis on the scale effect of Nyfor circular and rectangular footings ». *Centrifuge 91*, 1991, Balkema, p. 179-186.
- Laue J. – « Zur Setzung von Flachfundamenten auf Sand unter wiederholten Lastereignissen, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Ruhr-Universität Bochum ». Heft 25, 1996, 140 p.
- Pu J.-L., Ko H.-Y. – « Experimental determination of bearing capacity in sand by centrifuge footing tests ». *Centrifuge 88*, Balkema, 1988, p. 293-299.
- Sieffert J.-G., Cevaër F. – *Manuel des fonctions d'impédances, Fondations superficielles*. Ouest Éditions, Presses académiques, 1991, 174 p.
- Vesic A.S. – « Analysis of ultimate loads of shallow foundations ». *Journal Soil Mech Found Div, ASCE* 99, SM1, janvier 1973, p. 45-73.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Index des thèmes publiés (n° 1 à 85)

La Revue française de géotechnique a été créée par le Comité français de mécanique des sols, le Comité français de mécanique des roches et le Comité français de géologie de l'ingénieur.

Les objectifs de la revue sont de :

- *rassembler dans une même publication des études de mécanique des sols, de mécanique des roches et de géologie de l'ingénieur ;*
- *permettre au naturaliste et au mécanicien, par le rapprochement et la confrontation de leurs points de vue, de concourir à la compréhension des phénomènes liés à l'aménagement et à l'exploitation des richesses de la terre ;*
- *présenter en langue française des études et des travaux provenant de divers pays ;*
- *apporter une documentation diversifiée de haut niveau, de caractère suffisamment général pour intéresser le lecteur aux méthodes et aux réalisations de la géotechnique moderne.*

Publication trimestrielle éditée par les

PRESSES DE L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES
28, rue des Saints-Pères 75343 Paris Cedex 07

Commission paritaire n° 60855 – ISSN 0181-0529

BARRAGES

Barrage de Diama – Les remblais d’essais.....	5
J. COSTAZ	
L’auscultation du barrage de Serre-Ponçon depuis sa naissance et sur vingt ans d’exploitation	10
G. DOUILLET, E. LEDEUIL	
Estimation du débit et de la nature des fuites d’un barrage en terre sur lit alluvionnaire (application au barrage de Serre-Ponçon)	13
E. LEDEUIL	
Les fondations du barrage de Ridracoli	26
P.P. ROSSI	
Le projet du barrage de Grand’Maison.....	27
D. CLERDOUET, G. POST	
Réalisation du barrage de Grand’Maison	27
C. TROCHERIE	
Comportement des barrages en terre à noyau non structuré	29
R. SINNINGER, E. SEKER	
Auscultation de la digue de Lavours (aménagement du Haut-Rhône).....	32
A. COMTET, B. MÉMIER	
Barrage du Verney : analyse de la fondation, prévision du comportement de la mise en eau, comparaison avec les mesures	35
J. BERTRAND, E. FROSSARD	
Exécution d’une fouille profonde en rocher pour l’usine hydroélectrique de Sault-Brenaz	35
G. LOMBARD, J.-C. ROSOLEN, P. BRIGLIA, F. VANDAME	
Béton compacté ou remblai rigidifié	39
E. LEDEUIL	
Béton compacté au rouleau.....	42
A. GOUBET	
Réflexion sur le béton compacté au rouleau.....	42
P. LONDE	
Quelques développements récents dans le calcul dynamique des barrages en terre	46
T. AVRIL	
La sécurité des barrages.....	51
P. LONDE	
Analyse de la fiabilité des barrages en terre	53
J.-L. FAVRE, A. BEKKOUCHE	
Une banque de données pour le calcul des barrages	60
N. NEDJAT, J.-J. FRY	
Effet sur la stabilité des barrages en terre homogènes d’une variation des principaux paramètres	63
E. ALONSO, T. BERNÈDE, P. MORLIER	
L’apport des méthodes de reconnaissance sismique à la reconnaissance des barrages en maçonnerie	64
Y. BERTRAND, P. ROYET, G. DEGOUTTE	
Développement des pressions interstitielles de construction dans les barrages en matériaux argileux humides..	72
D. POULAIN, E. ALONSO, H. GIRARD, P. MORLIER	
Le béton compacté au rouleau (<i>note technique</i>).....	75
A. GOUBET	

TALUS

Étude de la stabilité des rives de la cuvette du barrage Idriss 1 ^{er} au Maroc.....	1
G. L’HÉRITEAU, M. MOUDDEN, G. POST	
Appareils de conception récente utilisés actuellement au contrôle des mouvements de terrain – Télémessure associée	1
J. BERNÈDE	
Protection des zones exposées à des éboulements rocheux	1
L. ROCHET	
Surveillance des glissements de terrain.....	1
B. PINCENT	
Comportement du remblai expérimental B de Cubzac-les-Ponts.....	5
J.-P. MAGNAN, C. MIEUSSENS, D. QUEYROI	
Les coulées de boue de Freney, près de Modane, en 1977 et 1978	13
C. AZIMI, P. DESVARREUX, P. PLOTTO	

Mécanisme de déplacement et déformation des nappes – Exemple de la nappe de Gavarnie (Pyrénées centrales).....	16
J. DERAMOND, P. SIRIEYS	
Étude probabiliste du comportement d'un remblai sur sols mous.....	20
J.-P. MAGNAN, S. BAGHERY	
Quelques exemples d'utilisations spécifiques des géotextiles.....	33
E. LEDEUIL	
Le drainage des talus par la technique des éperons, évaluation par simulations tridimensionnelles de l'efficacité de la méthode et impact sur la stabilité.....	36
P. AIGLE, F. DESNOUVAUX, J.-P. PROST	
Réalisation de la fouille de l'usine de Brégnier-Cordon.....	39
M. LLOPIS	
Le glissement du Friolin, en Savoie : un mouvement majeur révélé par les photographies.....	48
B. GOGUEL	
La perméabilité et l'injectabilité des massifs rocheux fissurés.....	51
G. LOMBARDI	
Mouvements de terrains en Tarentaise (<i>discussion</i>).....	53
P. HABIB	
Prévoir l'évolution des mouvements de terrain.....	59
J.-L. FAVRE, E. GERVEAU, J.-L. DURVILLE	
Analyse de l'instabilité par flambage des couches à la mine de Grand-Baume – Charbonnage de France.....	60
P. CHOQUET, J. HADJIGEORGIOU, P. MANINI, E. MATHIEU, V. SOUKATCHOFF, Y. PAQUETTE	
Sur la stabilité des pentes et des pics.....	63
P. DUFFAUT	
<i>Discussion sur « La stabilité des pentes et des pics » de P. Duffaut</i>	63
P. HABIB	
Relations pluviométrie-piézométrie-déplacements d'un versant naturel instable (<i>note technique</i>).....	64
P. POUGET	
Stabilité des pentes sous-marines dans la baie des Anges (Nice, France) – Approche géotechnique.....	64
Th. MULDER, J.-P. TISOT, P. COCHONAT, J.-F. BOURILLET	
Suivi d'un versant instable à Sainte-Adresse (<i>note technique</i>).....	64
J.-C. BLIVET	
Versant des collines de la ville de Lyon : méthodologie de la prévention des accidents géotechniques (<i>note technique</i>).....	64
L. VINET, R. KASTNER, P. LARÉAL, N. MONGEREAU	
Aspects géotechniques de l'accident du nouveau port de Nice.....	66
P. HABIB	
Simulation expérimentale de l'écoulement dans un talus de sol soumis à la marée.....	69
A. REZZOUG, A. ALEXIS, P. THOMAS	
Le glissement du Friolin, en Savoie : mesures par imagerie numérique.....	73
F. GIRAULT, B. GOGUEL, J.-P. ASTE	
Le glissement de la montagne de Piniès à l'origine des coulées de Boulc-en-Diois – Évolution et mécanismes ...	74
A. MALATRAIT, F. SABATIER	
Quelques aspects de la prévision des mouvements de terrain.....	76
C. AZIMI, P. DESVARREUX	
Stabilité des pentes sous-marines de l'atoll de Mruroa sous sollicitations dynamiques.....	78
J. BOUCHEZ, Y. CARISTAN, C. MARIOTTI	
Relation entre les paramètres hydrologiques et la vitesse dans les glissements de terrain – Exemples de La Clapière et de Séchilienne (France).....	79
P. ALFONSI	
Auscultation du glissement du versant ouest de la montagne des Piniès (Drôme, France).....	79
F. GIRAULT	
Les mouvements de versant de la montagne des Piniès (Drôme) : importance du contexte géologique.....	85
P. ANTOINE, P. DESVARREUX, A. GIRAUD	

ENVIRONNEMENT

Environnement et géotechnique (<i>n° spécial</i>).....	14 bis
Environnement et géotechnique (<i>n° spécial</i>).....	17
Difficultés rencontrées dans les chantiers urbains.....	31
F. BOULET, R. DEVERGNE	

Abattage d'une falaise instable en site urbanisé.....	32
J.-J. TRITSCH, R. SCHWARTZMANN, C. LE BOUAR	
Adaptation et évolution des techniques de traitement de sol en matière de protection de l'environnement....	60
A. ESNAULT	
Comportement hydraulique d'un « système multicouche » non saturé. Étude numérique – Application au stockage de déchets radioactifs à vie courte	62
P. BRUN, E. ALONSO	
Barrières d'étanchéité dans les sites de décharge : développements récents.....	74
W.F. VAN IMPE, A. BOUAZZA	
Stockage de déchets radioactifs dans l'argile.....	74
G. ROUSSET, A. GIRAUD	
Étude de l'influence d'un polluant organique sur les caractéristiques géotechniques d'un sol argileux.....	78
F. CASSAGRANDE, L. LANCELOT, I. SHAHROUR	
Géotechnique de l'environnement – Activités de l'ICSMFE (TC5)	83
M. WOJNAROWICZ, G. KNOCHENMUS, W.F. VAN IMPE	

FONDATIONS

Capacité portante d'une semelle filante sur sol purement cohérent d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur	1
M. MATAR, J. SALENÇON	
Contrôle des mouvements lents des grands barrages et de leur fondation.....	2
M. DOUILLET	
Incidence des conditions d'exécution et du délai de repos sur le comportement et la portance des fondations forées.....	6
M. BUSTAMANTE, D. GOUVENOT	
Poinçonnement d'un sol élastique anisotrope	7
M. DAHAN	
Capacité portante des semelles filantes	9
M. MATAR, J. SALENÇON	
Réalisation d'un remblai fondé sur des vases et argiles molles dans le lac de Tunis.....	15
J.-L. BORDES, H. GUELLEC	
Reprise en sous-œuvre	18
J. HURTADO	
Capacité portante d'une fondation de grande longueur sur un sol cohérent non homogène	19
A. BOTTERO	
Étude expérimentale des fondations soumises au renversement.....	25
M. AYEB, G. BIGUENET, M. DUNAND	
Contraintes et déplacements dans un massif semi-infini isotrope ou à isotropie transverse soumis à des charges rectangulaires souples et rigides en surface	28
F. VAN CAUWELAERT	
Essais dynamiques de fondations en centrifugeuse	28
P. LEGUAY, P. MORLIER, J. RIVIÈRE	
Essai de chargement d'une fondation superficielle sur une pente d'éboulis	32
J.-P. ASTE, Y. GUERPILLON	
Déplacements d'immeubles.....	33
J. PRÉVOST	
Analyse de la sécurité des fondations superficielles vis-à-vis d'un défaut de portance : effet de la variabilité spatiale des paramètres du sol	39
J.-L. FAVRE, B. GENEVOIS	
Fondation des centrales nucléaires.....	41
J.-L. COSTAZ, M. HAGHGOU	
Gonflement d'un sol contenant des sulfates et traité à la chaux et au ciment.....	42
P. HABIB, D. AVERSENC	
Évaluation des risques de rupture sur un tracé de remblai sur sols mous.....	44
J.-P. MAGNAN, C. MAHDAVI	
Modélisation en centrifugeuse des problèmes d'interaction sol-structure	48
H.L. JESSBERGER	
Les sécheresses de 1989 et 1990 – Présentation	58
P. HABIB	

Exemples de sinistres en région parisienne	58
P. VANDANGEON	
Le point de vue du contrôleur technique	58
P. BLONDEAU	
Le point de vue de l'expert	58
C. DURONSOY	
Les conditions d'application de la loi du 13 juillet 1982 relative à l'indemnisation des victimes des catastrophes naturelles aux dommages dus à la sécheresse	58
M. TOULEMONT	
Discussion sur « Retrait-gonflement des argiles, proposition de méthodologie » de G. Philipponnat	59
E. FLAVIGNY	
Les domaines d'application du Jet grouting	61
J. MOREY	
Interférence de semelles filantes dans le domaine plastique	64
C. RYBAK, P. KONDERLA	
Analyse par la théorie du calcul à la rupture de la réduction de capacité portante d'une fondation due à la proximité d'une pente	68
P. DE BUHAN, D. GARNIER	
Reprise en sous-œuvre du château des Chevaliers Teutoniques	72
E. DEMBICKI, W. ODRÓBINSKI, G. SANGLERAT	

MÉTHODES DE CALCUL

L'incertitude sur les résultats d'un problème de mécanique des sols ou des rochers traité par la méthode des éléments finis	1
B. CAMBOU	
Loi rhéologique incrémentale pour les sols et application par la méthode des éléments finis	2
M. BOULON, R. CHAMBON, F. DARVE	
Comportement réel et théorique de quelques ouvrages	4
E. RECORDON	
Un modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour les argiles molles naturelles : Mélanie	25
A. MOURATIDIS, J.-P. MAGNAN	
Analyse dynamique non linéaire et tridimensionnelle d'un barrage en terre	33
J.-M. PRÉVOST, M. ABDEL-GHAFFAR, S.J. LACY	
Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations	33
R.M. FAURE	
Résolution par la méthode des caractéristiques des contraintes du problème de butée dans un sable décrit par le modèle « état critique »	36
J.-M. HOVAN, J. GRAHAM	
Le projet communautaire COSA : un exemple d'intercomparaison de codes de calcul géomécaniques pour le sel	40
B. CÔME	
Analyse de la stabilité des ouvrages en sols renforcés par une méthode d'homogénéisation	41
P. DE BUHAN, J. SALENÇON	
Contraction du tube épais circulaire : remarques sur l'influence d'une non-linéarité élastique	42
NGUYEN MINH DUC, N. SCHMIDT	
Un modèle de sols saturés en dynamique non linéaire	46
D. AUBRY, H. MODARESSI	
Une méthode pour le dimensionnement à la rupture des ouvrages en sols renforcés	50
A. ANTHOINE	
Une généralisation de la théorie de Coulomb pour le calcul de la poussée et de la butée des terres	50
A. STANCIU	
La deuxième phase du projet communautaire COSA (intercomparaison de codes de calcul géomécaniques pour le sel)	51
B. CÔME	
Stabilité d'une cellule de gabion sous poids propre	55
L. DORMIEUX, C. DELAURENS	
Une comparaison préliminaire de modèles rhéologiques pour l'argile plastique : l'exercice communautaire INTERCLAY (phase pilote : 1989)	55
B. CÔME	
Application de la théorie des problèmes inverses à l'estimation des paramètres des modèles rhéologiques...	57
J.-F. SHAO, A. DAHOU, J.-P. HENRY	

Simulation tridimensionnelle de la blocométrie naturelle de massifs rocheux	58
J. XU, R. COJEAN, M. ARNOULD	
Modélisation par blocs de falaises fracturées	58
F. HOMAND-ÉTIENNE, N. RODE, R. SCHWARTZMANN	
Simulation des excavations des sols élastoplastiques par la méthode des éléments finis	58
E. COMODOROS, K. PITILAKIS, T. HATZIGOGOS	
Évaluation de la sécurité des remblais en cours de construction : le code UDAM	62
A. NANDA, P. DELAGE, N. NEDJAT, J.-J. FRY, B. GATMIRI	
Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments lagrangiens.....	63
D. BILLAUX, P. CUNDALL	
Étude de l'évidement du IX ^e pylône du temple de Karnak par la méthode des éléments distincts – Recherche d'une méthodologie	65
T. VERDEL, J.-P. PIGUET, H. HELAL, T. ABDALLAH	
Application de modèles de calcul à l'élargissement d'une autoroute sur sol compressible	65
J.-F. COUVREUR, M. VERMAUT, P.A. VERMEER	
« ABD », une loi de comportement des géomatériaux, incrémentalement non linéaire et adaptée aux éléments finis déplacements	66
M. BOULON, A. ALACHER	
Calcul de la pression critique initiale d'une fondation superficielle	67
A. STANCIU	
Un modèle rhéologique pour les argiles gonflantes	68
J.-C. ROBINET, M. PAKZAD, F. PLAS	
Analyse probabiliste de la stabilité de deux remblais édifiés sur versant instable.....	69
J.-P. MAGNAN, A. ABDUL BAKI, P. POUGET	
Étude des écoulements en milieux poreux par la méthode de Monte-Carlo	70
G. AUVINET	
Étude numérique d'un modèle réduit de remblai sur argile molle.....	80
Y. AKOU, J.-P. MAGNAN	
Approche fiabiliste du comportement des canalisations enterrées.....	80
A. BENMANSOUR, G. AUVINET, A.H. SOUBRA	
Une nouvelle approche de la stabilité des remblais sur sols mous traités par colonnes ballastées	82
A. DHOUB, M.P. GAMBIN, S. JACQUEMIN, B. SOYEZ	
Calcul global en éléments finis d'un portique tridimensionnel fondé sur un massif d'argile	82
V. NASRI, J.-P. MAGNAN	
Calcul à la rupture appliqué à la coupe de géomatériaux	84
N. CHALLAMEL	

BOULONS – TIRANTS ANCRAGE – ANCRE

Comportement à terme des terrains boulonnés par scellements répartis à la résine.....	1
J.-F. RAFFOUX	
Ancrage dans les sols (texte français-anglais) (<i>n° spécial</i>).....	3
Les tirants d'ancrage.....	4
L. LOGEAS, M. BUSTAMANTE	
Boulons de mesures équipés de jauges extensométriques, essais au laboratoire et <i>in situ</i>	5
R. POIROT	
Comportement des tirants d'ancrage dans un sable fin.....	10
A.G. DAVIS, C. PLUMELLE	
Ancres marines – Ancrage à terre	11
P. HABIB, P. LE TIRANT, M.P. LUONG	
Le quai à tirants de Fos (darse III).....	14
G.Y. FENOUX	
Utilisation des tirants précontraints en Chine.....	19
LI SHI-ZHONG	
Le procédé de tirants d'ancrage permanents dans le sol « INTRAPAC ».....	28
L. MASTIKIAN, A. FUENTES	
Exemple de rupture de fondations ancrées par tirants précontraints.....	32
T.R. SANGLERAT, G. SANGLERAT	
L'ancrage par succion, études sur modèles réduits	36
D. FAU, D. RAYNAUD	
Analyse théorique d'un rideau ancré	71
S. BARUSSAUD	

APPAREILS DE MESURE

Appareils de conception récente utilisés actuellement au contrôle des mouvements de terrain – Télémessure associée	1
J. BERNÉDE	
L'auscultation des mouvements du sol et du sous-sol – Interprétation des résultats	2
C. LOUIS, M. DESURMONT	
Nouveau dispositif expérimental pour l'étude de la rhéologie des roches	8
J. FINE, S.M. TIJANI, G. VOUILLE	
Mesure des contraintes au sein d'un massif analogique de Schneebedi	11
J.-C. FAUGERAS, R. GOURVES	
Mesure de la déformation radiale des éprouvettes de sol par un système de bagues.....	15
B. FÉLIX	
Suppression des perturbations dues à l'effet de membrane dans les mesures de volume au cours de l'essai triaxial (<i>note technique</i>)	20
P. HABIB, M.P. LUONG	
Mesure des contraintes <i>in situ</i> par la cellule de surcarottage CERCHAR	21
H.M. HELAL	
Discussion sur l'usage de la gaine interne au cours de l'essai triaxial (<i>note technique</i>)	24
F. MOLENKAMP	
Inversion de données inclinométriques obtenues au cours de deux expériences de fracturation hydraulique....	31
Ph. JULIEN, B. SALEH, P.-A. BLUM, D. DESPAX	
Utilisation d'un clinomètre à très haute résolution pour l'étude du comportement des ouvrages de génie civil ..	34
J.-P. ASTE, P.A. BLUM, J.-L. BORDES, B. MÉMIER, B. SALEH	
Un nouvel essai pour la mesure de la résistance à la traction	34
M.P. LUONG	
Avantages et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antifretage dans l'essai triaxial de compression..	34
J.-L. COLLIAT, J. DESRUES, E. FLAVIGNY	
Le phicomètre – Essai de cisaillement direct <i>in situ</i>	35
G. PHILIPPONNAT	
Détermination par fracturation hydraulique de l'état de contrainte à faible profondeur dans les roches élastiques et peu perméables	40
Ph. CHARLEZ	
Mesure du fluage de la glace à l'aide du pressiomètre	50
B.H. KJARTANSON, D.H. SHIELDS, L. DOMASCHUK, C.S. MAN	
Les mesures de déformation des structures hyperstatiques : le témoin sonore	60
A. BOCHON	
Interprétation de l'essai au phicomètre	65
G. PHILIPPONNAT, M. ZERHOUNI	
Étude théorique de l'équilibre élastoplastique d'un sol pulvérulent autour du pressiomètre	67
J. MONNET, J. KHLIF	
Interprétation semi-automatique des enregistrements des paramètres de forage (sondeuses hydrauliques) ..	73
M. BOURGET, M. RAT	
Étude théorique et expérimentale de l'équilibre élasto-plastique d'un sol cohérent autour du pressiomètre ..	73
J. MONNET, T. CHEMAA	
Utilisation de l'essai pressiométrique pour la détermination des propriétés mécaniques des sables obéissant au critère de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement non associée	73
I. SHAHROUR, A. KASDI, N. ABRIAK	
Une nouvelle méthode pour l'évaluation globale des géomatériaux	73
B. TARDIEU, F. COUR, J. HUGONIN	
Une trémie embarquée pour la construction de remblais de sable en centrifugeuse: conception et premières applications	77
Y. AKOU, F. DERKX, E. MERLIOT, G. RAULT	
Étude expérimentale en station d'essais du comportement d'un mur de soutènement	85
J. BALAY, Th. DUBREUCQ, A. MORBOIS	

AMÉLIORATION DES SOLS – RENFORCEMENT

Comportement mécanique des sols injectés aux produits chimiques	2
M.P. LUONG, M. GANDAI, P. ALLEMAND	
Colonnes ballastées – Essais de chargement et calculs par la méthode des éléments finis	5
M. MORGENTHALER, B. CAMBOU, G. SANGLERAT	

La réparation du béton par injection – Examen de deux cas particuliers (<i>note technique</i>).....	5
A. MAYER, C. CARON	
Travaux de confortation des falaises du Pays basque – Études et réalisation (<i>note technique</i>).....	10
A. MAYER	
Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées	11
J. VAUTRAIN	
Le frottement dans le renforcement des sols	16
F. SCHLOSSER, A. GUILLOUX	
Stabilisation d'une pente marine bicouche par vibration profonde	18
A. RENOUF, J.-P. IORIO, G. BESANÇON	
Cloutage des sols : règles de dimensionnement et leur vérification expérimentale	19
G. GUDEHUS	
Le renforcement des sols.....	29
F. SCHLOSSER, H.M. JACOBSEN, I. JURAN	
Fouille cloutée de grande profondeur (usine EDF de Ferrières-sur-Ariège).....	29
F. BLONDEAU, E. LEDEUIL	
Renforcement d'un sol lâche par inclusion de micropieux	30
C. PLUMELLE	
Consolidation dynamique des fondations du barrage de Pénitas au Mexique.....	30
M. GAMBIN	
Densification des sols par explosifs	34
E. DEMBICKI, N. KISIELOWA	
Derniers développements dans le clouage des sols.....	38
C. LOUIS	
Analyse de la stabilité des ouvrages en sols renforcés par une méthode d'homogénéisation.....	41
P. DE BUHAN, J. SALENÇON	
Amélioration des sols par inclusions rigides verticales, application à l'édification de remblais sur sols médiocres.....	44
O. COMBARIEU	
Recherche d'un critère d'efficacité en cours de pilonnage intensif	51
J.-G. SIEFFERT, L. TISON, G. THIEL	
Fondations superficielles sur sol amélioré par inclusions rigides verticales.....	53
O. COMBARIEU	
Amélioration des sols : les fonds injectés dans la craie parisienne.....	63
L. PAREZ	
Validation des méthodes de calcul de clouage par les expérimentations du Projet national CLOUTERRE.....	64
F. SCHLOSSER, P. UNTERREINER, C. PLUMELLE	
Discussion sur « Les fonds injectés dans la craie parisienne » de L. Parez.....	64
Y. IAGOLNITZER	
Comportement et dimensionnement des ouvrages en Terre Armée sous actions dynamiques.....	67
A. DHOUB	
Application d'un produit polymère à la consolidation des sables carbonatés.....	72
A. BENNABI, D. LEVACHER	
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	75
M. BOUASSIDA	
La pratique de l'injection solide.....	75
Y. IAGOLNITZER, A. MONNET, R. KATENBACH	
Expérimentation et modélisation de structures en sol renforcé par un géotextile tridimensionnel alvéolaire....	82
Ph. REIFFSTEC	

COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS

Propriétés hydrauliques et mécaniques des sols non saturés	2
S. ANDREI	
Stabilité d'un ensemble de matériaux sous contraintes.....	2
R. POIROT	
Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles	6
F. TAVENAS, S. LEROUÉIL	
Détermination d'une loi de comportement pour le cisaillement des sols pulvérulents – Application au calcul d'essais triaxiaux.....	7
J. MONNET, J. GIELLY	

Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents	10
M.P. LUONG	
Études théorique et expérimentale du fluage unidimensionnel des sols argileux	13
B. FÉLIX	
Analyses du comportement des milieux granulaires basées sur leur nature discontinue	14
B. CAMBOU	
Fluage héréditaire et consolidation d'un sol quasi saturé	14
B. FÉLIX	
Les caractéristiques mécaniques des sols fins déduites des essais d'identification	14
J. HURTADO	
Étude expérimentale du comportement d'une vase sous chargement cyclique.....	15
A. PECKER, J.-M. DUPAS	
Les propriétés de déformation et de résistance des matériaux à gros grains.....	18
P. ANAGNOSTI	
Évolution de l'adhérence des argiles sur des surfaces métalliques en fonction du temps	19
J.-Y. BOISSON, J.-P. LONGUEMARD	
Étude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique	20
J.-P. MAGNAN, S. SHAHANGUIAN, H. JOSSEAUME	
Déformation d'un échantillon de sable sur chemins de contrainte isotrope et triaxiaux de révolution : influence de l'histoire	20
J. LANIER	
Calcul au cisaillement du sable sollicité en déformation plane	21
J. MONNET	
Essais de chargement, de déchargement et de cisaillement réalisés à la surface des sols et des roches	23
R. GARNEAU	
Essais de chargement, de déchargement et de cisaillement en forage ou en place à l'aide d'appareils spécifiques tels que le pressiomètre, pénétromètre, scissomètre, etc.....	23
R. FRANK	
Rupture d'argiles naturelles par surfaces de cisaillement à l'essai triaxial.....	24
F. DARVE	
Sols grenus sous fortes contraintes	24
M.P. LUONG, A. TOUATI	
Approche expérimentale du fluage en compression triaxiale de deux argiles intactes.....	24
B. FÉLIX, A. KENANA	
Effet d'échelle géométrique dans les milieux granulaires.....	25
G. AUVINET, D. BOUVARD	
Les surfaces de glissement en mécanique des sols.....	27
P. HABIB	
Utilisation du microscope électronique à balayage en vue de la compréhension des mécanismes du gonflement des sols argileux	29
J.-P. TROALEN, M. ABOUSHOOK, J.-P. TISOT	
Effet d'échelle et lignes de glissement	31
P. HABIB	
Les micromécanismes de déformations plastiques dans les sols granulaires	31
B. CAMBOU	
Modèle de comportement du sable au cisaillement dans un état tridimensionnel de contrainte et de déformation	32
S. CHAFFOIS, J. MONNET	
Mesure des paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac dans le domaine surconsolidé	33
J.-P. MAGNAN, M. PIYAL	
Conditions de formation des surfaces de glissement	34
P. HABIB	
Dilatance, dissipation d'énergie et critère de rupture tridimensionnel sous grandes déformations dans les matériaux granulaires	34
E. FROSSARD	
Mesure de l'affouillement maximal dû à une crue par diagraphe radioactivité naturelle après la crue	38
C. MIEUSSENS	
Étude des matériaux marneux utilisés pour la construction du barrage de Montbel (Ariège)	38
E. ALONSO, D. LOUDIÈRE, P. MORLIER	
Sable d'Axiros sous contraintes multiaxiales.....	39
C.A. DEMIRIS, I.A. BAKASSIS, C.A. SCHINAS	

Étude des propriétés d'une argile sensible au pressiomètre autoforeur	39
M. ROY, T.LE CHI THIEN	
Aspects du comportement des sols non saturés	40
P. DELAGE	
Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification.....	41
J. BIAREZ, J.-M. FLEUREAU, M.I. ZERHOUNI, B.S. SOEPANDJI	
Micromécanique des milieux granulaires – Approche expérimentale utilisant le modèle de Schneebeli.....	42
R. GOURVES	
Étude expérimentale et théorique du comportement de la grave non traitée	42
M. BOUASSIDA	
Compression de milieux granulaires modèles à deux dimensions.....	43
T. TRAVERS, M. AMMI, D. BIDEAU, A. GERVOIS, J. LEMAITRE, J.-C. MESSENGER, J.-P. TROADEC	
Radoucissement sans formation de surface de glissement.....	44
P. HABIB	
Modèle de comportement des sols non cohérents.....	44
B. CAMBOU, K. JAFARI	
Effets non linéaires en dynamique des sols : essais <i>in situ</i>	46
G. BONNET, J.-F. HEITZ	
Comportement tridimensionnel des sables : comparaison d'essais véritablement triaxiaux et d'essais sur cylindre creux.....	49
J. LANIER, Z. ZITOUNI, A. SAADA, P. PUCCINI, G. BIANCHINI	
Le sable d'Hostun « RF » (<i>note technique</i>).....	53
E. FLAVIGNY, J. DESRUES, B. PALAYER	
Détermination expérimentale de la courbe d'état limite d'une argile raide très plastique, l'argile verte du Sannoisien	54
H. JOSSEAUME, F. AZIZI	
Comportement non drainé du sable d'Hostun lâche	54
J.-M. KONRAD, E. FLAVIGNY, M. MEGHACHOU	
Introduction aux lois de comportement des sables très peu denses	54
J. BIAREZ, F. ZIANI	
Retrait-gonflement des argiles – Proposition de méthodologie	57
G. PHILIPPONNAT	
Vitesse du son dans les sédiments marins durant les premiers stades du tassement	57
P. GUILLAUME, P. MORLIER, C. VIGUIER	
Étude expérimentale et analyse théorique de l'anisotropie induite du sable d'Hostun.....	57
J. LANIER, C. DI PRISCO, P. NOVA	
Variations de résistance des sols compactés avec la pression interstitielle négative.....	59
Comportement mécanique d'un sable homométrique stabilisé.....	60
J. BERTOZZI	
Effet de variations de teneur en eau dans les sols compactés	62
E. ALONSO	
Détermination expérimentale des caractéristiques hydro-dynamiques d'un sol non saturé pour la modélisation des écoulements.....	62
R. ANGULO, J.-P. GAUDET, J.-L. THONY, M. VAUCLIN	
Comportement du limon de Jossigny remanié soumis à une pression interstitielle négative	62
J.-M. FLEUREAU, INDARTO	
Détermination de la conductivité hydraulique d'un limon non saturé.....	62
S. ED DINY, F. MASROURI, J.-P. TISOT	
Résistance au cisaillement sous faible consolidation et structuration des argiles marines	64
B. BENMOKRANE, G. BALLIVY, G. LEFEBVRE, J.-P. LEBIHAN, J. LOCAT	
Étude d'un matériau granulaire – Passage du milieu discontinu au milieu continu : approche expérimentale.....	65
N.-E. ABRIAK, F. PARSY	
Déformabilité des sols non saturés à diverses températures.....	65
E. RECORDON	
Expérimentation et modélisation de blocs compressibles de matières plastiques pour des remblais allégés. Élaboration d'un modèle viscoélastique non linéaire, orthotrope de révolution.....	66
H. EL GHOCHE, B. CAMBOU	
Dilatance-contractance des milieux pulvérulents : déformation d'un milieu analogique	67
P. SIRIEYS	
Présentation de la géologie régionale du Nord de la France et de la Flandre méridionale	70
L. WOUTERS, P. VAN CALSTER	

Essais en place dans l'argile des Flandres	70
J. NUYENS	
Comportement non drainé de sable Hostun RF très lâche en consolidation anisotrope	75
R. MATIOTTI, E. IBRAIM, T. DOANH	
Concentration du fluage avec le temps	74
G. TER-STEPANIAN	
L'influence de quelques facteurs sur la résistance résiduelle des argiles	74
A. ROUAIGUIA	
Comportement du sable d'Hostun sous faibles contraintes	74
L. LANCELOT, I. SHAHROUR, M. AL MAHMOUD	
Influence du coefficient d'uniformité sur l'amplitude et le taux d'affaissement des sols	76
T. AYADAT, B. BELOUAHRI	
La simulation numérique discrète du comportement des matériaux granulaires	76
A. MAHBOUBI, A. GHOUTI, B. CAMBOU	
Étude en laboratoire du frottement dans les matériaux granulaires	77
S. KHATI, I. SHAHROUR	
Traitement d'un sol affaissable par la chaux (<i>note technique</i>)	77
T. AYADAT, A. BENSELEM, A. BENKERRI	
Étude des comportements mécanique, thermo-mécanique et hydromécanique des argiles gonflantes fortement compactées	78
N. BELANTEUR, S. TACHERIFET, M. PAKZAD	
Le comportement des alluvions du Rhône dans une grande boîte de cisaillement direct	79
Y. BOURDEAU	
Étude en laboratoire des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour)	81
M. KHEMISSA, J.-P. MAGNAN, H. JOSSEAUME	
Expériences de laboratoire sur le comportement thermo-hydromécanique de matériaux argileux remaniés gonflants et non gonflants	81
J.-C. ROBINET, A. PASQUIOU, A. JULLIEN, N. BELANTEUR, F. PLAS	
La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols	83
T. AYADAT	
Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais	84
H. JOSSEAUME	
Traitement d'un sol effondrable par un liant hydrocarboné	85
T. AYADAT	

COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES ROCHES

Étude du comportement élastique et fragile des roches saturées par un liquide	2
F.H. CORNET	
Particularités du comportement mécanique des craies : rôle de l'eau – Rupture sous contrainte hydrostatique ...	8
R. HAZEBROUCK, B. DUTHOIT	
Comportement des roches au cours de la rupture : application à l'interprétation d'essais sur des tubes épais ...	9
P. BÉREST, J. BERGUES, Nguyen MINH DUC	
Un modèle de matériau microfissuré	11
M. LINO	
Analyse critique des essais de cisaillement en mécanique des roches	16
E. FUMAGALLI	
Résistance en compression d'un lignite terrigène	18
A.G. ANAGNOSTOPOULOS	
Le phénomène d'effondrement dans les roches volcaniques à forte porosité	20
S. URIEL ROMERO	
Les argillites surconsolidées du Domérien de Nancy : relations entre la consolidation, la diagenèse et quelques propriétés mécaniques	21
J.-P. TROALEN	
Essais de chargement, de déchargement et de cisaillement en travaux souterrains, y compris les mesures de contraintes	23
J.C. SHARP	
La craie à Nogent-sur-Seine	24
J. SIGISMOND, J.-M. DUPAS, A. LEFEBVRE	
Approche probabiliste et géostatistique de la notion de porosité fissurale	24
A. THOMAS, A. PINEAU, P. RICHARD	

Étude théorique et en laboratoire du comportement d'une fracture rocheuse sous contrainte normale	26
D. BILLAUX, B. FEUGA, S. GENTIER	
La dilatance des roches.....	27
P. SIRIEYS	
Comportement mécanique des roches en fonction de la température	28
F. HOMAND-ÉTIENNE, R. HOUPERT	
Comportement expérimental des roches sous contraintes et déformations triaxiales.....	29
E. GAZIEV, A. MOROZOV, V. CHAGANIAN	
Anomalies géostatiques stables et instables dans le cas du sel, étude par simulation centrifuge	41
A. ZELIKSON	
Modélisation du comportement d'une craie blanche très poreuse et validation.....	43
J.-F. SHAO, J.-P. HENRY	
Application combinée de l'analyse structurale, de la géostatistique et de la théorie des blocs clés à l'étude des problèmes de stabilité et de confortement des travaux miniers	45
M. VINCHES	
Propagation de fractures dans des roches sous sollicitation thermo-hydro-mécaniques	47
G. BERTHOMIEU, P. JOUANNA	
Influence de la taille des grains et de l'altération des roches sur les mesures de l'atténuation des ondes ultrasonores en laboratoire	47
N. KLIMIS, J.-L. DURVILLE, J. ERLICH	
Propriétés géotechniques des tuffs volcaniques du projet hydroélectrique Larreynaga au Nicaragua	47
J. BINQUET	
Détermination des propriétés élastiques à grande échelle d'un massif rocheux	48
E. HÉTUIN, P. BÉREST, P.-A. BLUM	
L'effet d'échelle en mécanique des roches, recherche de dimensions caractéristiques.....	49
P. MORLIER, K. AMOKRANE, J.-M. DUCHAMPS	
L'effet d'échelle dans les structures en béton	49
J. MAZARS	
Quelques remarques sur les méthodes d'homogénéisation.....	49
J.-L. AURIAULT, D. CAILLERIE	
Structure des réseaux poreux et propriétés pétrophysiques des roches	49
Ch. JACQUIN	
Étude expérimentale de la bifurcation dans les roches	50
F.J. SANTARELLI	
Détermination des caractéristiques mécaniques au cisaillement des argiles litées – Cas du glissement de la combe d'Harmalière.....	50
M. AL HAYARI, P. ANTOINE, G. BIGUENET, J. MONNET, H. MORA	
Vitesse de déformation et essais quasi statiques (<i>note technique</i>)	51
M. SAHLI	
Détermination des caractéristiques thermiques des roches anisotropes par une méthode de choc thermique...	55
K. SU, Ph. WEBER	
Propagation d'ondes ultrasoniques dans les roches anisotropes	59
P. CUXAC, F. HOMAND	
Le discage des carottes : estimation des contraintes <i>in situ</i> et optimisation du carottage	61
V. VENET, J.-P. HENRY, D. FOURMAINTRAUX	
Influence des contraintes sur la perméabilité du granite : étude en laboratoire et méthode d'interprétation des essais	67
F. SKOCZYLAS, J.-P. HENRY, J.-C. GROS	
Application de la méthode d'inversion à la détermination des contraintes <i>in situ</i> en milieux anisotropes.....	68
A. MISBAHI, J.-F. SHAO, J.-P. HENRY	
Plasticité et endommagement du sel gemme	77
L. THOREL, M. GHOREYCHI	
Influence des déformations sur la mesure des caractéristiques élastiques des roches tendres.....	77
F. SKOCZYLAS, J.-P. HENRY	
Caractérisation expérimentale de la rupture en mode localisé d'un grès.....	78
A. HAIED, D. KONDO, J.-P. HENRY	
Confortement des talus rocheux de la tranchée de Pierre-Baizet: analyse paramétrique de la stabilité de dièdre rocheux	83
B. DEMAY, J.-P. PERSON	
Amélioration de l'interprétation des mesures de contrainte par surcarottage : développement d'une nouvelle méthode d'interprétation	83
K. FOUIAL, M. AL HEIB, J.-P. PIGUET, C. TRENTESAUX	

TUNNELS – CAVITÉS SOUTERRAINES

Les mesures <i>in situ</i> dans les tunnels	4
P. LONDE	
Contribution à l'étude de la stabilité d'une cavité souterraine dans un milieu avec radoucissement	4
P. BÉREST, NGUYEN MINH DUC, M. PANET	
Hétérogénéités dans les massifs rocheux et stabilité des tunnels.....	6
M. DEJEAN, P. DUFFAUT	
Géologie et génie civil des ouvrages souterrains sous la chaîne du Chat et de l'Épine (Savoie).....	6
J. DARCY	
Application de la mécanique des roches aux tunnels : cas des tunnels du Gran Sasso et du Fréjus	12
P. LUNARDI	
Tentative d'interprétation des mesures faites aux tunnels du Fréjus et du Gran Sasso	12
P. BÉREST, P. HABIB, NGUYEN MINH DUC	
Tunnel du Fréjus : les mesures géotechniques effectuées sur le chantier français et leur application pour la détermination et l'adaptation du soutènement provisoire	12
J.-R. BEAU, J. CABANIUS, G. COURTECUISSÉ, D. FOURMAINTRAUX, P. GESTA, M. LÉVY, C. NÉRAUD, M. PANET, J. PÉRA, E. TINCELIN, G. VOUILLE	
Détermination d'un coefficient de sécurité dans les exploitations par chambres et petits piliers abandonnés	13
J. BONVALLET, C. CHAMBON	
Effondrements spontanés et possibilité de mise en charge hydraulique	13
V. MAURY	
Stabilité des cavités de stockage d'hydrocarbures dans le sel	16
P. BÉREST	
Modélisation d'une cavité de stockage de gaz dans le sel considéré comme matériau élastoviscoplastique – Solution explicite	16
NGUYEN MINH DUC, P. BÉREST	
Expérience <i>in situ</i> et modélisation du comportement des cavités salines utilisées pour le stockage de gaz.....	18
P. BOUCLY	
Affaissements miniers et exploitation partielle	21
J. ARCAMONE, M. DEJEAN	
Modèle viscoplastique pour le comportement d'un tunnel revêtu	24
P. BÉREST, NGUYEN MINH DUC	
Mécanique des roches et évacuation des déchets radioactifs en formations géologiques	25
B. CÔME	
L'évacuation de la « charge thermique admissible » en formations géologiques pour l'évacuation des déchets radioactifs de haute activité	27
B. CÔME	
Étude expérimentale et modélisation numérique de vibrations induites dans un tunnel de métro	29
F. CHAPEL, D. LEFEBVRE	
Expérimentation en vraie grandeur de buses métalliques sous haut remblai	30
L. BAUDE, P. HABIB, B. LEGEAY, N.T. LONG, M.P. LUONG, A. MILLAN	
Le soutènement liquide : une recherche appliquée pour le bouclier à pression de boue du métro de Lyon.....	30
C. BOUYAT, M. MOHKAM, J.-P. MORCRETTE	
Fluage, dilatance ou compressibilité des roches autour des puits verticaux et des forages pétroliers.....	31
N. CRISTESCU	
Phénomènes vibratoires dans les colonnes pétrolières : application au calcul du volume des cavités souterraines	32
P. BÉREST	
Application du calcul à la rupture à la stabilité du front de taille d'un tunnel	43
E. LECA, M. PANET	
Stabilité du front de taille d'un tunnel dans un milieu frottant, approche cinématique en calcul à la rupture..	51
P. CHAMBON, J.-F. CORTÉ	
Géologie, stabilité et exécution de deux tunnels autoroutiers en site urbain (Liège, colline de Cointe)	52
R. ARNOULD	
Les sollicitations à long terme des revêtements des tunnels	53
G. ROUSSET	
Modélisation du comportement thermomécanique d'un massif granitique – Application à la simulation de l'expérience THM de Fanay-Augères.....	53
A. REJEB, G. VOUILLE, S. DERLICH	
Contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de la similitude	54
F. CORBETTA, D. BERNAUD, NGUYEN MINH DUC	

Comportement de l'écran de soutènement d'une tranchée expérimentale étroite	55
F. DESCŒUDRE, F. PELLET	
Une méthode d'études des excavations souterraines en milieu viscoplastique – Prise en compte d'un état stationnaire des contraintes	59
NGUYEN MINH DUC, A. POUYA	
Estimation par une méthode variationnelle en élasticité des déformations lors du creusement d'un tunnel : application au calcul du tassement de surface	59
L. DORMIEUX, P. DE BUHAN, E. LECA	
Quelques réflexions sur les biais d'observation lors des essais sur les modèles réduits de forage	59
F.-J. SANTARELLI	
Observations sur l'anisotropie hydraulique lors de la reconnaissance et de la construction de stockages souterrains de GPL en cavités minées	59
E. AMANTINI, P. GENESTE	
La « nouvelle méthode implicite » pour l'étude du dimensionnement des tunnels	60
D. BERNAUD, G. ROUSSET	
Contribution à l'étude de la stabilité du front de taille d'un tunnel en milieu cohérent	61
E. LECA, L. DORMIEUX	
Modèle de transfert de masse dans les argiles à faible porosité. Application à l'effet de la ventilation dans les galeries	61
J.-C. ROBINET, M. AL MUKHTAR, M. RHATTAS, F. PLAS, P. LEBON	
Réparation du tunnel de Vernier par voûte injectée	63
H. DUPLAINE, J.-L. RICHARD	
Étude par « convergence-confinement » du boulonnage à ancrage ponctuel comme soutènement de tunnels profonds creusés dans la roche	66
V. LABIOUSE	
Tunnels profonds soumis à un chargement thermique	67
H. WONG, G. ROUSSET	
La « nouvelle méthode implicite » pour le calcul des tunnels dans les milieux élastoplastiques et viscoplastiques	68
D. BERNAUD, I. BENAMAR, G. ROUSSET	
Le choix de la position d'un ouvrage souterrain par rapport à l'orientation des contraintes principales naturelles	68
M. AL HEIB, H. LAOUINI, J.-P. PIGUET	
Modélisation numérique en thermo-poro-élastoplasticité d'un stockage souterrain de déchets radioactifs en milieu argileux saturé. Application au calcul du champ lointain	69
M. OULD AMY, G. ROUSSET	
Concepts erronés de la « Nouvelle Méthode autrichienne » de construction des tunnels	70
K. KOVARI	
Simulation du comportement d'une galerie de mine et de son soutènement lors d'un phénomène de rupture brutale	72
C. VIBERT, G. COLOMBET, F. ESTEULLE	
Calcul numérique des tunnels boulonnés par une méthode d'homogénéisation	73
D. BERNAUD, P. DE BUHAN, S. MAGHOUS	
Simulation numérique du creusement d'une galerie dans un massif argileux gonflant	75
J.-C. ROBINET, S. TACHERIFET	
Prise en compte des présoutètements dans le dimensionnement des tunnels	76
A. GUILLOUX, S. BRETTELE, F. BIENVENUE	
Analyse tridimensionnelle du comportement des tunnels dans des terrains meubles	76
I. SHAHROUR, S. GHORBANBEIGI	
Convergence des galeries dans les formations salifères. Mesures <i>in situ</i> et interprétation	80
Y. KAZAN, M. GHOREYCHI	
Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols. Présoutènement et préconfinement	80
P. LUNARDI	
Comparaison entre l'approche de Marston et l'approche allemande structurelle des conduites rigides enterrées	80
Y.G. DIAB, P. PERROTIN, J.-C. MANGIN	
Abandon des cavités salines	82
P. BÉREST, B. BROUARD, G. DURUP	
Conception et exécution des tunnels : rôle et résultats de la recherche expérimentale	84
P. LUNARDI	
Modélisation numérique du comportement à long terme des ouvrages souterrains	85
F. LAIGLE, Ph. KOLMAYER	

RECONNAISSANCE DES SOLS

Applications de la photo-interprétation et de la télédétection à la géologie de l'ingénieur.....	4
D. GALMIER, R. LACOT, R. RICHARD, R. VYAIN, J.-Y. SCANVIC, G. WEEKSTEEN	
Détection des cavités souterraines par des méthodes géophysiques	5
R. LAGABRIELLE, M. RAT	
Mesure de la profondeur des fondations par microsismique transparence	6
J. HURTADO	
La sismicité induite par les lacs réservoirs dans son contexte géologique.....	7
P. GEVIN	
Choix de la profondeur de reconnaissance pour les fondations superficielles.....	7
D. CORDARY, J.-P. GIROUD, J.-B. OBIN	
Une classification géotechnique des craies du Nord utilisée pour l'étude de stabilité des carrières souterraines...	8
J. BONVALLET	
Contrôle du compactage des tranchées PTT par le pénétromètre statique.....	9
R. BONNIFET, R. BÉRENGUER, D. CARLIER, C. DURAND, J.-P. ROUSSEAU, G. SANGLERAT	
Essai de constitution et d'utilisation d'une banque de données sur le sous-sol d'une plaine alluviale (région de Grenoble, France) (<i>note technique</i>).....	13
D. FABRE, J. LETELLIER, G. MERCECA	
Détermination des coefficients élastiques d'un massif anisotrope par poinçonnement et ancrage.....	16
M. DAHAN, P. HABIB, M. PREDELEANU	
Étude géotechnique et reconnaissance des sols : projet de DTU.....	22
Diagraphies et paramètres de forage	23
J. LASHMANAN	
Méthodes géographiques de subsurface.....	23
D.G. PRICE	
Reconnaissance géotechnique depuis une chambre submersible	26
H.C. VAN DE GRAAF	
La tomographie sismique comme méthode de reconnaissance détaillée du sous-sol	36
Ph. COTE, R. LAGABRIELLE	
Le piézocône, améliorations apportées à la reconnaissance des sols.....	44
L. PAREZ, R. FAURIEL	
Reconnaissance par diagraphies des fractures recoupées par un forage	45
F.H. CORNET	
Caractérisation des gisements d'hydrocarbures fracturés en utilisant l'outil de diagraphie acoustique EVA® ...	45
P.C. ARDITTY, F. MATHIEU, Ph. STARON	
Une diagraphie de perméabilité par méthode acoustique	45
P. MORLIER, N.E. BOUNOUA, F. LEBRETON	
Détermination de caractéristiques dynamiques d'un sol à l'aide d'un essai pressiométrique cyclique	46
L. DORMIEUX	
Étude sur les corrélations entre le Standard Penetration Test et le pressiomètre.....	58
H. GONIN, P. VANDANGEON, M.-P. LAFEUILLADE	
Utilisation d'un mini-pressiomètre pour la mesure directe du frottement à l'interface sol pulvérulent-inclusion ...	61
A. ABDERRAHIM, J.-P. TISOT	
Utilisation de l'essai pressiométrique pour l'identification de paramètres intrinsèques du comportement d'un sol	63
B. COMBOU, R. BAHAR	
Discussion sur « Étude sur les corrélations entre le Standard Penetration Test et le pressiomètre » de H. Gonin, P. Vandangeon, M.P. Lafeuillade.....	63
M. GAMBIN	
À propos de la détermination de l'angle de frottement des sols pulvérulents au pressiomètre	77
O. COMBARIEU	
La systématisation, le stockage et la réutilisation des informations géotechniques – Principes d'organisation d'une banque de données géotechniques	78
S. ANDREI, S. MANEA, A. CIOCALTEU	

PIEUX

Calcul des pieux : tassements sous charge de service, frottement négatif.....	5
M. BOULON, J. DESRUES, P. FORAY	
Méthode de calcul du comportement des pieux à l'arrachement.....	7
M. BOULON, J. DESRUES, P. FORAY	

Interprétation géotechnique des courbes de réponse de l'excitation harmonique d'un pieu	8
A. DAVIS, P. GUILLERMAIN	
Réflexion sur le battage des pieux.....	9
H. GONIN	
Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé, à l'aide du pénétromètre statique	10
C. PHILIPPONNAT	
Vibrofonçage à fréquence élevée	11
J.-G. SIEFFERT	
Évaluation du tassement des pieux à partir de l'essai de pénétration statique.....	15
J.-C. VERBRUGGE	
Portance réelle et portance calculée des pieux isolés, sollicités verticalement.	
Règles pressiométriques	16
M. BUSTAMANTE, L. GIANESSELLI	
Étude expérimentale d'un pieu soumis aux poussées latérales du sol.....	18
G. BIGOT, F. BOURGES, R. FRANK	
Calcul des pieux sous sollicitations cycliques par la méthode des éléments finis	26
M. BOULON, A. PUECH	
Comportement d'interface et prévision du frottement latéral le long des pieux et tirants d'ancrage.....	35
M. BOULON, C. PLYTAS, P. FORAY	
Frottement latéral des pieux dans les sables carbonatés	49
P. LE TIRANT, J.-F. NAUROY, F. BRUCY, H. BARTHÉLÉMY, J.-P. KERVADEC	
Le comportement d'interface sol-structure : aspects expérimentaux et numériques	54
M. BOULON	
Évaluation de quelques méthodes de calcul des pieux forés	54
M. BUSTAMANTE, S. CHRISTOULAS, R. FRANK	
Étude par éléments finis du frottement latéral des pieux dans de l'argile.....	66
P.J. BRUGGER, F.R. LOPEZ, M.S.S. ALMEIDA	
Étude de l'effet d'échelle de pieux battus en cours de centrifugation.....	70
J.-G. SIEFFERT, D. LEVACHER	
Simulation numérique 3 D du frottement sol-inclusion en chambre d'étalonnage par équations intégrales aux frontières.....	73
M. BOULON, P. GARNICA, M. EISSAUTIER	
Effet de la proximité d'un talus sur un pieu court et rigide chargé horizontalement	75
A. BOUAFIA, A. BOUGUERRA	
Du pénétromètre dynamique au battage des pieux	76
H. GONIN	
Calcul des efforts parasites sur les pieux des culées de pont selon le fascicule 62.....	79
V. SAVATIER	
Comparaison de coefficients de sécurité pour les pieux sous charges axiales	81
R. FRANK	
Étude expérimentale de l'effet de la proximité d'un talus sur les courbes de réaction P-Y des pieux chargés latéralement.....	82
S. MEZAZIGH, D. LEVACHER, J. GARNIER	
Quelques réflexions sur le vibrofonçage.....	83
H. GONIN	
Étude expérimentale du comportement de groupes de pieux chargés latéralement et de l'effet de leur mise en place dans un massif sableux.....	84
S. MEZAZIGH, D. LEVACHER, J. GARNIER	

CONSOLIDATION

Analyse critique de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi	7
F. TAVENAS, M. BRUCY, J.-P. MAGNAN, P. LA ROCHELLE, M. ROY	
Méthode de prévision des pressions interstitielles	9
M. BOULON, F. DARVE, E. FLAVIGNY, M. FORGUE	
Consolidation d'un sol élastoplastique.....	19
J.-P. MAGNAN, A. BELKEZIZ	
La consolidation unidimensionnelle sous charge cyclique	36
I. JURAN, A. BERNARDET	
Étude numérique du tassement d'une fondation de grand diamètre sur argile surconsolidée	47
A. PECKER, F. ROPERS, P. BOZETTO	

La consolidation atmosphérique	57
J.-M. COGNON	
Analyse probabiliste de la consolidation unidimensionnelle des sols.....	77
J.-P. MAGNAN, A. BOUHERAOUA	
Suivi de la pression interstitielle à l'œdomètre	83
A. RAHAL, A. VUEZ	

PAROIS

Expérimentation en vraie grandeur d'un rideau de palplanches.....	8
J.-P. GIGAN	
Étude expérimentale d'une paroi moulée ancrée par quatre nappes de tirants.....	8
H. JOSSEAUME, R. STENNE	
Rupture d'un rideau de palplanches.....	13
J. JARDIN, H. JOSSEAUME	
Analyse de la stabilité des murs de soutènement par le calcul à la rupture	25
M. MOMMESSIN, R. NÈGRE	
Étude expérimentale de la sollicitation exercée par le sol sur les ouvrages de soutènement souples.....	28
P. SCHMITT	
Expérimentation en vraie grandeur d'une paroi clouée	40
C. PLUMELLE	
Essais sur modèle de rideaux de soutènement; confrontation à diverses méthodes de calcul.....	55
F. MASROURI, R. KASTNER	
Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élastoplastique des soutènements.....	66
A. MONNET	
Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples.....	71
P. SCHMITT	
Commentaires sur le choix des coefficients de réaction pour le calcul des écrans de soutènement	71
B. SIMON	
Écrans de soutènement. Interaction sol-structure, à propos de la méthode des modules de réaction.....	71
P. VEZOLE	
Comportement des rideaux de palplanche : expérimentation en vraie grandeur et prédictions numériques ..	71
I. SHAHROUR, S. GHORBANBEIGI, P.A. VON WOLFFERSDORFF	
Comportement mécanique d'une paroi expérimentale renforcée par clouage	71
F. PELLET, P. EGGER, F. DESCŒUDRES	
Une nouvelle approche des calculs d'interaction sol-structure.....	72
C. GILBERT	
Méthode des coefficients de réaction appliquée en France pour les calculs des soutènements : influence de la variation des paramètres	72
A. DHOUB	
Interprétation par le calcul aux coefficients de réaction du comportement du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten	79
H. JOSSEAUME, L. DELATTRE, L. MESPOULEH	
Influence sur le milieu de l'installation d'un panneau de paroi moulée en béton dans une argile raide saturée ...	80
J.-B. KAZMIERCZAK	
Étude expérimentale en station d'essais du comportement d'un mur de soutènement.....	85
J. BALAY, Th. DUBREUCQ, A. MORBOIS	
De l'élasticité linéaire au coefficient de réaction : théories, observations et ordres de grandeur	85
P. SCHMITT	

GÉNIE PARASISMIQUE - DYNAMIQUE

Réponse sismique d'une couche de vase molle	25
A. PECKER, J.-P. WALTER, J. SIGISMOND	
Contribution à l'étude de la prévision des éruptions volcaniques, application à la Soufrière.....	27
G. AYMERIC, M. PERRIER, C. PHILIPPE, J.-P. POZZI	
Étude de l'activité sismo-acoustique liée à une injection de fluide dans un massif granitique	33
S. TALEBI, F.H. CORNET	
Dispositions intéressant le sol et les fondations dans les nouvelles règles parasismiques PS 86	37
J.-F. CORTÉ, A. ISNARD	

Dispositions technologiques concernant la protection parasismique des ouvrages de fondation.....	37
R. SOULOUMIAC	
Mesure des propriétés dynamiques des sols	37
M.P. LUONG	
Comportement des fondations sous sollicitation sismique.....	37
A. PECKER	
Talus et soutènement en dynamique des sols	37
F. SCHLOSSER, L. DORMIEUX	
Résistance au cisaillement dynamique	37
P. LONDE	
Résistance aux séismes des ouvrages en terre armée.....	37
M.J. BASTICK	
Incidence de l'anisotropie de consolidation sur le potentiel de liquéfaction statique.....	37
F. BLONDEAU	
Sur une approche intégrée de l'interaction sismique sol-structure.....	38
D. AUBRY	
Comportement aux séismes des tunnels et des ouvrages souterrains dans les sols.....	38
M. PANET	
Étude du mécanisme à l'origine de l'activité microsismique liée à des injections d'eau dans un massif granitique.....	39
S. TALEBI, F.H. CORNET	
Mesures <i>in situ</i> de vitesse et d'atténuation des ondes P et S dans un massif granitique.....	40
S. TALEBI	
Caractérisation des non-linéarités apparues lors des essais de vibrations forcées en centrifugeuse	47
B. BOURDIN, M.P. LUONG, P. MORLIER	
Problèmes et nouvelles solutions pour les fondations des bâtiments ou des équipements dans les régions sismiques	57
E. TOCHKOV	
Modélisation semi-empirique des effets des tirs de mines	75
S. AKEL, O. MARTEL	
Réponse dynamique des sols : essais aux barres de Hopkinson	79
J.-F. SEMBLAT, G. GARY, M.P. LUONG	
Propagation d'ondes en milieu centrifugé : caractérisation, dispersion, atténuation	83
J.-F. SEMBLAT, M.P. LUONG	
Influence des déformations intermédiaires (de 10^{-5} à 10^{-3}) sur la modélisation du phénomène de la liquéfaction .	85
M. KORDJANI, P.-Y. HICHER	

TECTONOPHYSIQUE

Tectonique des plaques et mécanique des roches.....	30
J. GOGUEL	
Objet et démarche de la tectonophysique	56
P. VIALON	
Champs tectoniques.....	56
P. SIRIEYS	
Cinématique et vitesse d'évolution des nappes superficielles : une simulation numérique	56
J.-L. MUGNIER	
Importance de la déformation interne des roches dans la détermination de la déformation régionale.....	56
M. SPECHT, J. DÉRAMOND	
Origine des contraintes tectoniques déviatoriques dans la lithosphère terrestre	56
L. FLEITOUT	
Orientation de la charnière d'un kink-band	56
P. HABIB	
Analyse des zones de cisaillement naturelles.....	56
C. LAMOUREUX, P. DEBAT, P. SIRIEYS	

PERMÉABILITÉ

Détermination en sondages de la perméabilité d'un milieu rocheux fracturé : aspects théoriques et pratiques	20
L. BERTRAND, E. DURAND, B. FEUGA	

CEZEAU : un projet de banque de terminologie en mécanique des sols (<i>note technique</i>)	21
Interprétation des mesures d'auscultation hydrauliques de trois digues en terre par un modèle d'écoulement en milieu poreux	43
F. GOUSSÉ	
Variation du coefficient d'emménagement de l'aquifère stratifié de la plaine de Salonique (Grèce)	45
J. MELIADOTIS, C. DEMIRIS	
Interprétation d'essai de pompage dynamique dans les enceintes fermées	55
Y. IAGOLNITZER, A. MONNET	
Évolution de la nappe phréatique depuis un siècle dans Paris et niveaux connus en 1990	56
A.-M. PRUNIER-LEPARMENTIER	
Mesure de la perméabilité <i>in situ</i> du sel	79
Ph. COSENZA, M. GHOREYCHI, B. BAZARGAN-SABET	
Étude expérimentale du couplage hydromécanique de joints rocheux	81
M. SIBAÏ, M. HAJI SOTOUDEH, J.-P. HENRY	
Modélisation du comportement hydromécanique d'un joint rocheux sous contrainte normale	81
G. DUVEAU, M. SIBAÏ, X. DUNAT, F. SKOCZYLAS, J.-P. HENRY	
Mesure de la perméabilité des argiles sous contrainte et température	82
M. KHEMISSA	
Essai Lefranc pour la mesure de la perméabilité <i>in situ</i> : étude théorique et interprétation pratique	84
A. DHOUB, I. SHAHROUR, Z. LAFHAJ, A. DELFAUT	
Comportement hydromécanique des fractures naturelles en milieu granitique	84
K. SU	

DIVERS

Le bilan énergétique en mécanique des roches	1
Ch. FAIRHURST	
Processus local de destruction des roches par un outil de forage	5
NGUYEN MINH DUC	
Approche pluridisciplinaire des problèmes posés par un glissement de terrain sur faible pente	14
A. GIRAUD, J.-P. GOURC, L. BESSON, D. FABRE	
Toponymie et géotechnique	14
P. HABIB	
Les premiers temps de la mécanique des sols	15
A.W. SKEMPTON	
Rapports généraux des Deuxièmes Journées nationales géotechniques (mars 1981)	17
Fissuration longitudinale des chaussées	19
A. RICO RODRIGUEZ	
Mesures de contrainte dans la vallée d'Aspe	20
F. BUYLE-BODIN, F.J. BONNECHÈRE, F.H. CORNET	
Découpage par jets liquides en géotechnique	20
F. GILBERT, M.P. LUONG	
La congélation des sols	21
R. TORNAGHI	
Essais hydrauliques et hydrogéologiques	23
G. MANFREDI	
Problèmes des fissures sur les murs des bâtiments du monastère de Stravronikita du mont Athos (Grèce)	26
C.A. DEMIRIS, J.D. MELIADOTIS	
Le rôle du géotechnicien en expertise judiciaire	26
G. SANGLERAT, T.R. SANGLERAT	
Sols frottants mobiles et mobilisables sous l'action de la houle et des courants en géotechnique marine	28
A. GROVEL, P. THOMAS	
Un nouveau modèle de calcul de trajectoires de blocs rocheux	30
J.-L. FALCETTA	
Rapport annuel 1984 des activités de recherche en France en mécanique des roches	31
P. BÉREST (coordination)	
Géotextiles et géomembranes	36
E. LEFLAIVE	
RECOSOL : un didacticiel d'apprentissage de la reconnaissance des sols	40
R. AZZOUZ, J.-C. FAUGERAS	

Évaluation des déformations des piliers par émission acoustique dans une carrière souterraine	41
M.C. REYMOND	
Le GRECO « Géomatériaux » : objectifs et programme de recherches	46
F. DARVE	
L'essor de la modélisation en centrifugeuse en géotechnique	48
J.-F. CORTÉ	
Essais en centrifugeuse et technique de la modélisation	48
R.-F. SCOTT	
Similitude et essais sur modèles réduits : validité de la modélisation	48
P. HABIB	
Développement des essais en centrifugeuse en Chine	48
W.X. ZHU	
Pathologie des silos	52
D. AVERSENC	
Spécification des charges et des écoulements dans les silos métalliques.....	52
A. KHELIL, J.-C. ROTH	
Pertinence d'essais sur modèle réduit en centrifugeuse pour l'étude du comportement d'un silo métallique céréaliier.....	52
J.-F. CORTÉ, P. LEPERT	
Coulabilité des matériaux agroalimentaires	52
M.P. LUONG	
Simulation numérique du champ de contraintes au sein de matières granulaires ensilées – Comparaison avec les mesures <i>in situ</i>	52
J.-C. REMESH, G. MAURICE, A. KHELIL, J.-C. ROTH	
Actions de l'environnement polaire sur la digue en enrochements, support de la piste d'aviation en Terre Adélie (Antarctique)	53
J.-F. REGRETTIER	
Écoulement d'un matériau granulaire à travers un orifice : effet de paroi	61
N.-E. ABRIAK, R. GOURVES	
Simulation numérique et spécification des charges dans les trémies de silos.....	61
A. KHELIL, J.-C. ROTH	
Géotechnique et archéologie	63
J. KÉRISEL	
Reconstitution d'éprouvettes de sable – Appareils de pluviation	68
D. LEVACHER, J. GARNIER, P. CHAMBON	
Étude expérimentale de la chute de blocs rocheux sur une dalle en béton armé recouverte par des matériaux amortissants.....	69
V. LABIOUSE, F. DESCŒURES, S. MONTANI, C.A. SCHMIDHALTER	
Méthodologie de la cartographie des risques naturels liés aux mouvements de terrain	69
A. FARES, M. ROLLET, P. BROQUET	
Affaissements miniers tardifs et feux de vieux travaux à Saint-Étienne	78
F. BARDOT, P. DUFFAUT, G. SANGLERAT	
Amélioration de la qualité de fragmentation des roches fissurées lors de l'abattage à l'explosif dans les mines à ciel ouvert (<i>note technique</i>)	78
D. MERABET, D. MEHRI	
Boulance, érosion interne, renard – Les instabilités sous écoulement.....	82
A. MONNET	
Technique de fluorescence appliquée à la caractérisation d'une infiltration tridimensionnelle dans un milieu poreux non saturé.....	83
F. GANDOLA, N.E. ABRIAK, R. HAVERKAMP, J. TOUMA	

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Bon de commande

Numéros disponibles

□ 1	□ 10	□ 18	□ 27	□ 36	□ 45	□ 54	□ 63	□ 72	□ 81
□ 2	□ 11	□ 19	□ 28	□ 37	□ 46	□ 55	□ 64	□ 73	□ 82
□ 3	□ 12	□ 20	□ 29	□ 38	□ 47	□ 56	□ 65	□ 74	□ 83
□ 4	□ 13	□ 21	□ 30	□ 39	□ 48	□ 57	□ 66	□ 75	□ 84
□ 5	□ 14	□ 22	□ 31	□ 40	□ 49	□ 58	□ 67	□ 76	□ 85
□ 6	□ 14 bis	□ 23	□ 32	□ 41	□ 50	□ 59	□ 68	□ 77	□ 86
□ 7	□ 15	□ 24	□ 33	□ 42	□ 51	□ 60	□ 69	□ 78	□ 87
□ 8	□ 16	□ 25	□ 34	□ 43	□ 52	□ 61	□ 70	□ 79	□ 88
□ 9	□ 17	□ 26	□ 35	□ 44	□ 53	□ 62	□ 71	□ 80	□

	Prix (TTC)	Quantité	Total
Le numéro, à partir du n° 78	198 F		F
L'année, de 1997 à 1999 (4 n ^{os} par an)	685 F		F
Numéros anciens (du n° 1 au n° 77)			
– le numéro			
– 4 numéros	160 F		
– 8 numéros	576 F		
– 12 numéros	1 024 F		
– 16 numéros	1 536 F		
– 20 numéros	1 600 F		
Montant total de la commande :			F

Ci-joint mon règlement:

☐ par chèque à l'ordre de **Ponts-Formation-Édition**

☐ par virement : Crédit du Nord – Code banque : 30076 – Code guichet : 02147
N° compte : 11048300200 – Clé RIB : 29

☐ par carte bancaire |
expire fin : |

Adresse: ☐ professionnelle

☐ personnelle

PRESSES DE L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES

28, rue des Saints-Pères 75343 Cedex 07 Paris
Tél.: 01 44 58 27 40 - Fax: 01 44 58 27 44

