

PIERRE LAREAL, PHILIPPE MATHIEU, YVAN BOURDEAU,  
KAMEL AMRANI, FARID KAOUA\*

## Contraintes et déformations dans un sol pulvérulent chargé en surface: comparaison expérimentation-calcul

### 1. Introduction

Un programme expérimental de chargement d'une fondation superficielle en modèle réduit sur du sable sec a été réalisé afin de permettre la validation de divers modèles rhéologiques de sol. La charge est appliquée axialement d'une façon monotone afin de reproduire un chemin de contraintes représentatif de la construction d'un ouvrage réel.

Nous présentons le modèle utilisé au laboratoire Géotechnique de l'INSA de Lyon, les résultats des mesures des contraintes et tassements obtenus et la simulation réalisée. Ces travaux ont été effectués dans le cadre du G.R.E.C.O. C.N.R.S. „Rhéologie des géomatériaux” (1987 et 1989).

### 2. Modèle expérimental

Le dispositif expérimental (Fig. 1) utilisé a été développé par Ibrahim (1983) et la méthodologie de la mesure des pressions totales a bénéficié des travaux de Guezouli et Berriche (Lareal et al. 1987, Berriche 1988).

Une fondation en béton de 0.40 m de diamètre est coulée en place sur un massif de sable contenu dans une cuve cylindrique de 1.50 de diamètre et 0.60 de profondeur.

Lors du remplissage de la cuve, des capteurs de pression totale ont été placés à divers niveaux et au voisinage de la fondation. Il s'agit des capteurs à contre pression

---

\*P. LAREAL, P. MATHIEU, Y. BOURDEAU, K. AMRANI, F. KAOUA - Laboratoire  
Géotechnique, INSA de Lyon, 20 Avenue Albert Einstein 69621 Villeurbanne Cedex.

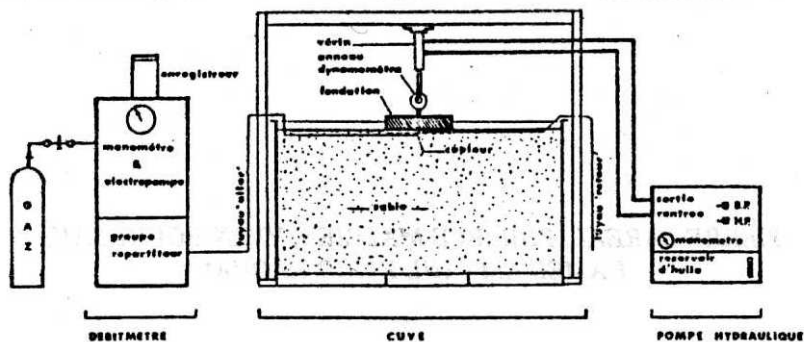


Fig. 1. Dispositif expérimental

et à système de mesure pneumatique type „Mini-Glötzl” de 28 mm de diamètre et 4 mm d'épaisseur (Fig. 2).

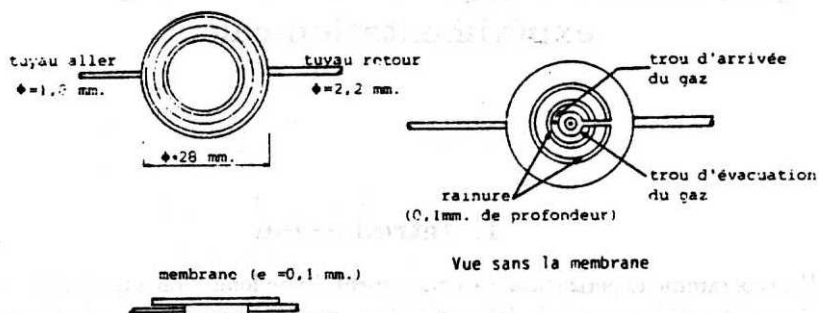


Fig. 2. Le capteur „Mini-Glötzl”

La charge axiale et verticale est appliquée par incréments successifs à l'aide d'un vérin commandé par une centrale hydraulique. Cet essai à charge imposée permet de disposer du temps nécessaire pour l'auscultation de chaque point de mesure.

Le sable d'Hostun sec (référence RF) est mis en place dans un état lâche par pluviation à hauteur de chute nulle au moyen d'un tamis de 200 mm de diamètre rempli en permanence et déplacé manuellement pour couvrir toute la surface de la cuve (Fig. 3).

Le contact sol-fondation est assuré par une feuille en plastique mise en place avant le coulage de la fondation. Pour permettre un contact rugueux, du sable est collé sur la face inférieure de cette feuille.

La face sensible de chaque capteur est recouvert d'une pastille de géotextile non-tissé (Berriche 1988).

L'implantation des capteurs au sein du massif est présentée sur la figure 4.

### 3. Simulation numérique

Les calculs que nous présentons ont été effectués avec le logiciel SOLP développé au laboratoire Géotechnique de l'INSA de Lyon (Mathieu et al. 1990). Il est dérivé du

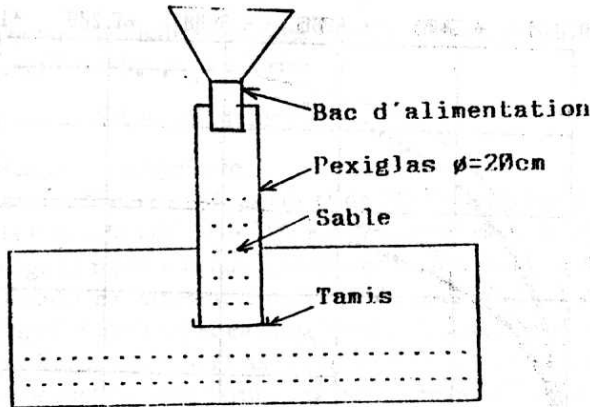


Fig. 3. Mode de remplissage de la cuve  
Charge

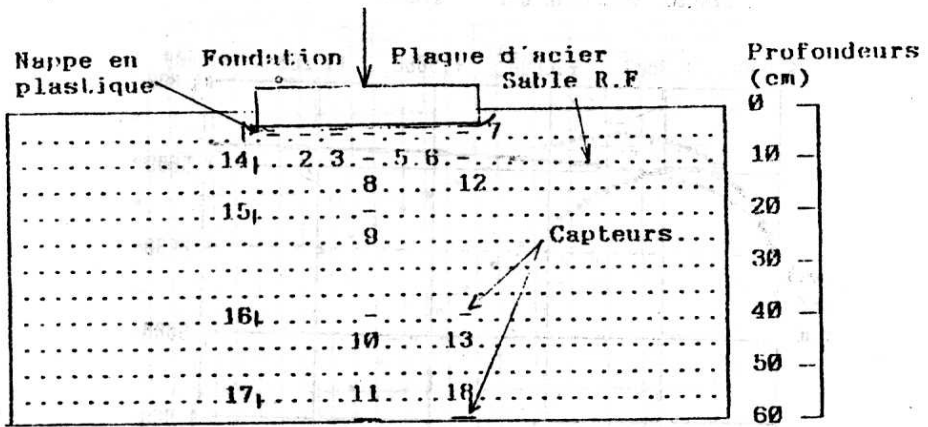


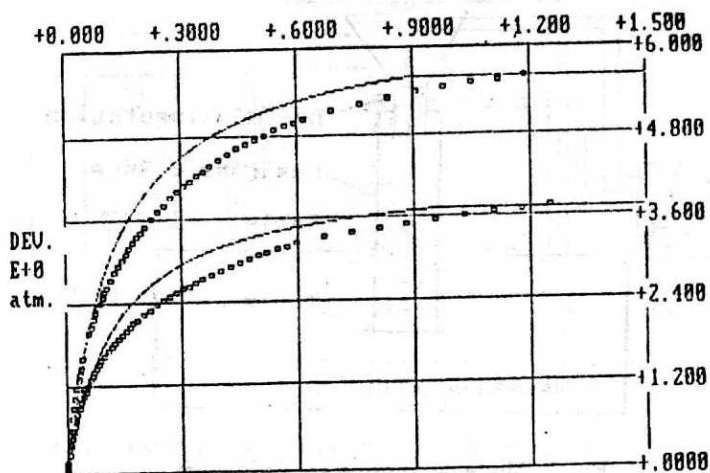
Fig. 4. Implantation des capteurs

logiciel SSTIP développé à l'Université de Berkeley (Californie) par Duncan. Il utilise la méthode des éléments finis en déplacements. Il permet de résoudre des problèmes en déformation plane ou en axisymétrie. Il utilise la loi rhéologique de Duncan (1980).

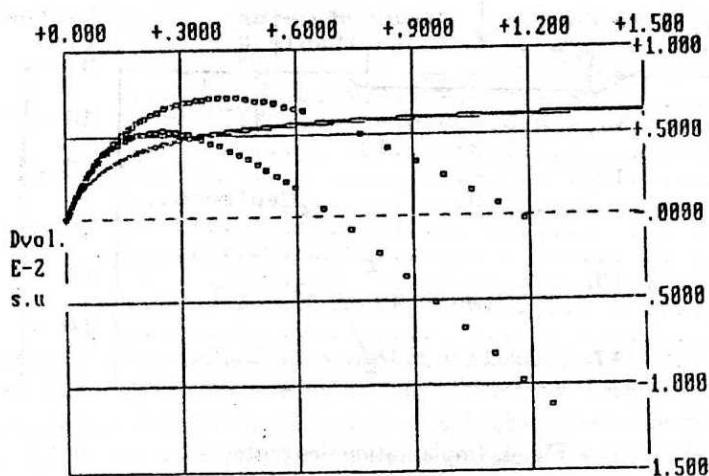
Les éléments sols sont des éléments quadrilatères isoparamétriques à 4 noeuds.

### 3.1. Paramètres rhéologiques du sol utilisés dans la simulation

Les paramètres sont déterminés à l'aide du logiciel TRIDENT développé à l'INSA de Lyon par Jassionnesse (1988). Il calcule les paramètres de la loi de Duncan à partir d'essais de compression triaxiale. Nous montrons sur la figure 5, les courbes expérimentales et simulées, et les valeurs des paramètres, fournies par ce logiciel pour le sable testé.



DEFORM. VERTICAL E-1 s.u



DEFORM. VERTICAL E-1 s.u

PARAMETRES DA LA LOI :

$\phi_0=40.5$	$\alpha\phi=16.3$	$R_f=0.88$
$K=325$	$n=0.67$	$K_{ur}=1500$
$K_b=210$	$m=0.56$	

Fig. 5. Comparaison essais triaxiaux et hyperboles de Duncan

Il est important de noter que l'indice des vides dans la cuve est de 0.87 alors qu'il est de 0.77 pour les échantillons des essais triaxiaux.

### 3.2. Modélisation

Les calculs seront réalisés en axisymétrie.

Le maillage utilisé est constitué de 252 noeuds et de 220 éléments rectangulaires à 4 noeuds représentant la masse de sol (Fig. 6). Du fait de la symétrie de la géométrie et du chargement, le maillage ne représente que la moitié de la cuve. La semelle de béton rigide et rugueuse est simulée en imposant le même déplacement vertical aux noeuds situés sous la semelle (rigidité parfaite) et en empêchant le déplacement horizontal de ces mêmes noeuds (rugosité parfaite). Sur l'axe de symétrie et sur le bord de la cuve, seuls les déplacements horizontaux sont permis aux noeuds représentant le fond de la cuve. Les contraintes initiales sont les suivantes:

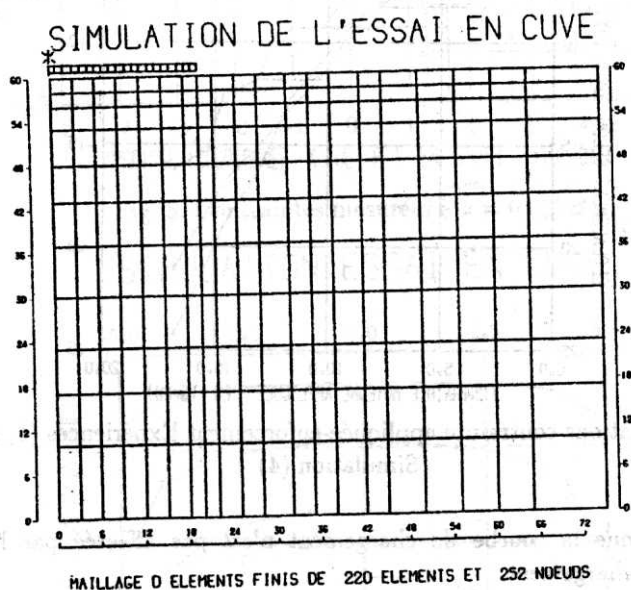


Fig. 6. Maillage

$$\sigma_z = \gamma z \text{ (poids des terres)}$$

$$\sigma_r = 0.5\sigma_z$$

$$\tau_{rz} = 0$$

Le chargement sera appliqué au moyen de 200 incréments de charge prenant en compte 4 cycles de décharge-recharge.

Les résultats sont présentés sous forme adimensionnelle. Les charges (contrainte moyenne) et les diverses contraintes sont divisées par  $\gamma B$ .  $\gamma$  étant le poids spécifique du sol et  $B$  le diamètre de la fondation. Les tassements sont exprimés en pourcentage du diamètre de la fondation.

#### 4. Comparaison „Expérience-calcul”

La figure 7 présente les courbes charge-enfoncement expérimentales et calculées.

On constate que les résultats des trois essais sont similaires et qu'en particulier les écarts entre les essais 2 et 3 restent inférieurs à 15%. La rotation de la fondation par rapport à son axe est d'ailleurs négligeable pour ces deux essais, alors que pour l'essai 1, elle peut atteindre 3 degrés.

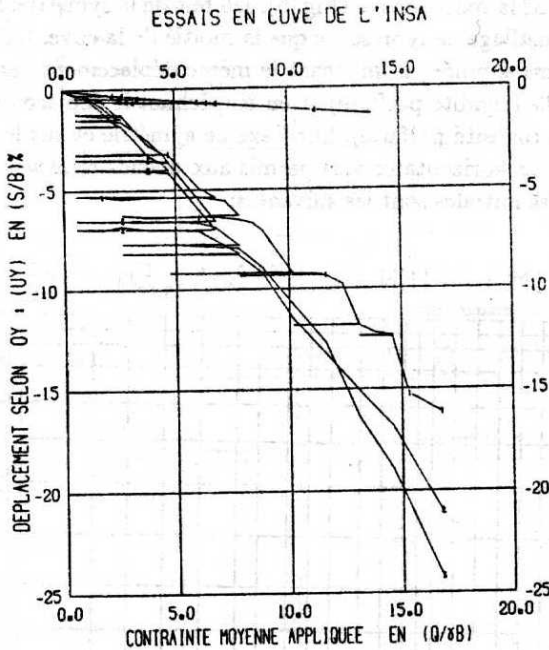


Fig. 7. Relations contrainte appliquée-enfoncement Expériences (1, 2, 3) - Simulation (4)

On observe que la courbe de chargement n'est pas affectée par les cycles de déchargement-rechargement.

Les tassements calculés sont environ 10 fois plus faibles que les tassements expérimentaux. Cela est dû au fait que les essais triaxiaux d'identification des paramètres du modèle ont été faits à une densité plus forte que celle de la cuve et que la gamme des contraintes de confinement  $\sigma_3$  est différente dans la cuve ( $\sigma_3$  varie de 0 à 50 KPa) et dans l'essai triaxial ( $\sigma_3$  varie de 100 à 200 KPa).

Des simulations réalisées par différents auteurs avec d'autres modèles rhéologiques ont donné des résultats similaires (in Greco 1987).

Les figures 8 et 9 représentent l'évolution de la contrainte verticale à  $0.075 B$  sous la semelle pour l'expérimentation, et à  $0.025 B$  sous la semelle pour la simulation.

On constate que les distributions expérimentales sont concaves et que leur évolution en fonction de la charge appliquée est régulière. Leur dissymétrie est probablement due

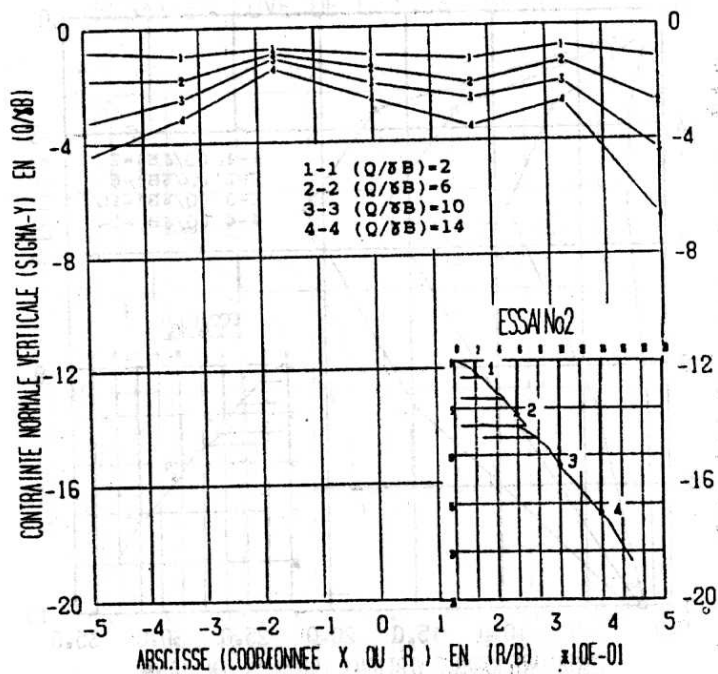


Fig. 8. Contraintes mesurées à  $z = 0.075B$

SIMULATION ESSAI EN CUVE

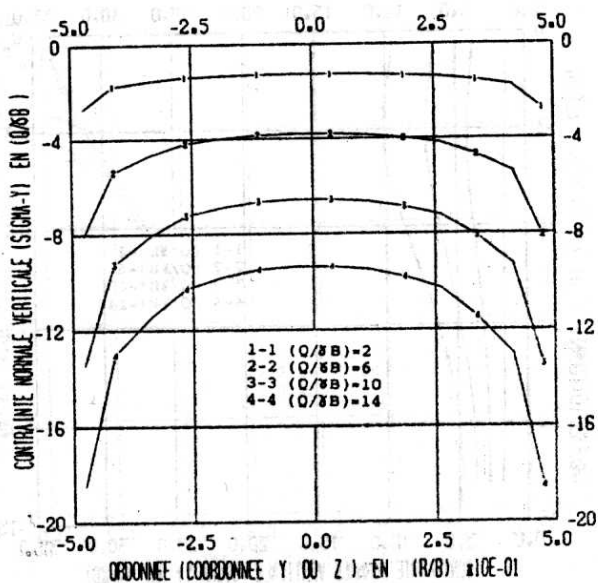


Fig. 9. Contraintes calculées à  $z = 0.025B$



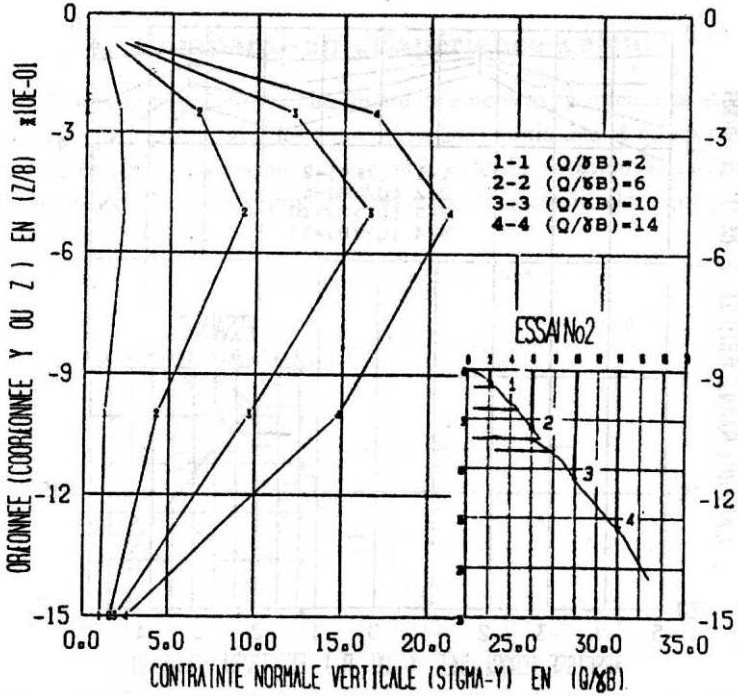


Fig. 10. Distribution des contraintes mesurées en fonction de  $z/B$

SIMULATION ESSAI EN CUVE

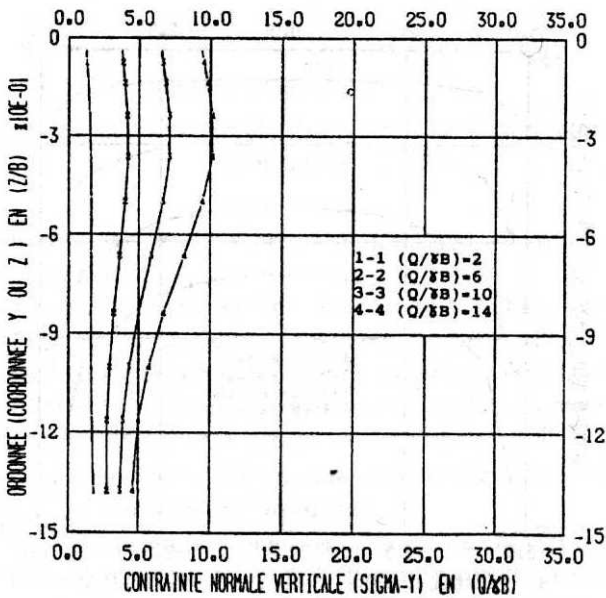


Fig. 11. Distribution des contraintes calculées en fonction de  $z/B$



ESSAI EN CUVE DE L'INSA- ESSAI 2

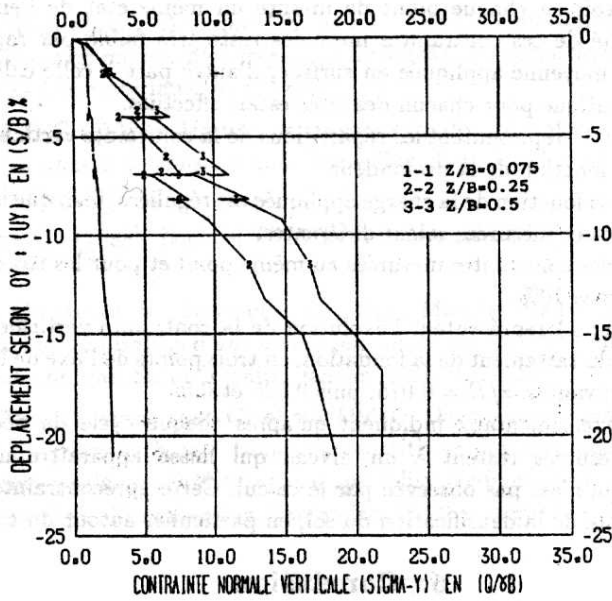


Fig. 12. Distribution des contraintes mesurées en fonction du tassement, à différentes profondeurs  $z/B$

SIMULATION DE L'ESSAI EN CUVE DE L'INSA

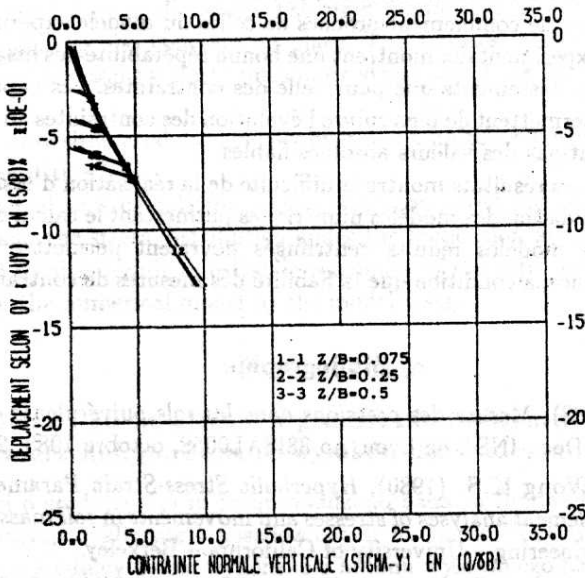


Fig. 13. Distribution des contraintes calculées en fonction du tassement, à différentes profondeurs  $z/B$

à la difficulté d'avoir en chaque point de mesure un même état de l'ensemble sol-capteur. L'intensité de ces contraintes mesurées reste très faible par rapport d'une part à la pression moyenne appliquée en surface; d'autre part à celle calculée. Cette observation est identique pour chacun des trois essais effectués.

Les figures 10 et 11 représentent les répartitions de la contrainte verticale sous l'axe de la fondation en fonction de la profondeur.

Leur évolution en fonction de la charge appliquée est régulière, bien que les intensités des valeurs calculées et mesurées soient différentes.

L'écart moyen des contraintes mesurées au même point et pour les trois compagnes d'essai ne dépasse pas 10%.

Les figures 12 et 13 représentent l'évolution de la contrainte verticale au sein du massif en fonction du tassement de la fondation, en trois points de l'axe de la fondation, aux profondeurs suivantes:  $z/B = 0.075$ , puis  $0.025$  et  $0.5$ .

Les résultats expérimentaux indiquent qu'après chaque cycle de déchargement, les contraintes mesurées restent à un niveau qui laisse apparaître une certaine „précontrainte”, qui n'est pas observée par le calcul. Cette „précontrainte” peut être due à l'irréversibilité de la densification du sol, en particulier autour du capteur.

## 5. Conclusion

Le logiciel SOLP et la loi rhéologique de Duncan donnent de bons résultats qualitatifs autant sur l'évolution des tassements que sur l'évolution des contraintes. Cependant pour avoir des résultats quantitatifs plus représentatifs, il apparaît essentiel que ces essais triaxiaux servant à l'identification des paramètres soient réalisés à une densité et avec des contraintes de confinement proches de celles du modèle expérimental.

Les résultats expérimentaux montrent une bonne répétabilité des essais réalisés tant pour la mesure des tassements que pour celle des contraintes. Les capteurs à contre-pression utilisés permettent de bien suivre l'évolution des contraintes au sein du massif, mais ne fournissent pas des valeurs absolues fiables.

L'ensemble de ces résultats montre la difficulté de la réalisation d'essais sur modèles réduits pour la validation des modèles numériques permettant le calcul des contraintes.

Les essais sur modèles réduits centrifugés devraient permettre l'obtention de résultats de référence, à condition que la fiabilité des mesures de contraintes au sein du massif soit vérifiée.

## Bibliographie

- Berriche Y. (1988), *Mesure des pressions dans les sols pulvérulents chargée en surface*. Thèse Doc., INSA de Lyon, no 88ISAL0058, octobre 1988, 225 p.
- Duncan J.M., Wong K.S. (1980), *Hyperbolic Stress-Strain Parameters for non linear finite element analyses of stresses and movements in soil masses*. Department of Civil Engineering - University of California - Berkeley.
- Greco - Berriche Y., Mathieu Ph., Kaoua F. et al. (1987), *Enfoncement d'une plaque sur du sable en laboratoire . . .* Rapport Scientif. GRECO Géomatériaux, p. 424-431.

- Greco - Labanieh S., Mathieu Ph. et al. (1989), *Répétabilité et reproductibilité d'essais sur un modèle d'ouvrage type de fondation superficielle*. Rapport Scientif. GRECO Géomatériaux, p. 413-418.
- Ibrahim M.H.Z. (1983), *Mesures de pressions totales au contact sol-fondation. Influence des phases de construction*, Thèse Doc. Ing., INSA de Lyon, n° ID1.1.8303, Février 1983, 318 p.
- Jassionese C. (1988), *Logiciel TRIDENT*. In Mémoire DEA, INSA Lyon, septembre 1988.
- Lareal P., Guezouli A., Berriche Y. (1987), *Mesures des pressions au contact sol-fondation. Utilisation d'un capteur pneumatique*. C.R. 3<sup>e</sup> Journées Universitaires de géotechnique, Saint-Nazaire, Janvier 1987, p. 17-27.
- Mathieu Ph., Jassionese C. et al, (1990), *Development and use of a finite-element program with Soil Duncan's constitutive law for Analysis of typical soil structure problems*. 2nd European speciality conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Santander, 18-20 septembre 1990.

### Summary

#### Stress and strains in non cohesive soil under surface loading; comparison of test and calculations results

The tests for the surface foundation on sand under the cyclic loading were conducted in the container 1.5 m in diameter. The rigid foundation of 0.5 m in diameter was prepared by pouring the concrete on place. The stresses were measured under the foundation base and soil by thirty pneumatic stress cell of the 28 mm in diameter and 4 mm thick.

The tests were simulated numerically by use of a finite - element program with Soil Duncan's constitutive law.

The empirical and calculation results were compared for the load - settlement relationship and the stress distribution under the foundation and in soil medium.

Presented results permit to estimate reliability of the cells used and difficulties in verification of the numerical model by the model tests.

### Streszczenie

#### Naprężenia i odkształcenia w gruncie niespoistym obciążonym na powierzchni: porównanie wyników doświadczeń i obliczeń

W skrzyni o średnicy 1,5 m przeprowadzono badania fundamentów powierzchniowych obciążonych cyklicznie i posadowionych na piasku. Szttywne fundamenty powierzchniowe o średnicy 0.4 m wykonano z betonu wylewanego na mokro. Naprężenia w podstawie fundamentu i w maszywie gruntowym mierzono za pomocą trzydziestu czujników naprężeń w systemie pomiarów pneumatycznych o średnicy 28 mm i grubości 4 mm.

Badania symulowano za pomocą programu metody elementów skończonych z wykorzystaniem modelu Duncana. Porównano wyniki doświadczalne i obliczeniowe zarówno pod względem zależności obciążenie - osiadanie jak i rozkładu naprężeń pod fundamentem i w maszywie gruntowym. Przedstawione wyniki pozwalają ocenić wiarygodność zastosowanych czujników jak i trudności w weryfikacji modelu numerycznego za pomocą badań modelowych.