

50376  
1995  
61

20 103 398

N° d'ordre : 1504

**Université des Sciences et Technologies de Lille**

**THESE DE DOCTORAT**

Préparée au

Laboratoire de Mécanique de Lille  
Unité de Recherche Associée au C.N.R.S 1441  
Département Sols et Structures

**ECOLE CENTRALE DE LILLE**

Sous le titre de :

**VALIDATION DES MODELES DE SOLS  
SUR OUVRAGES TYPES**

*Par*

**ZAHER Mounir**

Pour l'obtention du Titre de

**DOCTEUR EN MECANIQUE**

Thèse soutenue le 23 Mars 1995 devant le jury composé de :

**Président :**

**P. MICHEAU** Professeur à l'Université des Sciences et Technologies de Lille.

**Rapporteurs :**

**Y. MEIMON** Ingénieur Principal à l'Institut Français du Pétrole.

**P. JOUVE** Professeur à l'Université de Nantes.

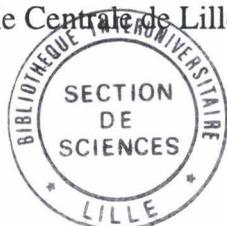
**Examineurs :**

**Ph. MESTAT** Ingénieur de Recherche au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

**W. CHEHADE** Maître de Conférences à l'Ecole Universitaire d'Ingénieurs de Lille.

**Directeur de thèse :**

**I. SHAHROUR** Professeur à l'Ecole Centrale de Lille.



**A mes parents,  
à mon frère  
et à ma soeur.**

## AVANT-PROPOS

Le travail présenté dans cette thèse a été réalisé au Département "Sols et Structures" du Laboratoire de Mécanique de Lille à l'Ecole Centrale de Lille sous la direction du Professeur **Isam SHAHROUR** directeur du Département. Il m'est extrêmement difficile d'exprimer en quelques mots toute la gratitude qui lui est due. Ses qualités personnelles et professionnelles, ses conseils précieux et surtout sa patience m'ont beaucoup aidé à mener ce travail à son terme. Je le remercie pour tout.

Je remercie Monsieur **P. MICHEAU**, Professeur à l'Université des Sciences et Technologies de Lille d'avoir accepté de présider le jury.

Je remercie Monsieur **P. JOUVE**, Professeur à l'Université de Nantes et Monsieur **Y. MEIMON**, Ingénieur Principal à l'Institut Français du Pétrole d'avoir accepté d'être rapporteurs de cette thèse.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à Monsieur **Ph. MESTAT**, Ingénieur de Recherche au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées d'avoir accepté de participer à ce jury, et d'avoir corrigé mon rapport avec toute la minutie et la rigueur qui lui sont connues.

Monsieur **W. CHEHADE**, Maître de Conférences à l'Ecole Universitaire d'ingénieurs de Lille a suivi une partie de ce travail. Qu'il trouve ici l'expression de ma reconnaissance pour son aide et ses conseils et pour avoir accepté d'être membre de ce jury.

Je tiens par ailleurs à remercier l'ensemble du personnel du Laboratoire de Génie Civil et l'ensemble de mes collègues chercheurs pour leur amabilité et leur cordialité en particuliers, MM. **Ali KHOSHRAVAN AZAR**, **Rami OUSTA** et **Féreidoun REZAIE**.

Enfin, j'adresse une pensée pleine de gratitude et d'affection à mes parents qui ont cru en moi et qui m'ont encouragé tout au long de mes études. Je les remercie pour tout.

## RESUME

Le travail de cette thèse a pour objectif la vérification de trois modèles élastoplastiques de sols (Mohr-Coulomb, Nova et Modsol) sur des ouvrages courants en géotechnique à savoir, les fondations superficielles, le tunnel et le barrage. Il est présenté en cinq chapitres :

Le premier chapitre est consacré, d'une part, à la présentation des modèles utilisés dans le travail de validation (Mohr-Coulomb, Nova et Modsol), et, d'autre part, à la détermination de leurs paramètres pour le sable de Fontainebleau et le sable d'Hostun R.F utilisés dans la réalisation des essais en centrifugeuse.

Le deuxième chapitre comporte des tests de validation réalisés sur des essais de fondations superficielles en centrifugeuse : fondation circulaire, fondation filante sur sol homogène avec chargement centré et excentré et fondation filante sur sol bicouche. Dans chaque cas, on a effectué des confrontations entre les simulations numériques et les résultats expérimentaux.

Le troisième chapitre porte sur la validation des modèles sur des essais de tunnel en terrain meuble. Deux cas ont été abordés : un tunnel soumis à un déconfinement uniquement et tunnel soumis à un déconfinement suivi par un chargement en surface. Les résultats des simulations ont été comparés aux expérimentations ainsi qu'aux résultats d'autres centres.

Le quatrième chapitre comporte des tests de validation sur des essais de fondations superficielles en vraie grandeur. Deux séries d'expérimentations ont été utilisées : Essais de Labenne réalisés par le Laboratoire Central des Ponts et chaussée et des essais réalisés par la FHWA en collaboration avec l'ASCE (Association Américaine de Génie Civil) dans le cadre d'un Benchmark international au Texas (Settlement '94).

Le dernier chapitre comporte des tests comparatifs entre divers modèles et programmes sur un ouvrage complexe à savoir le barrage d'El Infiernillo au Mexique. Ces tests ont fait l'objet d'un Benchmark organisé par ICOLD (Comité International des Grands Barrages).

Mots-clés : Modèles de comportement, validation, élastoplasticité, éléments finis, expérimentations, fondations, tunnel, barrage.

## **ABSTRACT**

### **Validation of constitutive relations of soils on earthwork structures**

This work involves the verification of three constitutive relations of soil (Mohr-Coulomb, Nova and Mdsol) on three earthwork structures : shallow foundation, tunnel and dam. It is presented in five chapters :

The first one contains the presentation of constitutive relations used in this study (Mohr-Coulomb, Nova and Mdsol) and the determination of their constitutive parameters for Hostun and Fontainebleau sands which were used in the centrifuge tests.

The second chapter contains the verification of these constitutive relations on centrifuge shallow foundation tests : circular foundation, strip foundation on homogeneous sand with centred and eccentric loading and strip foundation on layered sand.

The third chapter contains the verification on centrifuge tests realised on tunnel submitted to excavation followed loading applied on surface.

The fourth chapter contains verification tests carried on real shallow foundation experimentation of Labenne carried by the "Laboratoire Central des Ponts et Chaussées" and the experimentation sponsored by the FHWA at the occasion of the ASCE speciality conference (Settlement' 94).

The last chapter contains comparative tests between various models and softwares used for the calculation of El Infiernillo's dam in Mexico at the occasion of the Benchmark organised by the ICOLD.

# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE 1 : .....	6
--------------------	---

## *PRESENTATION DES MODELES UTILISES ET DES ESSAIS TRIAXIAUX*

1.1 Présentation des modèles.....	7
-----------------------------------	---

1.1.1 Modèle de Mohr-Coulomb .....	7
------------------------------------	---

1.1.2 Modèle de Nova.....	8
---------------------------	---

1.1.3 Modèle Modsol.....	9
--------------------------	---

### **1.2 Détermination des paramètres des modèles pour les sables d'Hostun**

<b>R.F. et de Fontainebleau .....</b>	<b>12</b>
---------------------------------------	-----------

1.2.1 Sable de Fontainebleau .....	12
------------------------------------	----

1.2.2 Sable d'Hostun .....	13
----------------------------	----

1.2.2.1 Sable lâche .....	13
---------------------------	----

1.2.2.2 Sable moyennement dense .....	14
---------------------------------------	----

1.2.2.3 Sable dense.....	14
--------------------------	----

CHAPITRE 2 : .....	16
--------------------	----

## *VALIDATION SUR DES ESSAIS DE FONDATIONS SUPERFICIELLES EN MODELES REDUITS CENTRIFUGES*

2.1 Les essais réalisés .....	17
-------------------------------	----

2.1.1 Essais réalisés sur semelle circulaire .....	18
--	----

2.1.2 Essais réalisés sur semelle filante (sol homogène) .....	18
--	----

2.1.3 Essais réalisés sur semelle filante (sol bicouche) .....	18
--	----

2.2 Tests de validation.....	19
------------------------------	----

2.2.1 Fondation circulaire .....	19
----------------------------------	----

2.2.1 Fondation filante (sol homogène).....	20
---	----

2.2.1	Fondation filante (sol bicouche) .....	20
<b>2.3</b>	<b>Etude paramétrique .....</b>	<b>21</b>

**CHAPITRE 3 : .....23**

***VALIDATION SUR DES ESSAIS DE TUNNEL EN MODELE  
REDUIT CENTRIFUGE***

<b>3.1</b>	<b>Dispositif et programme expérimental.....</b>	<b>24</b>
<b>3.2</b>	<b>Validation sur les essais de déconfinement .....</b>	<b>24</b>
3.2.1	Résultats des essais .....	24
3.2.2	Modélisation .....	25
3.2.3	Simulation avec le Modèle de Mohr-Coulomb .....	25
3.2.4	Simulation avec le modèle Modsol.....	26
3.2.5	Résultats obtenus avec d'autres modèles .....	27
3.2.6	Etude des chemins parcourus dans le tunnel .....	27
<b>3.3</b>	<b>Validation sur le tunnel avec chargement en surface .....</b>	<b>27</b>
3.3.1	Résultats des essais .....	27
3.3.2	Modélisation .....	28
3.3.3	Simulation avec le Modèle de Mohr-Coulomb .....	28
3.3.4	Simulation avec le modèle Modsol.....	29
3.3.5	Résultats obtenus avec d'autres modèles .....	29
<b>CHAPITRE 4 :</b>	<b>.....</b>	<b>30</b>

***VALIDATION SUR DES ESSAIS DE FONDATIONS  
SUPERFICIELLES EN VRAIE GRANDEUR***

<b>4.1</b>	<b>Validation sur les essais de Labenne .....</b>	<b>31</b>
4.1.1	Essais d'identification.....	31
4.1.2	Essais réalisés.....	32
4.1.3	Modélisation .....	32
4.1.3.1	Simulations des essais avec le Modèle de Mohr-Coulomb.....	33

4.1.3.2	Simulations des essais avec le modèle Modsol .....	33
<b>4.2</b>	<b>Validation sur les essais de la FHWA.....</b>	<b>34</b>
4.2.1	Contexte de l'étude.....	34
4.2.2	Programme expérimental .....	35
4.2.2.1	Campagne d'essais sur le sol du site expérimental .....	35
4.2.2.2	Essais de chargement des fondations .....	36
4.2.3	Modélisation.....	36
4.2.3.1	Prédictions avec le Modèle de Mohr-Coulomb .....	36
4.2.3.2	Prédictions avec le modèle Modsol .....	37
4.2.2.3	Prédictions réalisées par d'autres centres .....	38
<b>CHAPITRE 5 :</b>	<b>.....</b>	<b>40</b>
	 <i>VALIDATION SUR LE CALCUL D'UN BARRAGE EN TERRE</i>	
<b>5.1</b>	<b>Données du problème.....</b>	<b>41</b>
5.2.1	Phase de construction .....	42
5.2.2	Phase de remplissage .....	43
<b>CONCLUSION</b>	<b>.....</b>	<b>46</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</b>		<b>48</b>

## INTRODUCTION GENERALE

La prédiction du comportement d'ouvrages en géotechnique constitue une tâche très laborieuse. En effet, le processus de déformation des géomatériaux met en oeuvre de nombreux aspects spécifiques des problèmes rencontrés en géomécanique : le comportement non linéaire et irréversible des sols, le couplage fluide-squelette et éventuellement fluide-air-squelette, les discontinuités géométriques ou matérielles, les grands déplacements, les sollicitations cycliques ou dynamiques, le changement de géométrie ou les propriétés mécaniques au cours du chargement et surtout la connaissance des conditions initiales (contraintes, paramètres d'écrouissage, histoire de chargement, ...), et les moyens numériques pour la résolution des problèmes aux limites fortement non linéaires.

Si la description de ces phénomènes a fait l'objet de nombreux travaux qui ont abouti à la formulation de nombreux modèles, les industriels restent encore méfiants par rapport à l'utilisation de ces modèles pour le calcul d'ouvrages. Ceci est dû généralement au manque de tests de validation qui permettent de cerner le domaine d'utilisation de ces modèles et aux difficultés rencontrées dans l'identification de leurs paramètres et de leur intégration numérique.

Conscient de la nécessité de la validation des modèles, un groupe intitulé "Validation des modèles sur ouvrages types" a été créé au sein du Gréco-Géomatériaux par Y. Meimon et I. Shahrouh en 1986. Ce groupe s'est fixé comme objectif l'élaboration d'une méthodologie pour la validation des modèles de sols, le développement d'outils numériques d'aide et d'assistance (logiciels de validation et d'identification des paramètres) et le recensement ou la réalisation d'essais de bonne qualité (en laboratoire, en cuve, de calibration, ou en centrifugeuse) qui permettront la réalisation des tests de vérification.

La méthodologie générale élaborée pour la validation des modèles de géomatériaux comporte deux phases (figure 1) : une validation sur chemins homogènes et une validation sur des problèmes aux limites (Meimon, 1987; Shahrouh, 1987).

### *Validation sur chemins homogènes*

Après la formulation mathématique d'un modèle rhéologique, on procède à sa validation sur des chemins dits "homogènes". Dans ce cas, l'échantillon de sol est assimilé à un point matériel ce qui permet une intégration aisée des modèles rhéologiques sur différents chemins de sollicitations.

Dans un premier temps, le modèle est testé sur des essais réalisés en laboratoire. La méthodologie suivie consiste à déterminer un jeu de paramètres à partir des chemins de sollicitations simples, généralement des chemins triaxiaux de compression, et ensuite de vérifier le modèle sur des chemins plus complexes typiques du fonctionnement d'ouvrages,

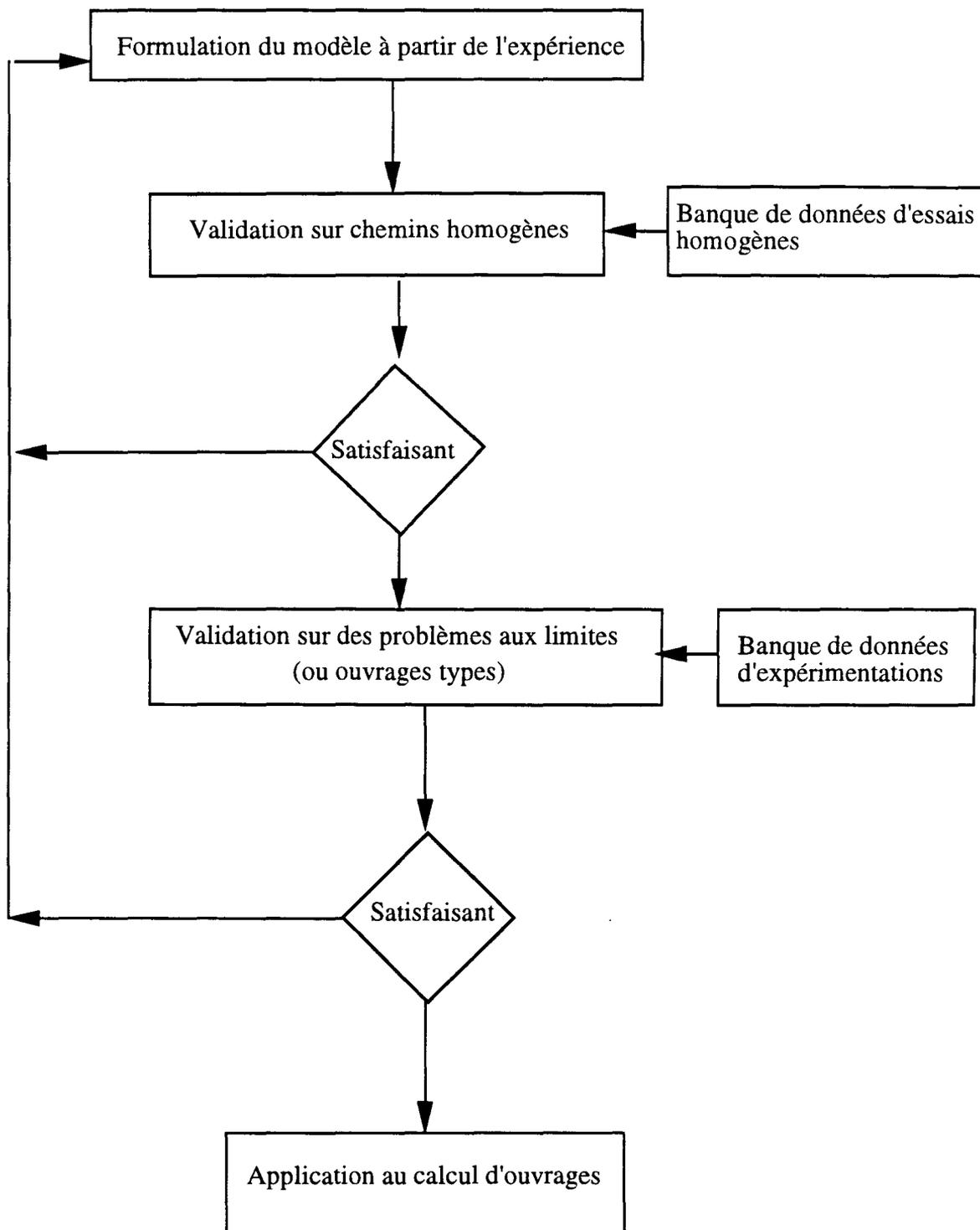


Fig. 1 : Méthodologie de la construction d'un dossier de validation (Meimon, 1987; Shahrour, 1987).

tels que les chemins triaxiaux de compression non drainés, d'extension, b=cste, torsion, déformations planes, oedométriques, ...

Dans un second temps, on procède à une validation théorique. Elle comporte d'une part des tests théoriques pour étudier les modèles sur des chemins particuliers pour lesquels on connaît qualitativement le comportement des géomatériaux (chemins de type proportionnel, circulaires, ...), et d'autre part, des tests de sensibilité des modèles par rapport à d'éventuelles sources d'erreurs (incertitudes sur les valeurs des paramètres rhéologiques, programme de chargement,...). Cette sensibilité est naturelle en géomécanique, si bien qu'une trop grande variation de la réponse du modèle pour des petites perturbations des valeurs de ses paramètres devient répréhensible.

L'automatisation de cette première étape de validation a été envisagée et mise en place. Elle a nécessité en outre le développement de moyens informatiques qui ont permis la construction de systèmes et de logiciels d'aide et d'assistance.

Ainsi, des outils pour la détermination automatique des paramètres rhéologiques à partir des essais homogènes de laboratoire ont été développés : ADELAP à l'IFP (Meimon, 1992), PARASOL à l'ECP, LOIS au LCPC (Mestat et al., 1990), ou à partir de l'essai pressiométrique PRESS'IDENT à l'ECL (Cambou et al 1990).

Par ailleurs, deux systèmes complémentaires ont été développés pour la validation automatique des modèles rhéologiques sur chemins homogènes : VALOIS à l'Institut Français du Pétrole (Shahrour, 1986, Shahrour et al., 1993) et MICVAL au laboratoire de Mécanique de Lille (Chehade et al., 1989). Ils sont respectivement destinés aux mini et micro-ordinateurs. Ces systèmes sont construits autour de deux éléments :

- une banque de données comportant des essais homogènes réalisés sur divers matériaux avec différents appareillages. Actuellement, la banque d'essais de VALOIS comporte une centaine d'essais : monotones et cycliques, drainés ou non drainés, avec ou sans rotation des axes principaux (Tan, 1990);

- une bibliothèque de modèles rhéologiques proposés pour les géomatériaux : Cam-Clay (Schofield et Worth, 1968), Cyclade, Nova, Tan-Meimon (Meimon et Tan, 1989; Tan, 1990) et Vermeer.

Ces systèmes permettent de tester rapidement un modèle rhéologique sur des essais réalisés sur divers matériaux avec différents appareillages (triaxial, vrai-triaxial et torsion), d'étudier sa sensibilité par rapport aux facteurs susceptibles d'influencer ses prédictions et enfin, de le comparer à d'autres modèles rhéologiques proposés pour les géomatériaux et implantés dans les bibliothèques de ces systèmes.

### ***Validation sur ouvrages***

La validation des modèles sur chemins homogènes reste insuffisante pour juger de la validité d'un modèle. En effet, celui-ci est intégré sur des chemins qui ne sont pas toujours

représentatifs des chemins parcourus dans les ouvrages réels et qui sont généralement plus complexes (variation simultanée des composantes de  $\sigma$  et  $\varepsilon$  avec la rotation des axes principaux). Ainsi, il faudrait le tester sur des problèmes aux limites, ce qui permettrait d'apprécier sa capacité à prédire le comportement d'ouvrages.

Une première approche consiste à tester les modèles de comportement sur des ouvrages simples pour lesquels on dispose de solutions analytiques. Or, de telles solutions manquent pour des problèmes avec des lois de comportements complexes.

Ainsi, cette première tentative ne répond que partiellement aux besoins de la validation.

Une deuxième approche (plus pragmatique) consiste à recourir aux expérimentations sur des ouvrages types, et à tester les modèles sur les résultats de ces expérimentations. Il convient de distinguer à ce sujet deux types d'ouvrages : ouvrages réduits (centrifugés ou élaborés) et ouvrages en vraie grandeur.

### ***Expérimentations sur des ouvrages réels***

Ce type de validation nécessite une bonne connaissance des matériaux constitutifs, des conditions initiales, et des conditions de chargement. Un grand effort a été déployé dans ce domaine, citons par exemple, les ouvrages instrumentés suivants :

-Fondations superficielles de Labenne sur sable (Amar et al, 1983).

-Fondations superficielles sur du sable implantées sur le site expérimental de l'université de Texas ( Gibbens et Briaud, 1994).

-Barrage d'El Infiernillo au Mexique, instrumenté et ausculté pendant sa construction et son exploitation (Tardieu et al, 1994).

-Tunnel de vaise.

Outre les difficultés techniques de réalisation de ce type d'essais et le coût élevé d'un tel projet; différents facteurs viennent souvent tempérer l'intérêt des observations faites sur ouvrages réels. Par exemple, lorsqu'il ne s'agit pas d'ouvrages expérimentaux proprement dits, leur destination finale ne permet pas de les conduire jusqu'à la ruine. Le comportement n'est alors observable que dans un domaine où les déformations sont limitées.

Pour atténuer ces problèmes, on a recours aux expérimentations sur des modèles réduits. Ce type d'essais permet de bien contrôler les caractéristiques mécaniques et les conditions aux limites imposées, de vérifier la répétabilité des essais avec un coût raisonnable et enfin de réaliser des études paramétriques (densité du matériau, dimensions de l'ouvrage, ...).

Parmi les tests réalisés en laboratoire dans le cadre du Gréco-Géomatériaux, on peut citer :

-Les essais de fondation en chambre de calibration réalisés au LML, (Al Mukhtar, 1987).

-Les essais de fondation circulaire dans une cuve réalisés à l'INSA de Lyon et à l'IMG (Berriche, 1987, Labanieh, 1989).

La gamme de contraintes explorée dans ces tests était soit trop faible (essai en cuve), ou trop forte (essai en chambre de calibration) par rapport à celle rencontrée dans la réalité. Ceci a réduit sensiblement l'intérêt de ces essais pour la validation des modèles de sols.

Ainsi, des séries d'expérimentations en centrifugeuse sur des modèles réduits ont été effectuées dans le cadre du Gréco-Géomatériaux sur deux types d'ouvrages : la fondation superficielle sur un massif de sable et le tunnel dans du sable.

Ce travail de validation ne serait complet sans une étude de l'influence de certains facteurs sur la réponse des modèles.

En effet, lors de la validation des modèles, on teste l'ensemble formé par le modèle de comportement, le choix de ses paramètres, la méthode d'intégration numérique, la discrétisation géométrique et la modélisation des conditions aux limites. L'analyse de l'influence de ces facteurs sur les modèles s'impose. Celle-ci permet une meilleure connaissance des capacités et des limites des modèles.

Une fois les deux étapes de validation (sur chemins homogènes et sur ouvrages) achevées avec "succès", un dossier de validation de chaque modèle peut être élaboré. Chaque dossier comporte des mesures sur ouvrages instrumentés, des essais triaxiaux pour l'identification des paramètres rhéologiques, des tests de validation de divers modèles, et enfin une étude de sensibilité des prédictions des modèles par rapport aux facteurs susceptibles de les influencer. Une application industrielle peut alors être envisagée.

Le présent travail constitue une suite de la thèse de Chegade (1991) dont les objectifs principaux étaient d'une part, le développement d'un modèle pour les milieux granulaires (Modsol) et, d'autre part, l'élaboration d'une méthodologie pour la validation et son application aux modèles de Nova et Modsol. La validation a porté essentiellement sur des essais de fondation en centrifugeuse (semelle filante sur sol homogène et semelle circulaire).

Dans ce travail, une nouvelle "stratégie" a été adoptée. Elle consiste en l'utilisation d'abord d'un modèle de comportement simple. Notre choix a porté sur le modèle élastique-parfaitement plastique basé sur le critère de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement non associée. Ce choix se justifie par une large utilisation de ce modèle dans l'industrie grâce à sa simplicité. Par la suite, la validation a été effectuée avec deux modèles plus sophistiqués : le modèle de Nova et le modèle Modsol développé au sein de notre laboratoire, tous deux implantés dans le code PECPLAS (Shahrour, 1992). Par ailleurs, un intérêt particulier a été consacré aux essais in-situ pour l'identification des paramètres mécaniques des modèles testés. Ce type d'essais n'a pas été utilisé lors de la thèse de Chegade.

Le présent rapport est composé de cinq chapitres.

Le premier chapitre est consacré d'une part, à la présentation des modèles utilisés dans notre travail de validation (Mohr-Coulomb, Nova et Modsol) et, d'autre part, à la détermination de leurs paramètres pour les sables utilisés dans la réalisation des essais en centrifugeuse : le sable de Fontainebleau et le sable d'Hostun R.F.

Le deuxième chapitre comporte des tests de validation réalisés sur des essais de fondations superficielles en centrifugeuse : fondation circulaire, fondation filante sur sol homogène avec chargements centré et excentré, et fondation filante sur sol bicouche. Dans chaque cas, on a effectué des confrontations entre les simulations numériques et les résultats expérimentaux.

Le troisième chapitre porte sur la validation des modèles sur des essais de tunnel en terrain meuble. Deux cas ont été abordés : tunnel soumis à un déconfinement uniquement et tunnel soumis à un déconfinement suivi par un chargement en surface. Les résultats des simulations ont été comparés aux expérimentations ainsi qu'aux résultats numériques d'autres centres.

Le quatrième chapitre comporte des tests de validation sur des essais de fondations superficielles en vraie grandeur. Deux séries d'expérimentations ont été utilisées : essais de Labenne réalisés par le Laboratoire Central des Ponts et chaussée et des essais réalisés par la FHWA dans le cadre d'un Benchmark international (Settlement '94).

Le dernier chapitre comporte des tests comparatifs entre divers modèles et programmes sur un ouvrage complexe à savoir le barrage d'El Infiernillo au Mexique. Ces tests ont fait l'objet d'un Benchmark organisé par le Comité International des Grands Barrages.

**CHAPITRE 1**

**PRESENTATION DES MODELES UTILISES ET  
DES ESSAIS TRIAXIAUX**

# CHAPITRE 1

## *Présentation des modèles utilisés et des essais triaxiaux*

*Ce chapitre est composé de deux parties. Dans la première, on présente les modèles utilisés dans ce travail. Il s'agit du modèle de Mohr-Coulomb non associé, du modèle de Nova et du modèle Modsol. La deuxième partie portera sur la détermination des paramètres de ces modèles pour les sables utilisés dans la réalisation des essais en centrifugeuse : le sable de Fontainebleau et le sable d'Hostun RF.*

### 1.1 Présentation des modèles

#### 1.1.1 Modèle de Mohr-Coulomb

Le premier modèle utilisé est élastique-parfaitement plastique basé sur le critère de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement non associée. De par sa simplicité, ce modèle est largement utilisé dans les calculs en géotechnique. C'est la raison pour laquelle nous l'avons retenu.

L'élasticité dans le modèle est décrite par la loi de Hooke qui fait intervenir deux paramètres : le module d'Young et le coefficient de Poisson.

L'expression de la surface de charge est donnée par :

$$f(\sigma) = p \sin \phi + \sqrt{J_2} \cos \theta - \sqrt{\frac{J_2}{3}} \sin \phi \sin \theta - c \cos \phi$$

où  $p$ ,  $J_2$  et  $\theta$  désignent respectivement la pression moyenne, le second invariant du tenseur déviatorique de contraintes et l'angle de Lode.

où  $c$  et  $\phi$  représentent respectivement la cohésion et l'angle de frottement.

Le potentiel de plasticité est donné par :

$$g(\sigma) = p \sin \psi + \sqrt{J_2} \cos \theta - \sqrt{\frac{J_2}{3}} \sin \theta \sin \psi$$

où  $\psi$  est l'angle de dilatance.

### **Détermination des paramètres du modèle**

Le modèle comporte cinq paramètres ( $E$ ,  $\nu$ ,  $c$ ,  $\phi$ ,  $\psi$ ) qu'on peut déterminer à partir des essais triaxiaux conventionnels.

Le module d'Young est déterminé à partir de la pente à l'origine de la courbe déviateur-déformation axiale.

Le coefficient de Poisson est déterminé à partir de la pente à l'origine de la courbe donnant l'évolution de la déformation volumique  $\epsilon_v$  en fonction de la déformation axiale  $\epsilon_1$

par la formule :

$$\nu = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{d\epsilon_v}{d\epsilon_1} \right)$$

Les paramètres  $\phi$  et  $c$  sont calculés à partir des contraintes à la rupture reportées dans le plan de Mohr.

L'angle de dilatance est obtenu à partir de la courbe déformation volumique-déformation axiale.

#### **1.1.2 Modèle de Nova**

Le modèle de Nova (1982) est un modèle élastoplastique non associé à un seul mécanisme. Il a été développé à partir du modèle Cam-Clay. Il comporte un écrouissage isotrope qui dépend de la déformation déviatorique plastique.

L'élasticité dans le modèle est non linéaire du type Cam-Clay. Mais du fait qu'on travaille sur le sable, nous avons adopté une élasticité non linéaire de la forme:  $E = E_0 \left( \frac{p}{p_0} \right)^n$  et  $\nu = \nu_0$

où  $p$  et  $p_0$  sont respectivement la pression moyenne et une pression de référence;  
 $E_0$ ,  $\nu_0$  et  $n$  sont des paramètres du modèle.

La surface de charge est composée de deux parties de part et d'autre de la droite  $q = Mp/2$ . Le modèle est associé pour  $q/p \leq M/2$ , et non associé pour  $q/p > M/2$  (figure 1.1).

Le modèle de Nova comprend 8 paramètres ( $E_0$ ,  $n$ ,  $\nu_0$ ,  $\mu$ ,  $m$ ,  $l$ ,  $M$ ,  $D$ ) qu'on peut déterminer à partir des essais triaxiaux conventionnels. La procédure de leur détermination a été exposée dans le travail de thèse de W. Chehade (1991).

#### **1.1.3 Modèle Modsol**

Le modèle Modsol a été développé au sein de notre laboratoire (Chehade, 1991; Shahrour et Chehade, 1992; Shahrour et Zaher, 1995). Il est basé sur la théorie de l'élastoplasticité à un seul mécanisme.

### *Partie élastique dans le modèle*

Le comportement élastique dans le modèle Modsol est non linéaire, le module d'Young est supposé dépendant de la pression moyenne :

$$E = E_0 \left( \frac{p}{p_0} \right)^n$$

$E_0$  et  $n$  sont deux paramètres du modèle,  $p_0$  est une pression de référence. Le coefficient de Poisson  $\nu$  est pris constant :  $\nu = \nu_0$ .

### *Surface de charge*

La surface de charge est supposée linéaire dans le plan  $(p, q)$ . A la rupture, elle est supposée coïncider avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Son expression est donnée par la relation :

$$f(\sigma_{ij}, \epsilon_{ij}^p) = q - M_f p R \leq 0$$

où  $M_f$  désigne le rapport entre le déviateur de contraintes et la pression moyenne au pic. Il est supposé dépendre de l'angle de Lode. Son expression est donnée par :

$$M_f = \left( \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi \sin 3\theta} \right)$$

où  $\phi$  et  $\theta$  représentent respectivement l'angle de frottement au pic et l'angle de Lode

$R$  est la fonction d'érouissage qui dépend des déformations déviatoriques plastiques. Son expression s'écrit sous la forme :

$$R = \frac{a \epsilon_d^p}{b + \epsilon_d^p} + c (\epsilon_d^p)^2 \exp(-d \epsilon_d^p)$$

où  $a$ ,  $b$ ,  $c$  et  $d$  sont des paramètres du modèle. Les paramètres  $a$  et  $b$  affectent principalement la vitesse d'évolution et l'amplitude du pic;  $c$  et  $d$  contrôlent le phénomène de radoucissement.

### ***Règle d'écoulement***

Les déformations plastiques dérivent d'un potentiel plastique dont le gradient est donné par :

$$\frac{\partial g}{\partial p} = \frac{1}{M_c p} (M_c - \frac{q}{p}) \exp(-\alpha_0 \epsilon_d^p)$$
$$\frac{\partial g}{\partial q} = \frac{1}{M_c p}$$

où  $\alpha_0$  est un paramètre du modèle qui permet la stabilisation des déformations volumiques pour les grandes déformations;

$M_c$  représente le rapport  $q/p$  au passage du domaine contractant au domaine dilatant. Il est supposé dépendre de l'angle de Lode et de l'angle caractéristique  $\phi_{cv}$  qui correspond au frottement mobilisé au niveau du passage du domaine contractant au domaine dilatant. Son expression est donnée par :

$$M_c = \left( \frac{6 \sin \phi_{cv}}{3 - \sin \phi_{cv} \sin 3\theta} \right)$$

Ainsi le modèle dans sa version de base comporte 8 paramètres ( $E_0$ ,  $n$ ,  $\nu$ ,  $\phi$ ,  $\phi_{cv}$ ,  $a$ ,  $b$ ,  $\alpha_0$ ). La prise en compte du phénomène du radoucissement nécessite deux paramètres supplémentaires ( $c$  et  $d$ ).

### ***Détermination des paramètres du modèle***

Les paramètres du modèle peuvent être déterminés à partir des essais triaxiaux conventionnels :

#### ***Paramètres élastiques***

En l'absence d'essais de déchargement, le module d'Young peut être déterminé par la pente à l'origine de la courbe déviateur - déformation axiale à plusieurs pressions de confinement  $P_i$ .  $E_0$  et  $n$  seront déterminés par la droite de régression linéaire dans le plan ( $\ln(E_i), \ln(P_i)$ ).

Le paramètre  $\nu$  est supposé constant, il est déterminé par la pente à l'origine de la courbe déformation volumique - déformation axiale lors des essais triaxiaux drainés de compression.

### Paramètres plastiques

Le paramètre **a** est déterminé à partir de la valeur du rapport des contraintes limites et au pic. En effet, **R** atteint sa valeur maximale au pic (**R**=1) et quand la déformation déviatorique devient très grande il est égale à **a**, ceci permet d'écrire:

$$a = \frac{\left(\frac{q}{p}\right)_{\text{lim}}}{\left(\frac{q}{p}\right)_{\text{pic}}}$$

Le paramètre **b** est déterminé par calage à partir des essais triaxiaux conventionnels. En présence d'un essai à pression moyenne constante, on peut déterminer une valeur de **b** par continuité de la courbe contrainte-déformation au début de la phase plastique. En supposant que l'évolution initiale de la fonction d'écroutissage **R** est égale à l'évolution du déviateur de contraintes, on a :

$$\left.\frac{dR}{d\varepsilon_d^p}\right)_{\varepsilon_d^p=0} = \frac{a}{b} = \frac{1}{M_{fp}} \frac{dq}{d\varepsilon_d^p}$$

ce qui permet d'évaluer **b**.

Les paramètres **c** et **d** sont déterminés à partir des essais triaxiaux en tenant compte de la valeur de la déformation déviatorique plastique au pic ( $\varepsilon_d^p = \gamma$ .) En ce point on a :

$$R = 1 \quad \text{et} \quad \dot{R} = 0$$

La résolution de ce système permet d'obtenir les valeurs de **c** et **d** :

$$d = \frac{2}{\gamma} + \frac{ab}{(b + \gamma)^2 \left(1 - \frac{a\gamma}{b + \gamma}\right)}$$
$$c = \frac{ab \exp(d\gamma)}{(d\gamma - 2)\gamma(b + \gamma)^2}$$

En ce qui concerne l'angle caractéristique, il est déterminé à partir des états de contraintes correspondant au passage du domaine contractant au domaine dilatant. Le

paramètre  $\alpha_0$  est obtenu par calage sur la courbe expérimentale donnant l'évolution de la déformation volumique.

## **1.2 Détermination des paramètres des modèles pour les sables d'Hostun R.F. et de Fontainebleau**

Les essais en centrifugeuse ont été réalisés avec deux sables : le sable d'Hostun RF et le sable de Fontainebleau. Nous allons, ci-après, présenter la détermination des paramètres des modèles utilisés pour ces deux sables.

### **1.2.1 Sable de Fontainebleau**

Des essais triaxiaux ont été réalisés sur le sable de Fontainebleau à une densité moyenne ( $\gamma=15,5 \text{ kN/m}^3$ ) pour trois pressions de confinement (50 kPa, 100 kPa, et 200 kPa). Ces essais ont été fournis par le LCPC dans le cadre du Gréco-géomatériaux.

#### Modèle de Mohr-Coulomb

Les paramètres du modèle ont été déterminés suivant la procédure présentée dans le paragraphe précédent. Le jeu de paramètres obtenu est donné dans le tableau 1.1. La reproduction des essais triaxiaux est donnée dans la figure 1.1. On constate que le modèle donne une bonne estimation de la valeur du déviateur de contraintes à la rupture, néanmoins la rigidité initiale pour l'essai de faible confinement reste surestimée. L'évolution de la déformation volumique est correctement reproduite.

#### Modèle de Nova

Les paramètres du modèle ont été déterminés suivant la procédure présentée dans la thèse de Chehade (1991). Le jeu de paramètres obtenu est donné dans le tableau 1.2. La reproduction des essais triaxiaux est donnée dans la figure 1.2. L'évolution du déviateur de contraintes est correctement reproduite, sauf pour la pression de confinement 200 kPa où on relève une surestimation de la rigidité et une évolution rapide de l'écroutissement. L'évolution de la déformation volumique est bien reproduite.

#### Modèle Mdsol

Les paramètres du modèle ont été déterminés suivant la procédure présentée dans le paragraphe précédent. Le jeu de paramètres obtenu est donné dans le tableau 1.3.

E(100kPa)	$\nu$	$\phi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	c(kPa)
450	0,33	39	14	0

Tableau 1.1 : Jeu de paramètres du modèle de Mohr-Coulomb (Sable de Fontainebleau).

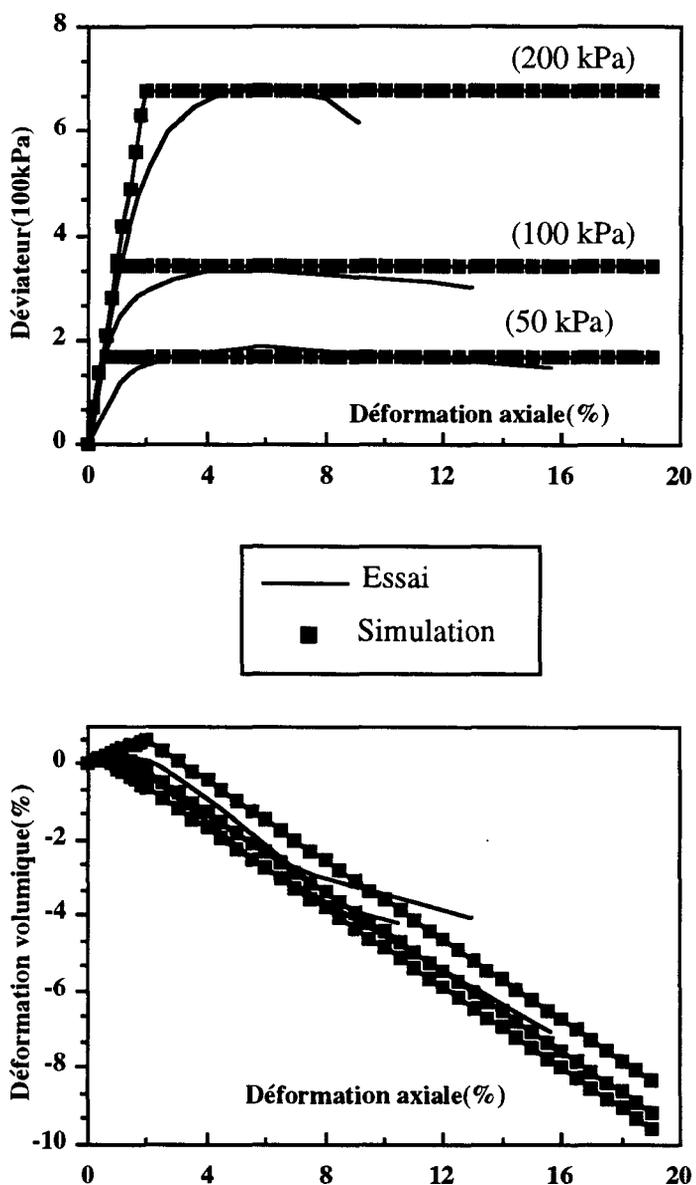


Figure 1.1 : Reproduction des essais triaxiaux de compression ayant servi à la détermination des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb (Sable de Fontainebleau : essais fournis par le LCPC).

$E_0(100\text{kPa})$	$n$	$\nu_0$	$\phi(^{\circ})$	$\lambda_1$	$\mu$	$l_0$	$D$	$m$
450	0,5	0,36	36	0,0021	0,88	1	0,48	0,35

Tableau 1.2 : Jeu de paramètres du modèle de Nova (Sable de Fontainebleau).

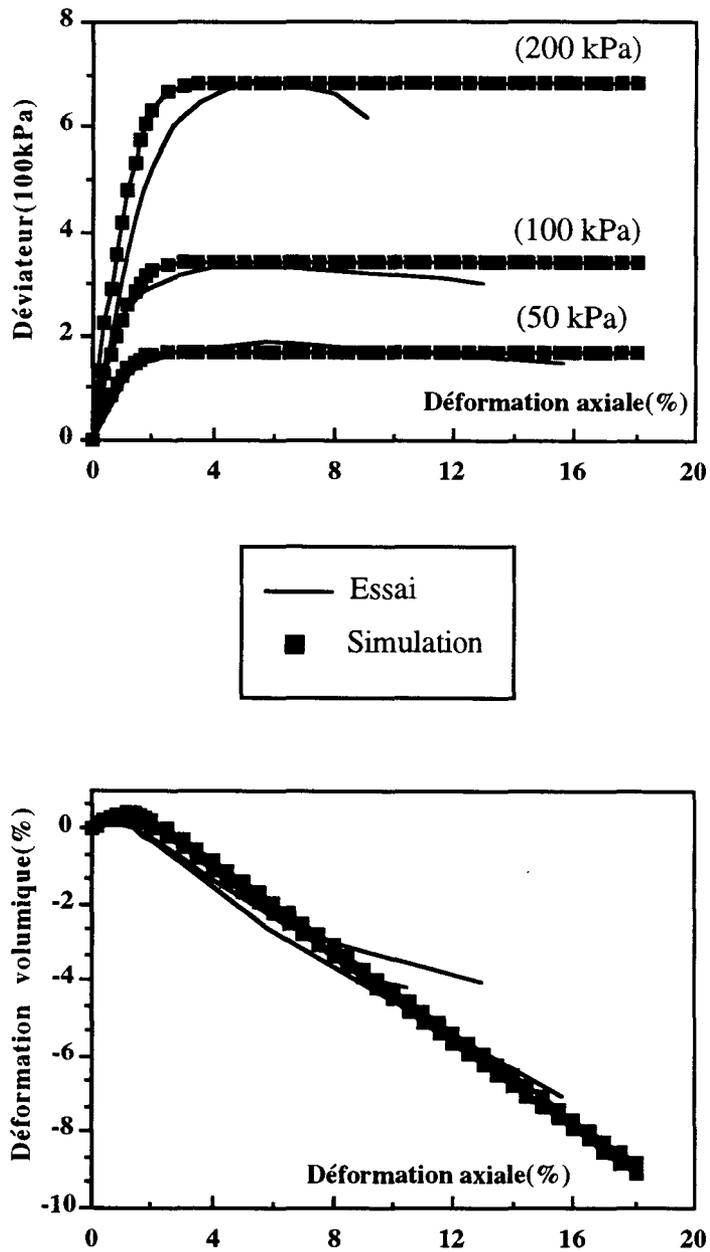


Figure 1.2 : Reproduction des essais triaxiaux de compression ayant servi à la détermination des paramètres du modèle de Nova (Sable de Fontainebleau : essais fournis par le LCPC).

$E_0(100\text{kPa})$	$\nu_0$	$n$	$\phi(^{\circ})$	$\phi_{cv}(^{\circ})$	$a$	$b$	$c$	$d$	$\alpha_g$
450	0,36	0,5	40,5	26	1	0,002	0	0	4,5

Tableau 1.3 : Jeu de paramètres du modèle Modsol (Sable de Fontainebleau).

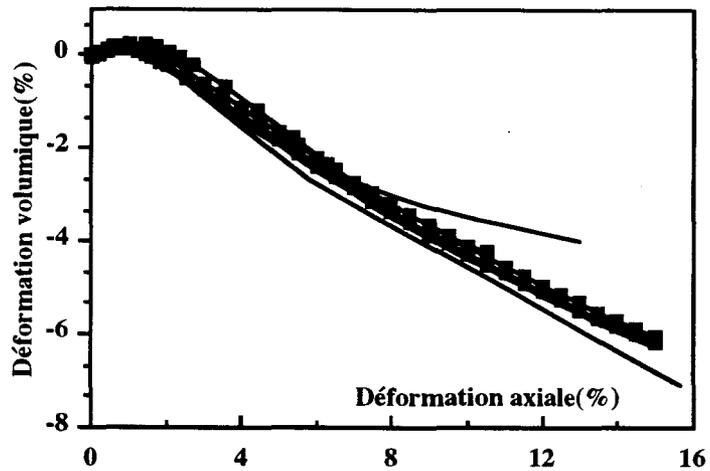
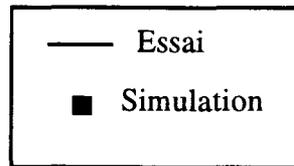
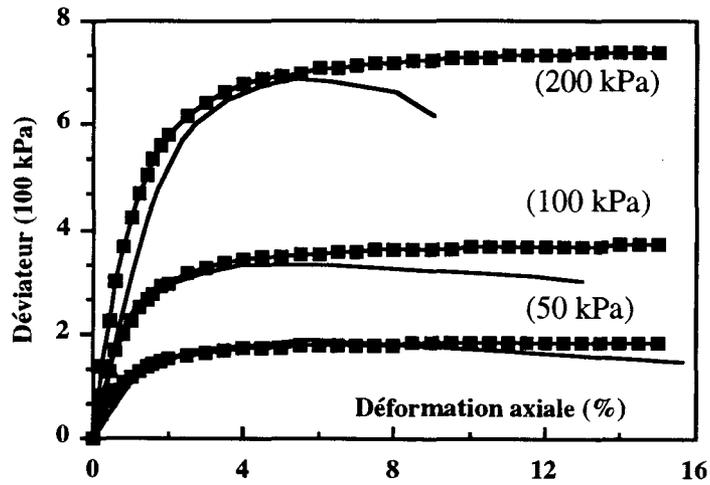


Figure 1.3 : Reproduction des essais triaxiaux de compression ayant servi à la détermination des paramètres du modèle Modsol (Sable de Fontainebleau : essais fournis par le LCPC).

E(100kPa)	$\nu$	$\phi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	c(kPa)
550	0,28	35	0,7	0

Tableau 1.4 : Jeu de paramètres du modèle de Mohr-Coulomb (Sable d'Hostun lâche).

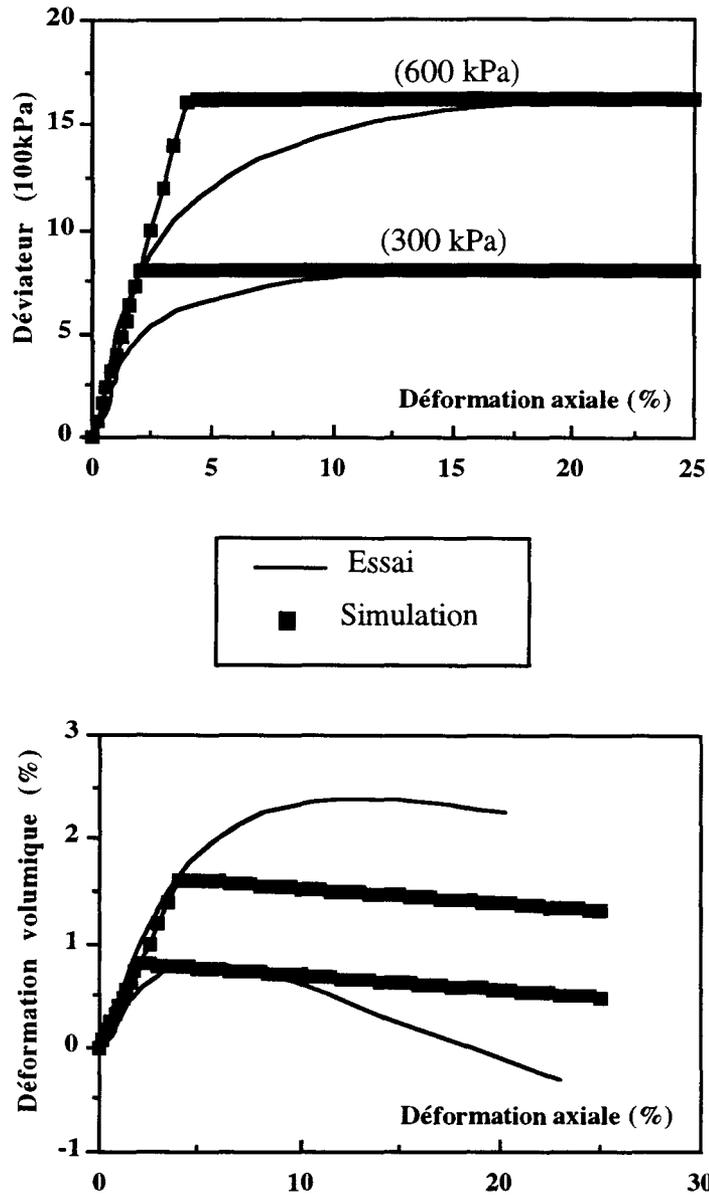


Figure 1.4 : Reproduction des essais triaxiaux de compression ayant servi à la détermination des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb (Sable d'Hostun lâche : essais réalisés à l'IMG).

$E_0(100\text{kPa})$	$n$	$\nu_0$	$\phi(^{\circ})$	$\lambda_1$	$\mu$	$l_0$	$D$	$m$
400	0,5	0,3	33	0,0038	0,99	1	0,06	0,93

Tableau 1.5 : Jeu de paramètres du modèle de Nova (Sable d'Hostun lâche).

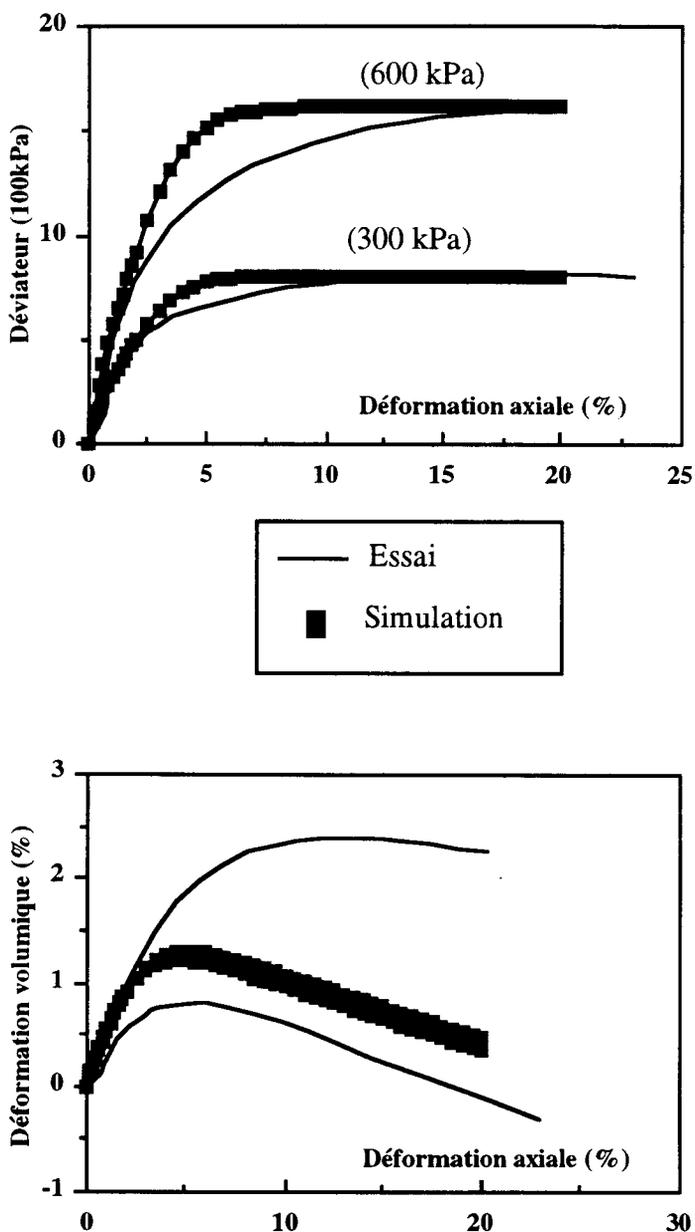


Figure 1.5 : Reproduction des essais triaxiaux de compression ayant servi à la détermination des paramètres du modèle de Nova (Sable d'Hostun lâche: essais réalisés à l'IMG).

$E_0(100\text{kPa})$	$\nu_0$	$n$	$\phi(^{\circ})$	$\phi_{cv}(^{\circ})$	$a$	$b$	$c$	$d$	$\alpha_g$
450	0,25	0,5	35	33	1	0,004	0	0	4,5

Tableau 1.6 : Jeu de paramètres du modèle Modsol (Sable d'Hostun lâche).

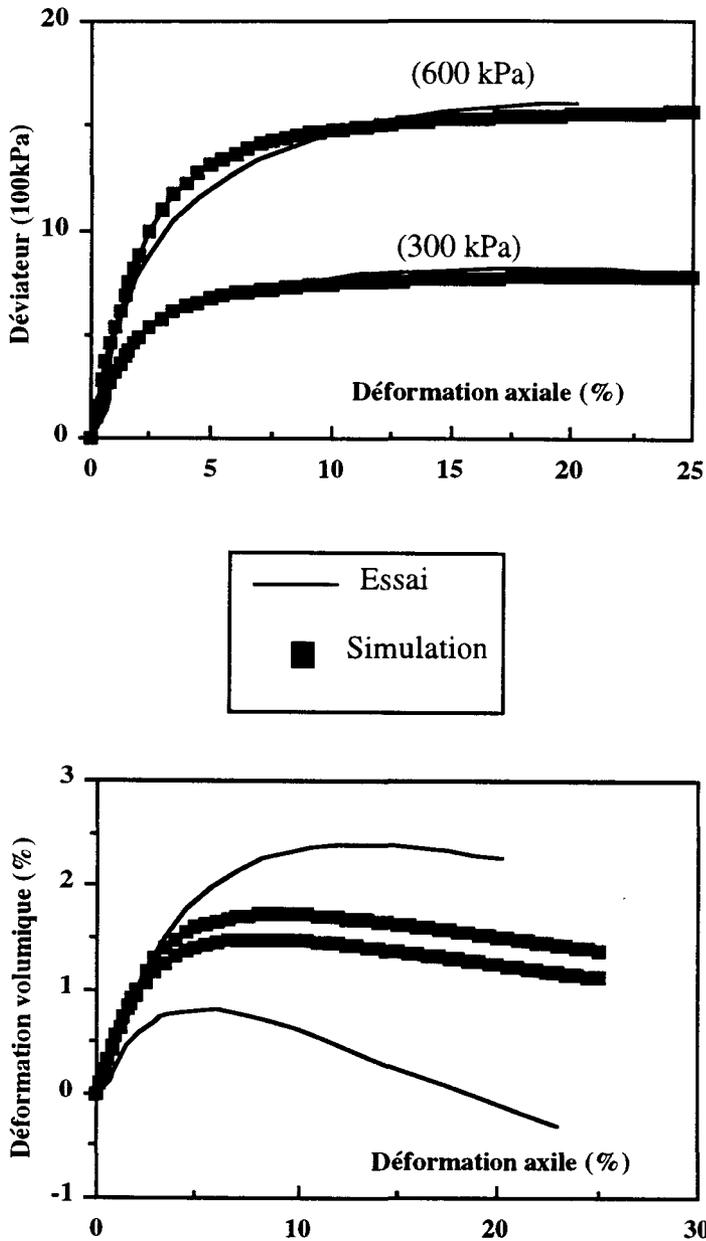


Figure 1.6 : Reproduction des essais triaxiaux de compression ayant servi à la détermination des paramètres du modèle Modsol (Sable d'Hostun lâche: essais réalisés à l'IMG).

Pour des raisons de simplicité, nous avons négligé les paramètres qui contrôlent le radoucissement, ce choix est d'autant plus justifié que les essais triaxiaux présentent un faible radoucissement.

La reproduction des essais triaxiaux est donnée dans la figure 1.3. On note que le modèle reproduit bien l'évolution du déviateur de contraintes et sa valeur à la rupture. Néanmoins, on note une évolution rapide de l'écroutissement pour la pression de confinement 200 kPa. Par ailleurs, le modèle prédit correctement l'évolution de la déformation volumique.

## **1.2.2 Sable d'Hostun RF**

Des essais triaxiaux drainés ont été réalisés à l'IMG (Rapport scientifique du GRECO, 1988), sur le sable d'Hostun RF à trois densités : lâche ( $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$ ), moyenne ( $\gamma=15,48 \text{ kN/m}^3$ ) et dense ( $\gamma=16,3 \text{ kN/m}^3$ ) et ceci pour trois pressions de confinement : 100 kPa, 300 kPa et 600 kPa.

### **1.2.2.1 Sable lâche**

#### Modèle de Mohr-Coulomb

Les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 1.4 . La reproduction des essais triaxiaux est illustrée dans la figure 1.4. On note que le modèle reproduit bien l'évolution du déviateur de contraintes ainsi que sa valeur à la rupture. Par ailleurs, le modèle reproduit mal l'évolution de la déformation volumique, en particulier pour l'essai à fort confinement.

#### Modèle de Nova

Les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 1.5. La reproduction des essais triaxiaux est donnée dans la figure 1.5. On observe que le modèle prédit correctement l'évolution du déviateur de contraintes et sa valeur à la rupture pour l'essai de faible confinement. Par contre, pour l'essai à 600 kPa, on relève une évolution rapide de l'écroutissement. Le modèle prédit mal l'évolution de la déformation volumique en particulier la phase de dilatance.

#### Modèle Modsol

Les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 1.6. La reproduction des essais triaxiaux est donnée dans la figure 1.6. On note que le modèle reproduit bien l'évolution du déviateur de contraintes ainsi que sa valeur à la rupture. Mais on note une mauvaise description de l'évolution de la dilatance avec le confinement.

### 1.2.2.2 Sable à densité moyenne

#### Modèle de Mohr-Coulomb

Les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 1.7. La reproduction des essais triaxiaux est donnée dans la figure 1.7. On constate une bonne reproduction du déviateur de contraintes à la rupture. Les déformations volumiques sont mal reproduites pour les pressions de 100 kPa et 600 kPa.

#### Modèle de Nova

Les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 1.8. La reproduction des essais triaxiaux est donnée dans la figure 1.8. On constate que le modèle prédit une évolution rapide de l'écroutissage pour les fortes pressions de confinement. Les déformations volumiques sont mal reproduites.

#### Modèle Modsol

Les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 1.9. La reproduction des essais triaxiaux est donnée dans la figure 1.9. On constate que qualitativement le modèle donne une bonne reproduction de l'évolution du déviateur de contraintes, néanmoins il prédit une évolution rapide de l'écroutissage pour les pressions élevées. Pour les déformations volumiques, le modèle reproduit mal l'évolution de la dilatance et ceci pour les pressions de confinement de 100 kPa et 300 kPa.

### 1.2.2.3 Sable dense

#### Modèle de Mohr-Coulomb

Les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 1.10. La reproduction des essais triaxiaux est illustrée dans la figure 1.10. On constate que la valeur de déviateur à la rupture est légèrement sous-estimée pour les faibles confinements. L'évolution de la déformation volumique est correctement reproduite sauf pour le confinement de 100 kPa.

#### Modèle de Nova

Les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 1.11. La reproduction des essais triaxiaux est présentée dans la figure 1.11. On constate que le modèle donne une évolution

E(100kPa)	$\nu$	$\phi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	c(kPa)
850	0,28	37	5,5	0

Tableau 1.7 : Jeu de paramètres du modèle de Mohr-Coulomb (Sable d'Hostun moyen).

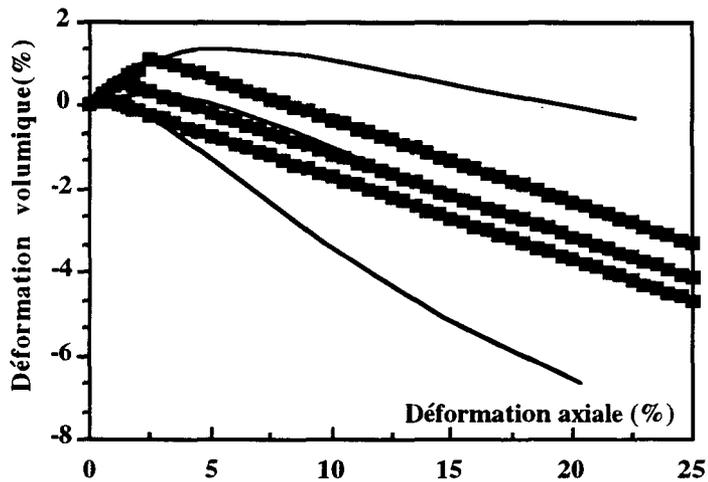
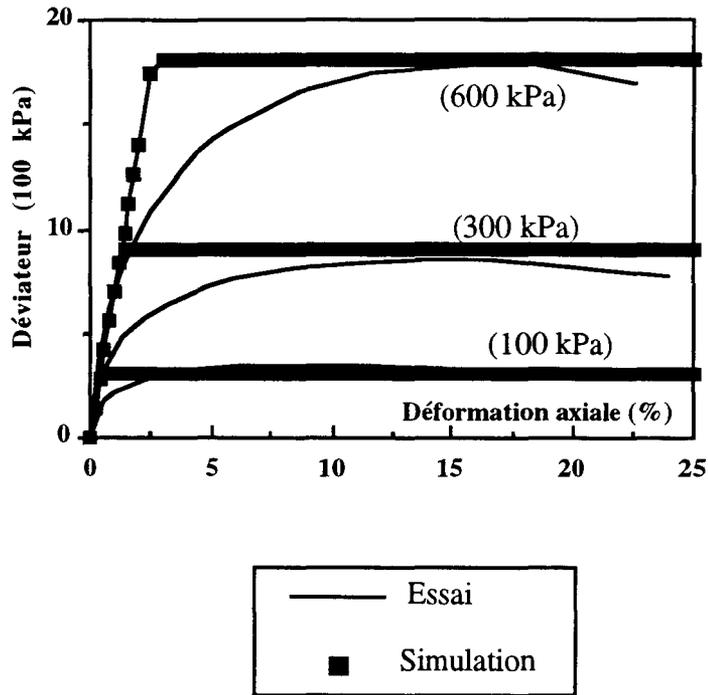


Figure 1.7 : Reproduction des essais triaxiaux de compression ayant servi à la détermination des paramètres du modèle Mohr-Coulomb (Sable d'Hostun moyen: essais réalisés à l'IMG).

$E_0(100\text{kPa})$	$n$	$\nu_0$	$\phi(^{\circ})$	$\lambda_1$	$\mu$	$l_0$	$D$	$m$
650	0,5	0,31	34	0,003	0,99	1	0,12	0,9

Tableau 1.8 : Jeu de paramètres du modèle de Nova (Sable d'Hostun moyen).

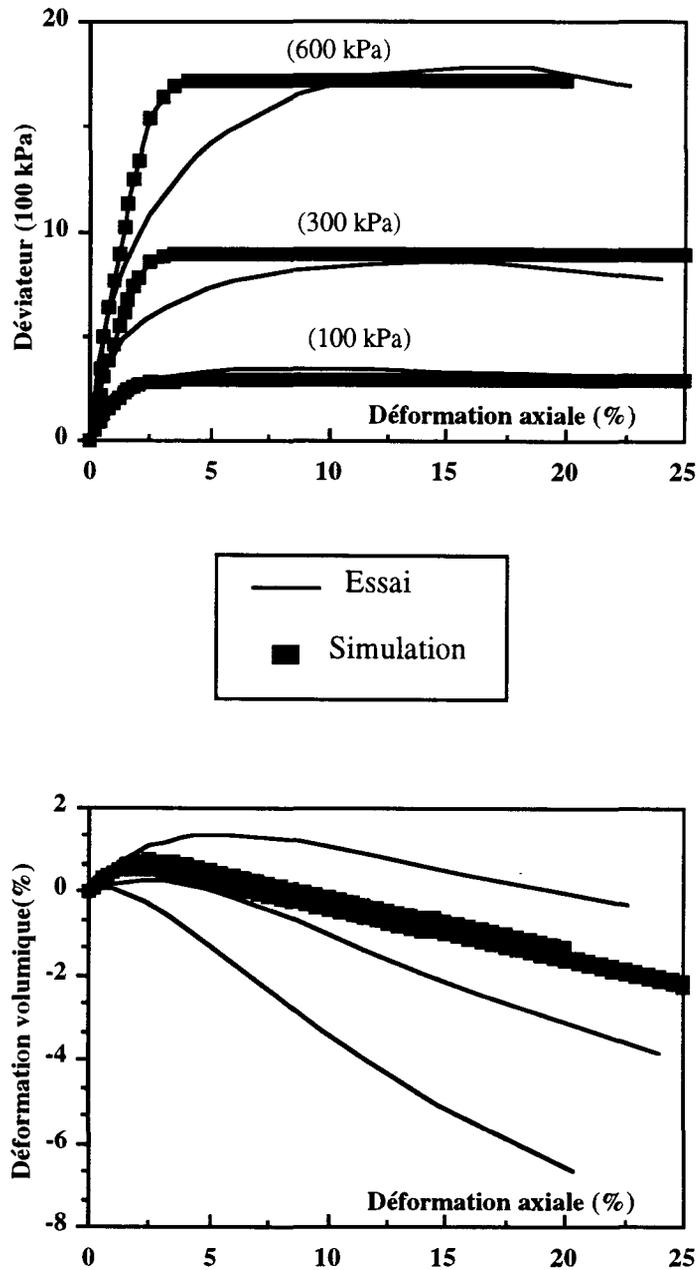


Figure 1.8 : Reproduction des essais triaxiaux de compression ayant servi à la détermination des paramètres du modèle de Nova (Sable d'Hostun moyen : essais réalisés à l'IMG).

$E_0(100\text{kPa})$	$\nu_0$	$n$	$\phi(^{\circ})$	$\phi_{cv}(^{\circ})$	$a$	$b$	$c$	$d$	$\alpha_g$
650	0,27	0,5	36	30	1	0,0025	0	0	4

Tableau 1.9 : Jeu de paramètres du modèle Modsol (Sable d'Hostun moyen).

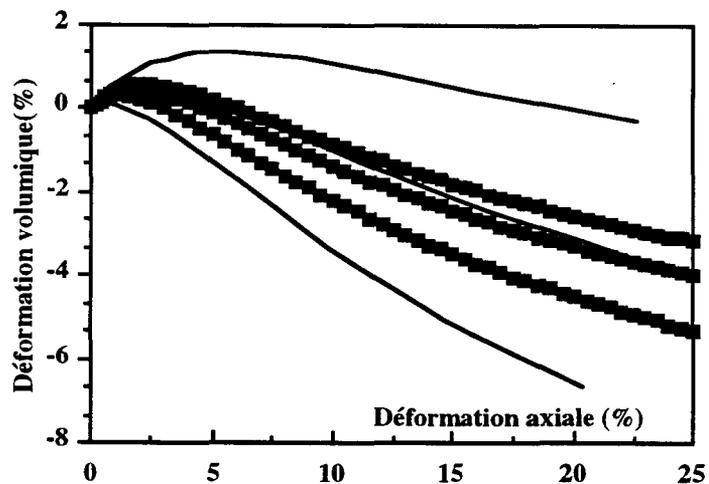
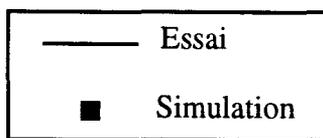
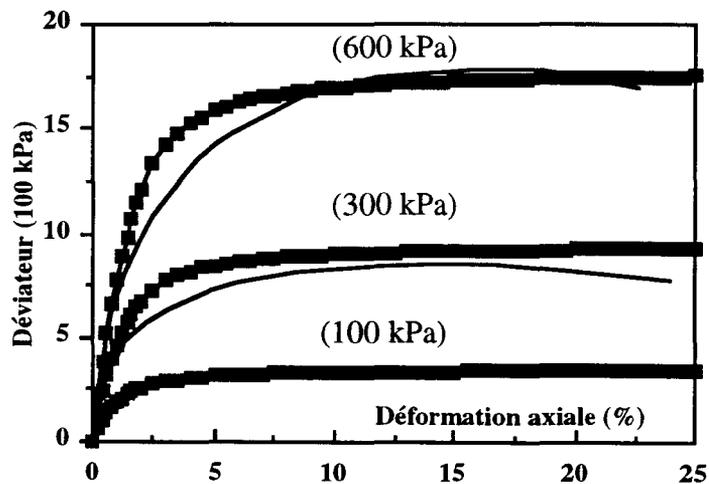


Figure 1.9 : Reproduction des essais triaxiaux de compression ayant servi à la détermination des paramètres du modèle Modsol (Sable d'Hostun moyen : essais réalisés à l'IMG).

correcte du déviateur de contraintes pour les faibles pressions de confinement. Par contre, il donne un écrouissage rapide et surestime la valeur du déviateur de contraintes à la rupture pour le confinement 600 kPa. Le modèle reproduit mal la phase de transition contractance-dilatance, ainsi que l'évolution de la dilatance en fonction du confinement.

### Modèle Modsol

Les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 1.12. La reproduction des essais triaxiaux est donnée dans la figure 1.12. On constate que qualitativement, le modèle donne une reproduction correcte du déviateur de contraintes, néanmoins sa valeur à la rupture reste sous-estimée pour les faibles pressions de confinement. On note par ailleurs une évolution rapide de l'écrouissage pour les forts confinements. La phase de dilatance est mal reproduite pour les pressions de confinement extrêmes (pour les mêmes raisons citées avant concernant la dépendance de l'angle de dilatance de la pression de confinement).

E(100kPa)	$\nu$	$\phi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	c(kPa)
950	0,33	41	11	0

Tableau 1.10: Jeu de paramètres du modèle de Mohr-Coulomb (Sable d'Hostun dense).

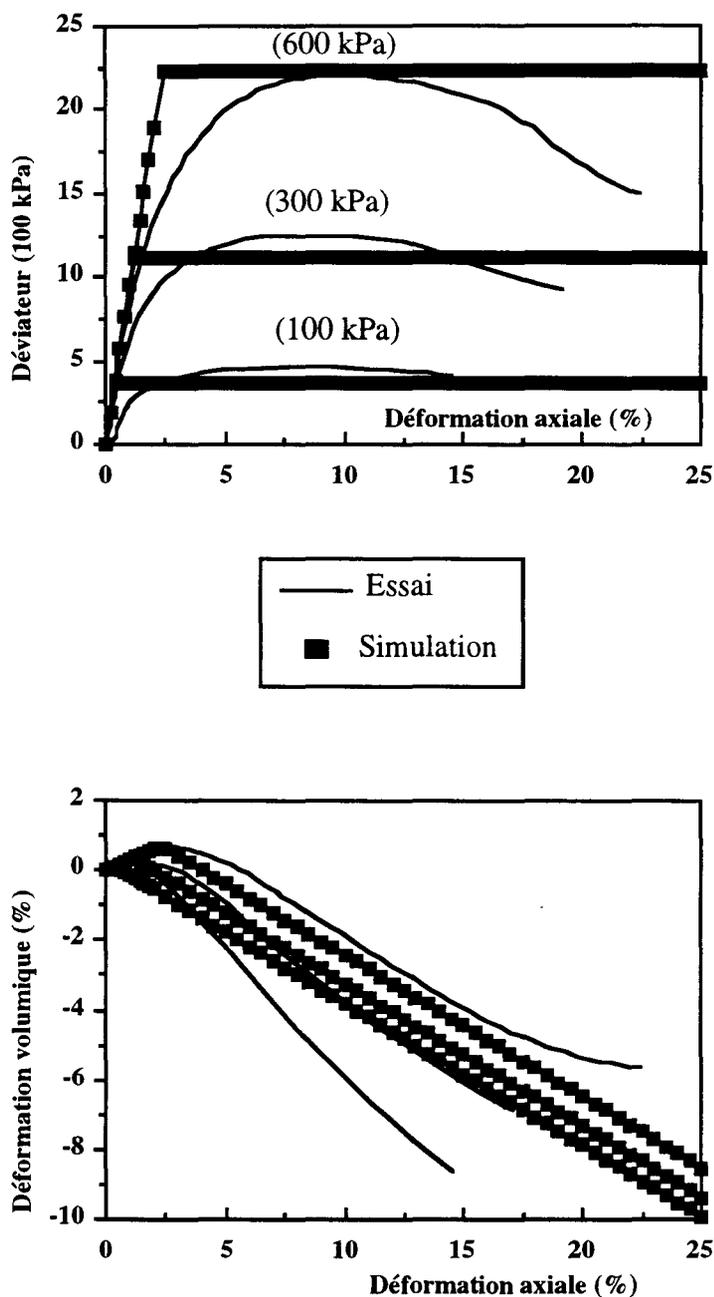


Figure 1.10 : Reproduction des essais triaxiaux de compression ayant servi à la détermination des paramètres du modèle Mohr-Coulomb (Sable d'Hostun dense : essais réalisés à l'IMG).

$E_0(100\text{kPa})$	$n$	$\nu_0$	$\phi(^{\circ})$	$\lambda_1$	$\mu$	$l_0$	$D$	$m$
750	0,5	0,31	39	0,0021	0,94	1	0,48	0,5

Tableau 1.11 : Jeu de paramètres du modèle de Nova (Sable d'Hostun dense).

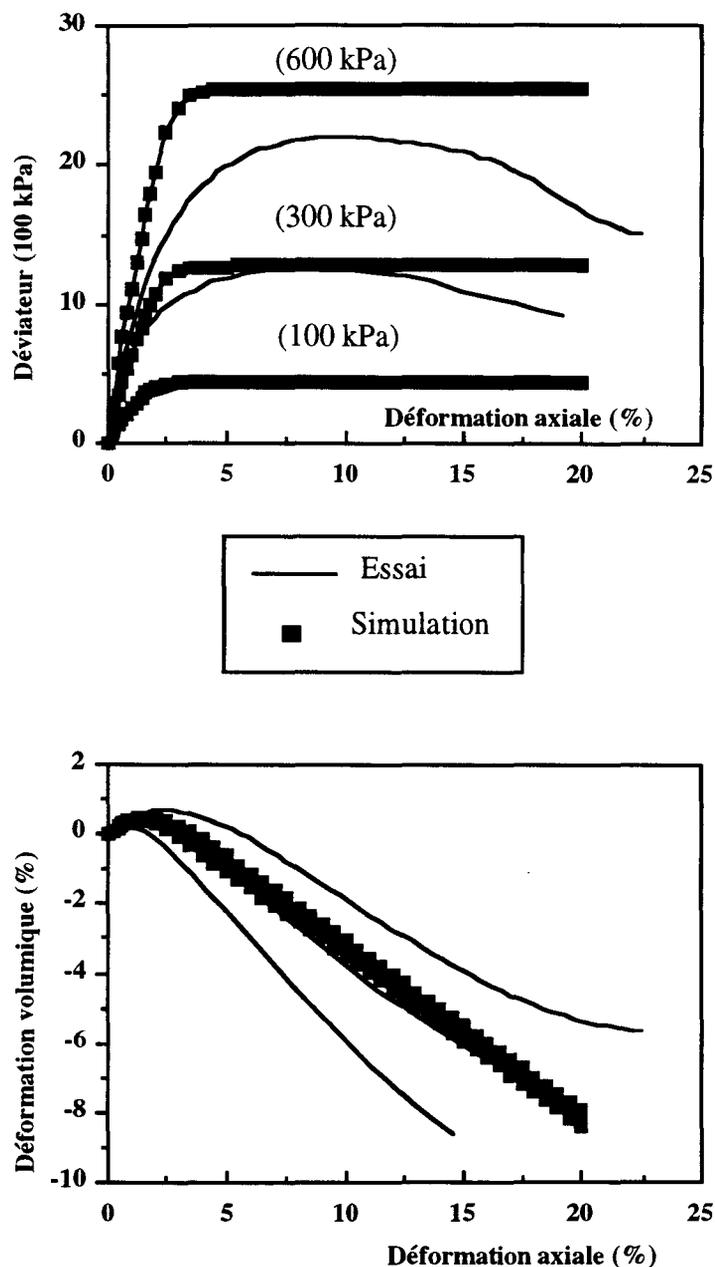


Figure 1.11 : Reproduction des essais triaxiaux de compression ayant servi à la détermination des paramètres du modèle de Nova (Sable d'Hostun dense : essais réalisés à l'IMG).

$E_0(100\text{kPa})$	$\nu_0$	$n$	$\phi(^{\circ})$	$\phi_{cv}(^{\circ})$	$a$	$b$	$c$	$d$	$\alpha_g$
850	0,29	0,5	41	29	1	0,0012	0	0	3

Tableau 1.12 : Jeu de paramètres du modèle Modsol (Sable d'Hostun dense).

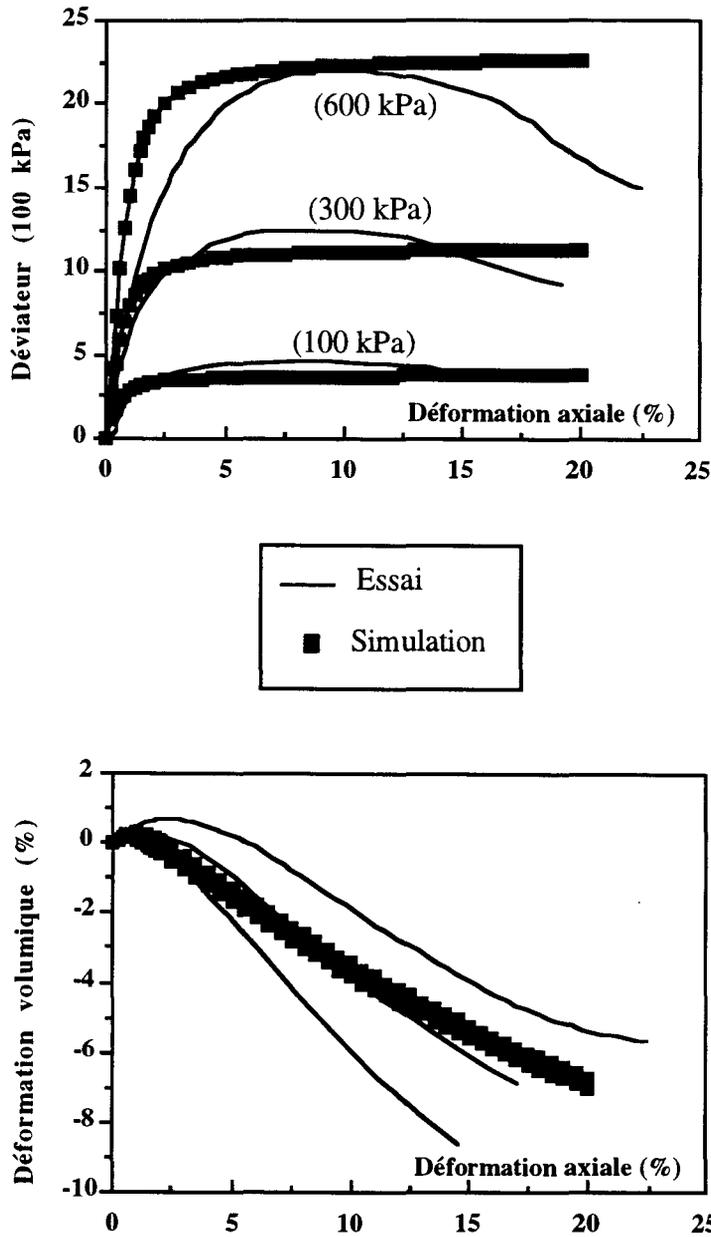


Figure 1.12 : Reproduction des essais triaxiaux de compression ayant servi à la détermination des paramètres du modèle Modsol (Sable d'Hostun dense : essais réalisés à l'IMG).

**CHAPITRE 2**

**VALIDATION SUR DES ESSAIS DE FONDATIONS  
SUPERFICIELLES EN MODELES  
REDUITS CENTRIFUGES**

## CHAPITRE 2

### *Validation sur des essais de fondations superficielles en modèles réduits centrifugés*

*Ce chapitre comporte des tests de validation de trois modèles de sol (Mohr-Coulomb, Nova et Modsol) sur des essais de fondations superficielles en modèles réduits embarqués en centrifugeuse.*

*Après une description des essais réalisés, nous présenterons les résultats des tests de validation réalisés avec les trois modèles cités ci-dessus et les résultats d'une étude paramétrique portant sur l'influence de la perturbation des paramètres rhéologiques sur le calcul de fondations.*

*Plusieurs modèles ont été testés sur ces essais dans le cadre du Gréco-Géomatériaux : modèle CJS (Cambou et Jafari, 1987) implanté dans le programme CESAR, modèle de DUNCAN (Duncan et Chang, 1970) implanté dans le programme SOLP, modèle de VERMEER (Vermeer 1978) implanté dans le programme CESAR, modèle d'Hujeux (Aubry et al 1982, Hujeux 1985), implanté dans le programme GEFDYN et enfin le modèle de Monnet (1992) implanté dans le programme GAIAEF. A titre de comparaison, on présentera uniquement les résultats des simulations réalisées avec le modèle CJS qui a été utilisé pour la simulation de la plupart des essais utilisés dans notre travail (Rézgui, 1993).*

#### **2.1 Les essais réalisés**

La nécessité des expérimentations en centrifugeuse a été abordée dans l'introduction générale. Rappelons seulement à ce sujet les principaux avantages qu'offre ce type d'essais :

- (i) un bon contrôle des conditions aux limites et des conditions initiales,
- (ii) la possibilité d'étudier le comportement à l'approche de la rupture, ce qui est difficilement réalisable sur des ouvrages réels,
- (iii) la possibilité d'étudier l'influence de divers paramètres (densité du matériau, types de chargements,...) moyennant un coût raisonnable.

Des essais sur des fondations superficielles reposant sur du sable sec ont été réalisés à l'aide de la centrifugeuse du LCPC de Nantes (Fargeix, rapports GRECO 1988-1990; Rault, rapport GRECO 1992). Plusieurs paramètres ont été étudiés (figure 2.1) : la forme des semelles (filante ou circulaire), le type de chargement (centré ou excentré), la densité du sable (lâche, moyenne et dense) et l'homogénéité du matériau (homogène, bicouche).

### **2.1.1 Essais réalisés sur semelle circulaire**

Les essais ont été réalisés sur une semelle circulaire rugueuse de diamètre  $D = 3,6$  m reposant sur un massif de sable d'Hostun de 20 m d'épaisseur (Fargeix, 1988-1989). Deux densités du sable ont été considérées : sable moyennement dense ( $\gamma = 15,2$  kN/m<sup>3</sup>) et sable dense ( $\gamma = 16,3$  kN/m<sup>3</sup>).

La figure 2.2a récapitule les résultats des expérimentations réalisées. On note l'effet marqué de la densité sur le comportement de la fondation (pour un même niveau de contrainte, le tassement est plus important dans le cas du sable moyennement dense). Par ailleurs, les charges limites théoriques déterminées à l'aide de la formule de Meyerhof (1953) (avec  $\phi = 37^\circ$  pour le sable moyen et  $\phi = 41^\circ$  pour le sable dense : tableau 2.1) sont surestimées de l'ordre de 150 % pour le sable moyen et de 180% pour le sable dense.

### **2.1.2 Essais réalisés sur semelle filante (sol homogène)**

L'essai vise à explorer le comportement d'une semelle filante rugueuse, de largeur  $B = 3,6$  m. La semelle repose sur du sable d'Hostun sec moyennement dense ( $\gamma = 15,5$  kN/m<sup>3</sup>) d'une hauteur de 20 m .

Le programme expérimental a comporté deux chargements (Fargeix, 1990) :

- (i) un chargement centré, appliqué dans l'axe de la fondation,
- (ii) deux chargements excentrés, avec des excentrement  $e = 0,075 B$  et  $e = 0,15 B$ .

Les résultats de ces essais sont illustrés dans la figure 2.2b. On constate que l'écart relevé en début de chargement entre les différentes courbes est très faible. L'effet de l'excentrement se manifeste quand sa valeur croît (pour un même niveau de contrainte, le tassement est plus important pour l'excentrement élevé). Par ailleurs, les charges limites calculées par la formule de Meyerhof sont surestimées de l'ordre de 65% pour le chargement centré, de 60% pour  $e = 0,075B$  et de 30% pour  $e = 0,15B$ .

### **2.1.3 Essais réalisés sur semelle filante (sol bicouche)**

L'essai vise à explorer le comportement d'une semelle filante de largeur  $B = 3,6$  m posée sur un sol composé de deux couches : une couche de sable lâche ( $\gamma = 14,5$  kN/m<sup>3</sup>) et une couche de sable dense ( $\gamma = 16,3$  kN/m<sup>3</sup>) de différentes épaisseurs ( $h/B = 0; 0,8; 1; 1,2$  et infini)  $h$  est la hauteur de la couche de surface (Rault, 1992).

Les résultats de ces essais sont donnés dans la figure 2.2c. Il en ressort que :

- (i) pour un même niveau de chargement, les tassements sont plus importants pour le massif de sable lâche ( $h/B = 0$ ). Les courbes intermédiaires s'étalent graduellement entre les deux courbes de référence  $h/B = 0$  et  $h/B = \text{infini}$ .

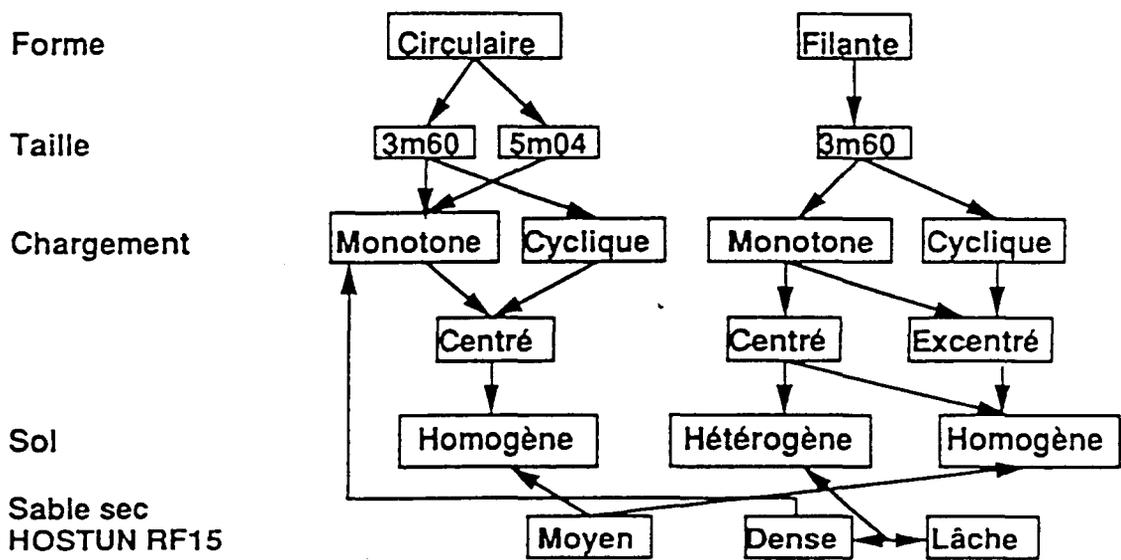


Figure 2.1 : Programme des essais de fondation superficielle réalisés en centrifugeuse (LCPC-Nantes).

(Meimon, 1991)

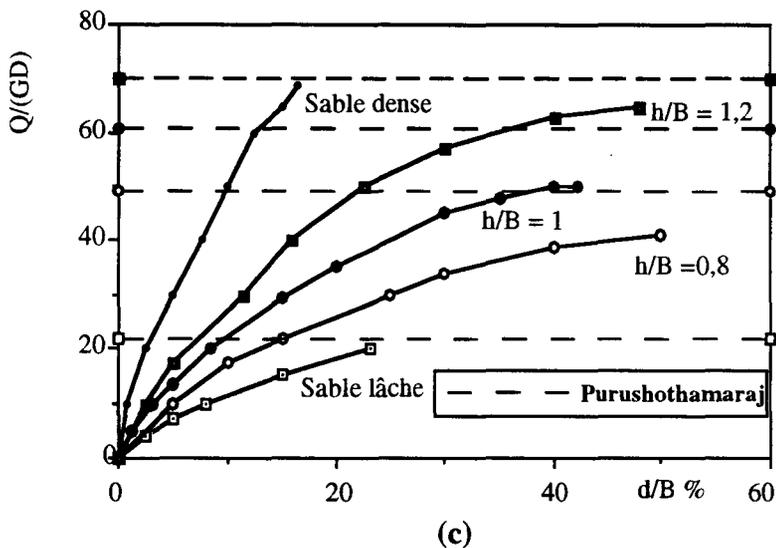
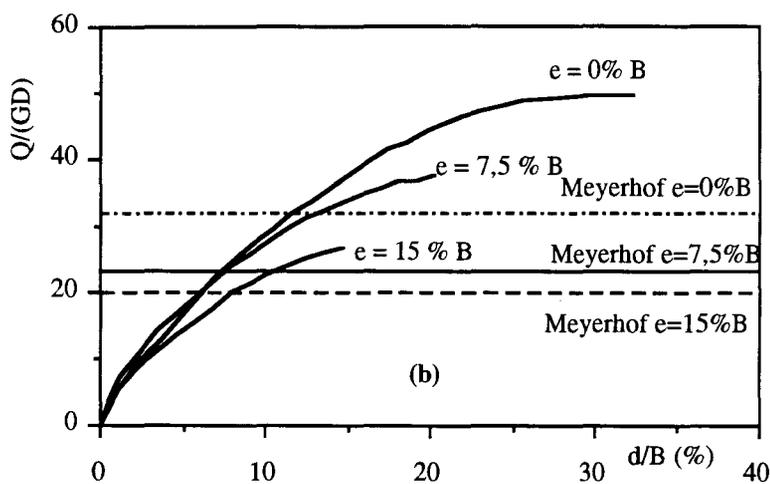
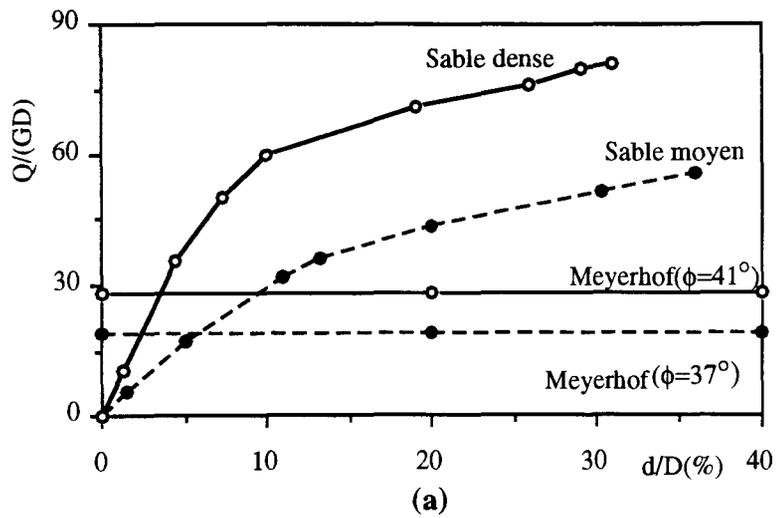


Figure 2. 2 :

Résultats des expérimentations réalisées en centrifugeuse sur le sable d'Hostun :  
 (a) : semelle circulaire; (b) : semelle filante (sol homogène : chargement excentré);  
 (c) : semelle filante (sol bicouche).

(ii) les charges limites théoriques déterminées à l'aide de la formule de Purushothamaraj et al (1974) (avec un angle de frottement  $\phi=35^\circ$  pour le sable lâche) est proche des forces mesurées en fin de chargement (tableau 2.1).

## 2.2 Tests de validation

Les jeux de paramètres des modèles testés ont été présentés dans le premier chapitre, à titre de rappel, ils sont donnés dans les tableaux 2.2 à 2.4 pour les différentes densités du sable d'Hostun.

### 2.2.1 Fondation circulaire

Du fait de la symétrie du problème, le calcul a été effectué dans le plan méridien. Le domaine a été discrétisé en 80 éléments quadrilatères à huit noeuds (Figure 2.3). Les conditions aux limites sont :

- déplacement horizontal bloqué sur AB et CD,
- déplacement vertical bloqué sur AD.

L'état initial des contraintes dans le massif est supposé comme oedométrique.

Le chargement a été appliqué au centre de la semelle en 50 incréments. Le calcul a été mené avec (2\*2) points d'intégration. En fin de calcul, la tolérance de convergence sur les forces résiduelles était de 0,05 après 500 itérations.

#### **Sable moyennement dense ( $\gamma=15,5 \text{ kN/m}^3$ )**

Les résultats des simulations avec les modèles de Mohr-Coulomb et Modsol sont présentés dans la figure 2.4a. On remarque que le Modèle de Mohr-Coulomb surestime la rigidité dans le sol au début et au cours du chargement. Le modèle Modsol reproduit correctement l'évolution des tassements jusqu'à 8 % de tassement relatif. Par ailleurs, les deux modèles reproduisent uniquement 50 % de la charge limite mesurée expérimentalement et surestiment de 50% la charge limite calculée par la formule de Meyerhof.

Les résultats des simulations numériques obtenus avec les modèles de Nova et CJS sont donnés dans la figure 2.4b. On note que le modèle CJS (Rézgui, 1993) reproduit correctement l'essai. Le modèle de Nova (Chehade, 1991) sous-estime la rigidité initiale, ce qui engendre des déplacements importants au cours du chargement. Par ailleurs, ce modèle ne reproduit que 65% de la charge limite mesurée expérimentalement. Concernant la charge limite calculée par la formule de Meyerhof, elle est largement surestimée par les deux modèles (de l'ordre de 100% par le modèle de Nova et de 200% par le modèle CJS).

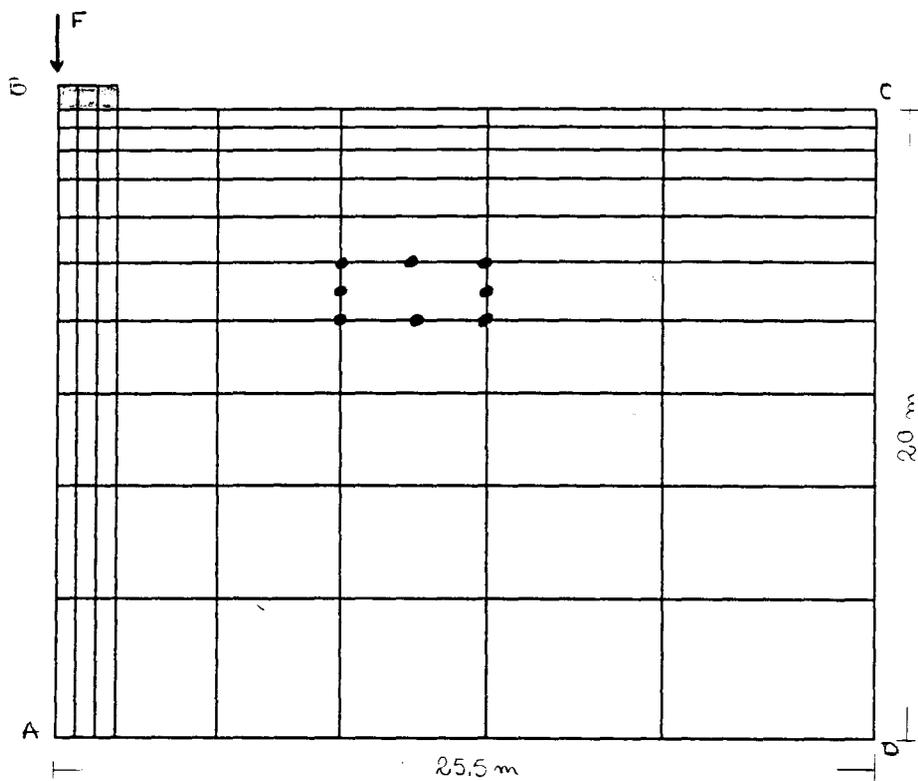


Figure 2.3 :  
Maillage utilisé pour la fondation circulaire en centrifugeuse

Modèle de Mohr-Coulomb	E(100 kPa)	v	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)	c (kPa)
Sable lâche ( $\gamma=14$ kN/m <sup>3</sup> )	550	0,28	35	0,7	0
Sable moyen ( $\gamma=15,48$ kN/m <sup>3</sup> )	850	0,28	37	5,5	0
Sable dense ( $\gamma=16,3$ kN/m <sup>3</sup> )	950	0,33	41	11	0

Tableau 2.2: Jeux de paramètres du modèle de Mohr-Coulomb pour le sable d'Hostun à différentes densités.

Modèle de Nova	Eo(100 kPa)	n	v <sub>0</sub>	$\phi$ (°)	$\lambda_1$	$\mu$	l <sub>0</sub>	m	D
Sable lâche ( $\gamma=14$ kN/m <sup>3</sup> )	400	0,5	0,3	33	0,0038	0,99	1	0,93	0,06
Sable moyen ( $\gamma=15,48$ kN/m <sup>3</sup> )	650	0,5	0,31	34	0,003	0,99	1	0,9	0,12
Sable dense ( $\gamma=16,3$ kN/m <sup>3</sup> )	750	0,5	0,31	39	0,0021	0,94	1	0,5	0,48

Tableau 2.3 : Jeux de paramètres du modèle de Nova pour le sable d'Hostun à différentes densités.

Modèle Modsol	Eo(100kPa)	n	v <sub>0</sub>	$\phi$ (°)	$\phi_{cv}$ (°)	a	b	c	d	$\alpha_g$
Sable lâche ( $\gamma=14$ kN/m <sup>3</sup> )	450	0,5	0,25	35	33	1	0,004	0	0	4,5
Sable moyen ( $\gamma=15,48$ kN/m <sup>3</sup> )	650	0,5	0,27	36	30	1	0,0025	0	0	4,5
Sable dense ( $\gamma=16,3$ kN/m <sup>3</sup> )	850	0,5	0,29	41	29	1	0,0012	0	0	3

Tableau 2.4 : Jeux de paramètres du modèle Modsol pour le sable d'Hostun à différentes densités.

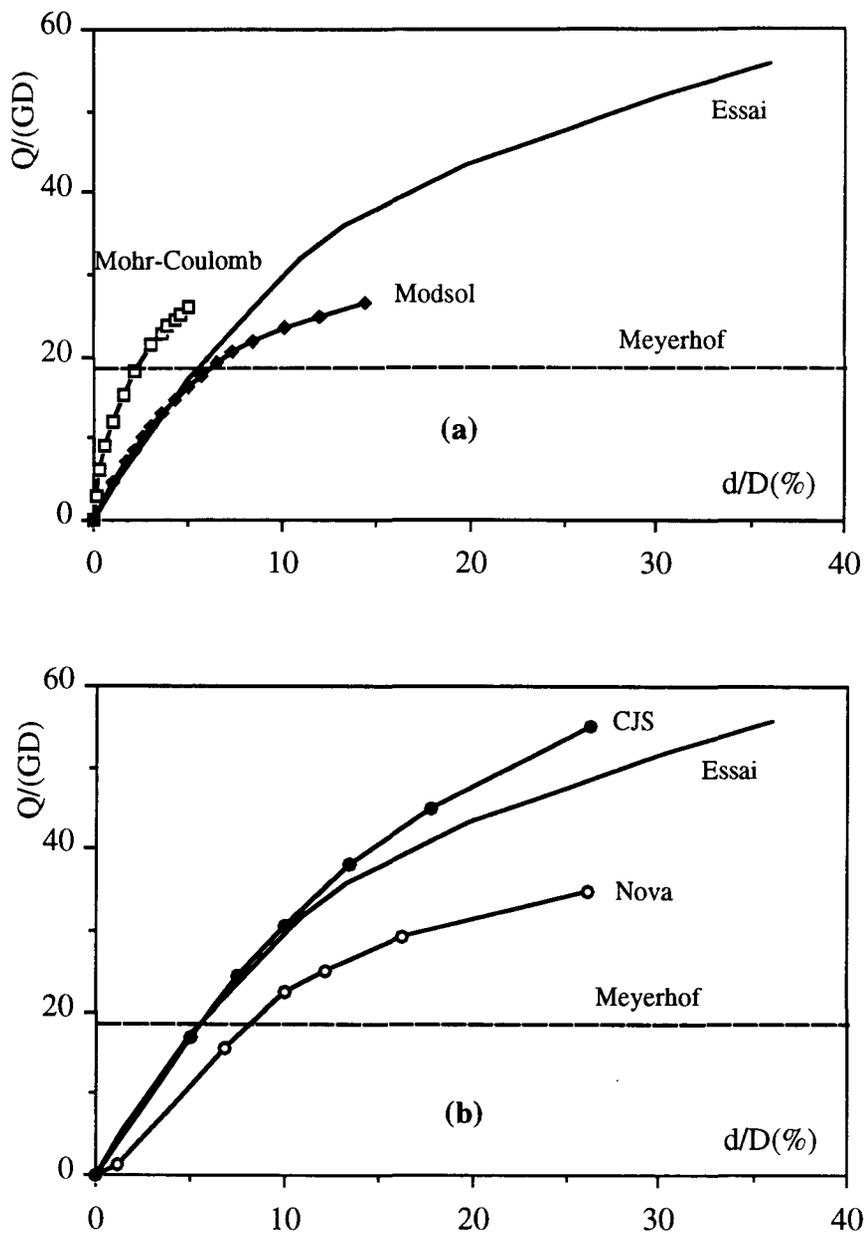


Figure 2.4 :

Simulations de l'essai d'enfoncement de la semelle circulaire  
(Sable d'Hostun moyennement dense) :

- (a) : calculs réalisés avec les modèles de Mohr-Coulomb et Modsol,
- (b) : calculs réalisés avec les modèles de Nova et CJS.

### **Sable dense ( $\gamma = 16,3 \text{ kN/m}^3$ )**

Les résultats des simulations avec les modèles de Mohr-Coulomb et Modsol sont illustrés dans la figure 2.5a. On observe que les deux modèles reproduisent l'essai jusqu'à 60 % de la charge limite expérimentale (le modèle Modsol donne une très bonne reproduction de l'essai, alors que le Modèle de Mohr-Coulomb surestime légèrement la rigidité du sol au cours du chargement) et qu'ils surestiment de 80% la charge limite calculée par la formule de Meyerhof.

Les résultats des simulations obtenus avec les modèles de Nova (Chehade, 1991) et CJS (Rézgui, 1993) sont donnés dans la figure 2.5b. On note que le modèle CJS reproduit correctement l'essai et prédit bien la charge limite expérimentale. Le modèle de Nova sous-estime la rigidité du sol. Par ailleurs, les deux modèles surestiment de 200% la charge limite calculée par la formule de Meyerhof.

#### **2.2.1 Fondation filante (sol homogène)**

Les résultats des simulations pour le chargement centré sont illustrés dans la figure 2.6a. L'analyse de ces résultats montre que le Modèle de Mohr-Coulomb reproduit correctement l'essai jusqu'à un tassement relatif de l'ordre de 8%, mais ensuite il prédit une stabilisation à un niveau de chargement inférieur de 50% de la charge limite expérimentale. Le modèle Modsol sous-estime légèrement la rigidité du sol au cours du chargement et il ne reproduit que 50% de la charge limite expérimentale. D'autre part, les deux modèles sous-estiment la charge limite calculée par la formule de Meyerhof ( 20% par le Modèle de Mohr-Coulomb et 30% par le modèle Modsol).

Concernant le chargement excentré ( $e=0,15B$ ), les résultats des simulations sont illustrés dans la figure 2.6b. On note que le Modèle de Mohr-Coulomb reproduit bien l'essai jusqu'à 55% de la charge limite expérimentale. Le modèle Modsol sous-estime la rigidité du sol au cours du chargement et ne reproduit que 60% de la charge limite expérimentale. Par ailleurs, ces deux modèles sous-estiment la charge limite calculée par la formule de Meyerhof (25% par le Modèle de Mohr-Coulomb et 15% par le modèle Modsol).

Les résultats des simulations réalisées avec le modèle CJS sont donnés dans les figures 2.7a à 2.7c. On remarque que les simulations ont une phase initiale très linéaire alors que les courbes expérimentales présentent une certaine courbure. Le modèle reproduit correctement l'évolution des charges limites en fonction de l'excentrement.

#### **2.2.1 Fondation filante (sol bicouche)**

Dans le cas d'un massif monocouche lâche, on observe (figure 2.8a) que le Modèle de Mohr-Coulomb surestime la rigidité du massif mais donne une charge limite qui est en bon

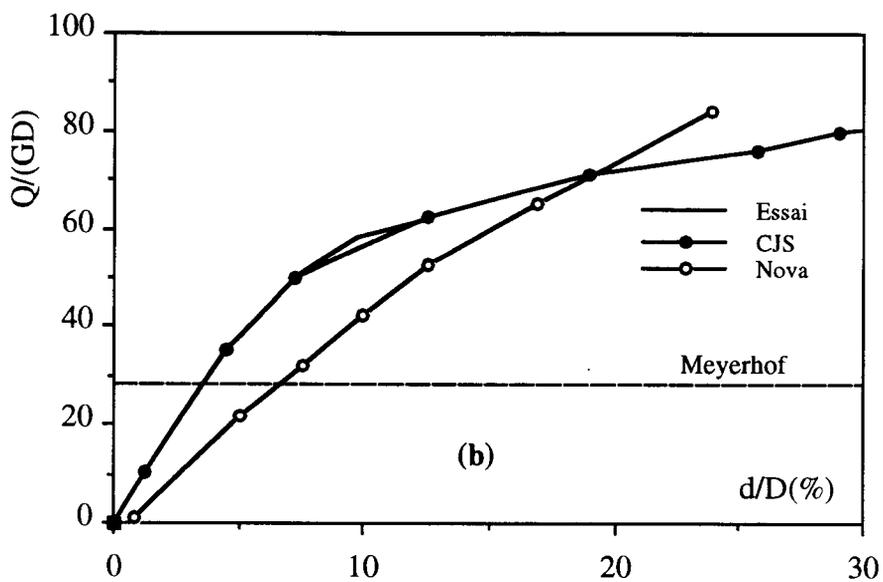
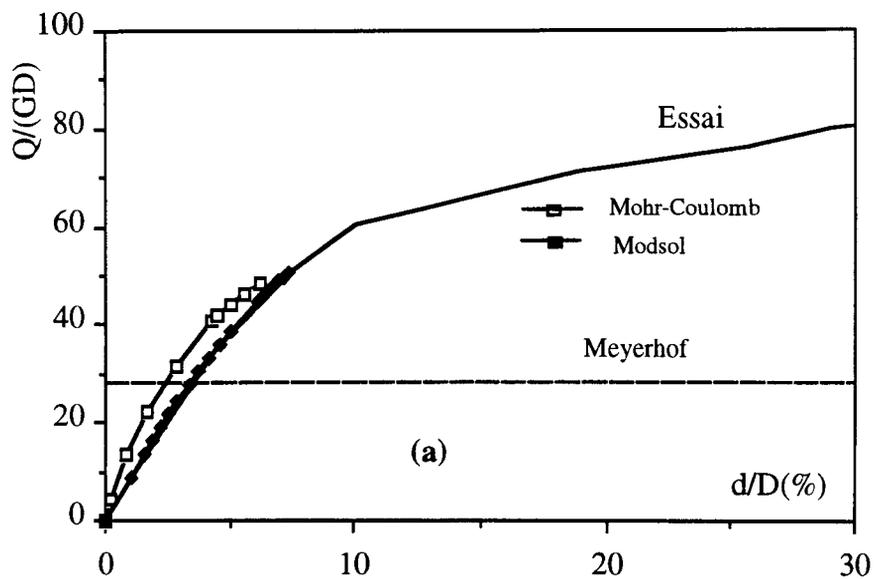


Figure 2.5 :

Simulation de l'essai d'enfoncement de la semelle circulaire  
(Sable d'Hostun dense) :

(a) : calculs réalisés avec les modèles de Mohr-Coulomb et Modsol,  
(b) : calculs réalisés avec les modèles de Nova et CJS.

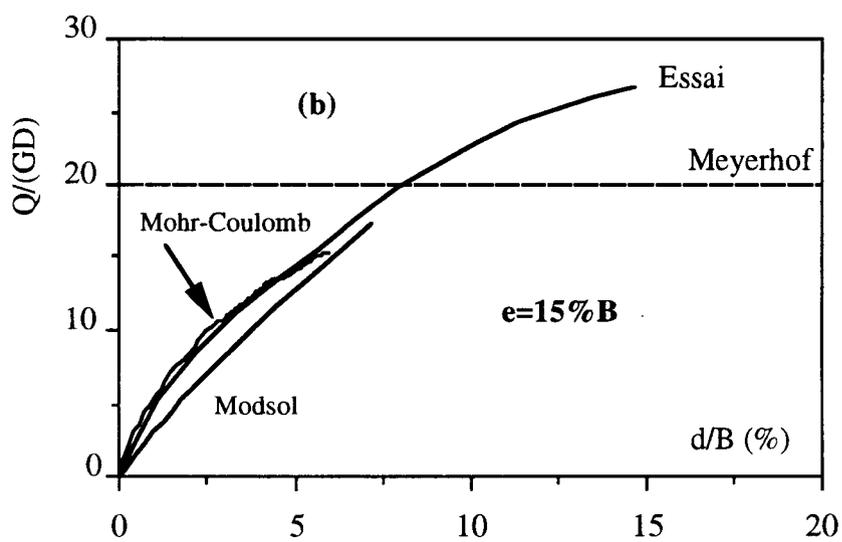
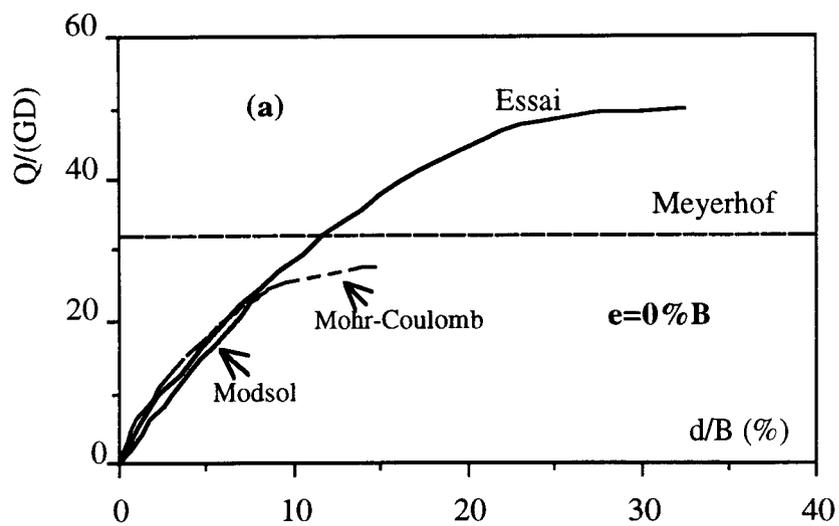


Figure 2.6 :

Résultats des simulations des essais d'enfoncement de la semelle filante dans un sol homogène (Sable d'Hostun moyennement dense)

- (a) : simulation de l'enfoncement avec un chargement centré,
- (b) : simulation de l'enfoncement avec un excentrement  $e=15\%B$ .

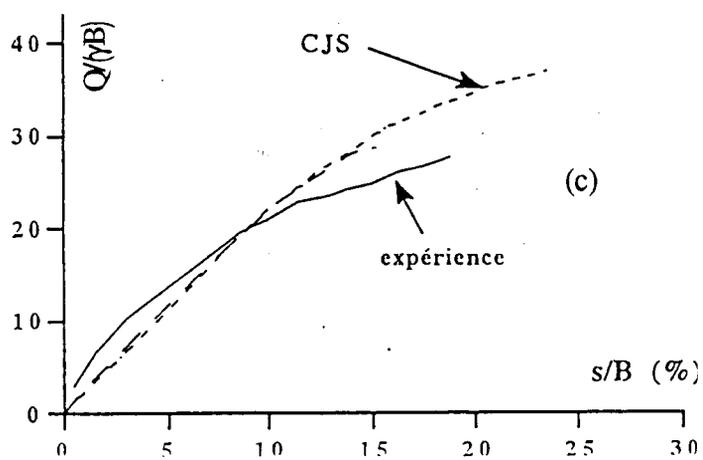
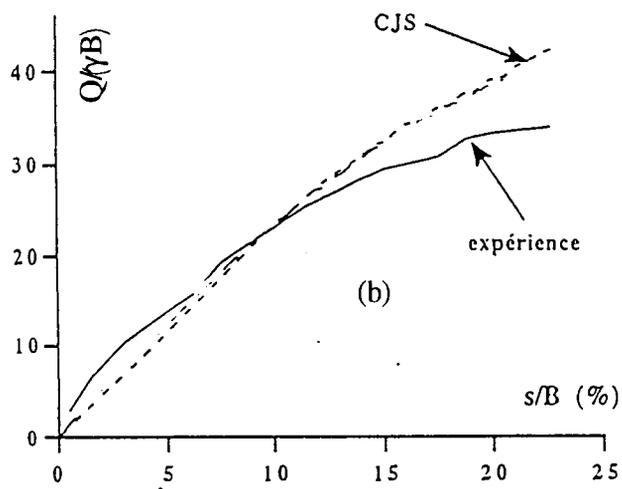
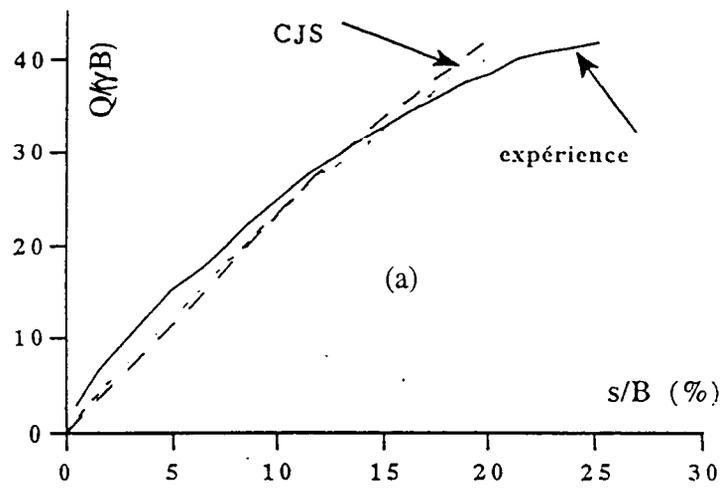


Figure 2.7 : Résultats des simulations réalisés avec le modèle CJS (Rézgui, 1993) :  
 (a) : Chargement centré; (b) :  $e=0,075B$ ; (c) :  $e=0,15B$

accord avec celle mesurée expérimentalement. Le modèle de Nova sous-estime légèrement la rigidité dans le sol au cours du chargement mais le calcul a pu être mené jusqu'à 85% de la charge limite expérimentale. Enfin, le modèle Modsol reproduit correctement le début de l'essai, mais il surestime la rigidité du sol au cours du chargement et sous-estime de l'ordre de 15% la charge limite expérimentale.

La charge limite calculée par la formule de Meyerhof (avec un angle de frottement de  $\phi=35^\circ$  pour le sable lâche) est sous-estimée par les trois modèles : 10% par le modèle de Mohr-Coulomb, 20% par le modèle Modsol et 25% par le modèle de Nova.

Pour le sol bicouche avec une hauteur de sable dense  $h=B$ , on note (figure 2.8b) que les modèles de Mohr-Coulomb et Modsol reproduisent correctement l'essai jusqu'à 65% de la charge limite expérimentale et sous-estiment de 50 % la charge théorique calculée par la formule de Purushothamaraj. Par ailleurs, le modèle de Nova sous-estime la rigidité du sol en début et au cours du chargement mais ne reproduit que 80% de la charge limite expérimentale.

Pour le sol bicouche ( $h=1,2B$ ), on observe (figure 2.8c) que les trois modèles surestiment les tassements au cours du chargement et ne reproduisent que 70% de la charge limite expérimentale. Les charges limites déterminées à l'aide de la formule de Purushothamaraj sont sous-estimées de 60% par ces modèles.

Dans le cas du sol monocouche dense, on remarque (figure 2.8d) que le modèle de Mohr-Coulomb sous-estime légèrement la rigidité dans le sol au cours du chargement, néanmoins le calcul a pu être mené jusqu'à 75% de la charge limite expérimentale, ce modèle sous-estime de 30% la charge limite calculée par la formule de Meyerhof. Les modèles de Nova et Modsol sous-estiment la rigidité initiale dans le sol mais donnent une bonne estimation de la charge limite atteinte au cours de l'essai et de la charge limite calculée par la formule de Purushothamaraj.

Les résultats des simulations réalisées avec le modèle CJS sont donnés dans les figures 2.9a à 2.9e. On remarque que le modèle donne de bons résultats pour l'ensemble des tests réalisés.

### **2.3 Etude paramétrique**

Les résultats des simulations numériques peuvent être influencés par de nombreux facteurs, notamment la détermination des paramètres rhéologiques et le choix des paramètres de calcul.

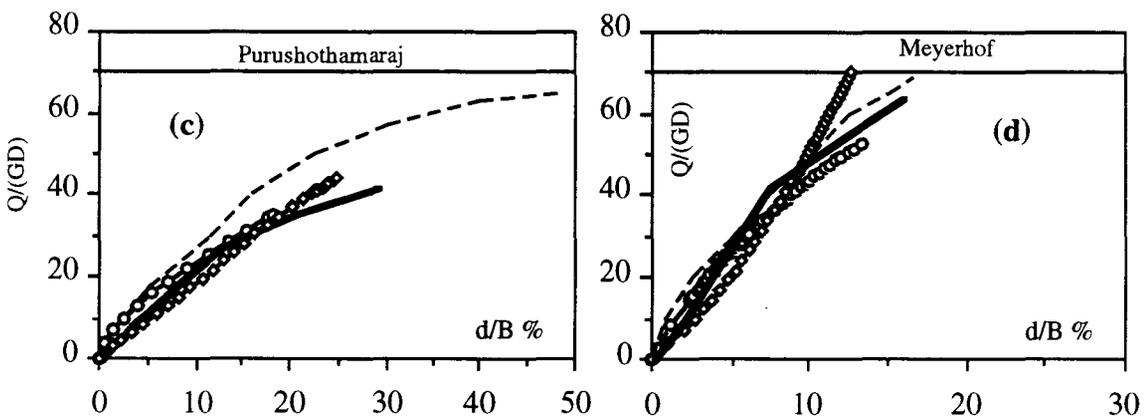
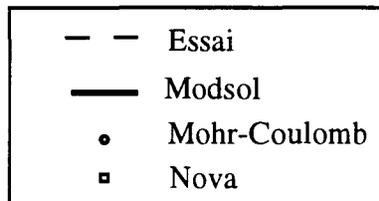
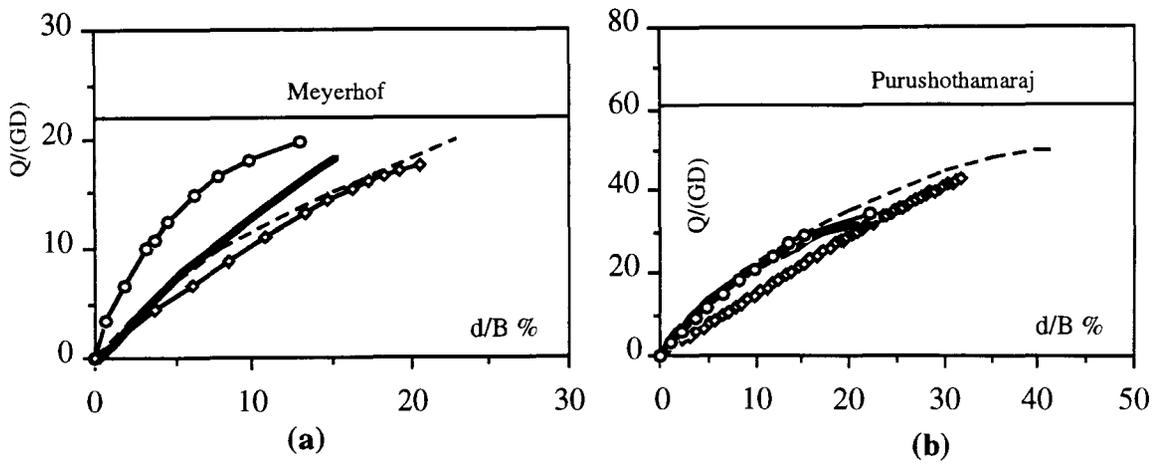
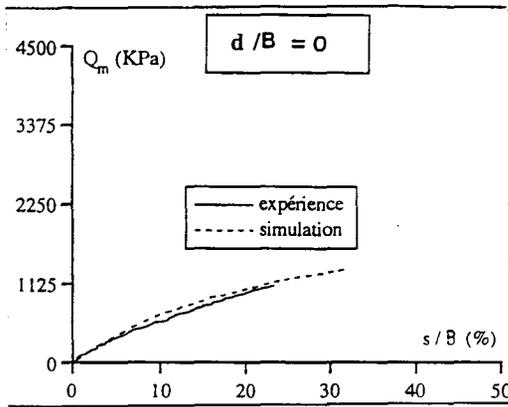
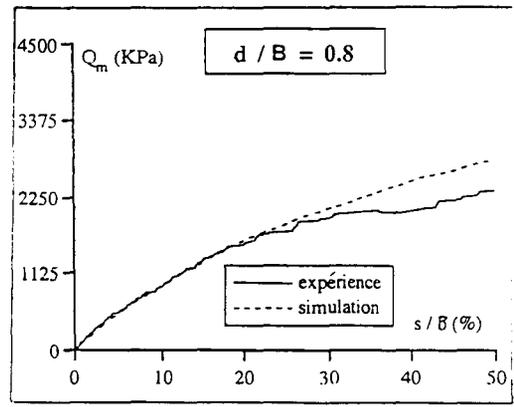


Figure 2.8 :

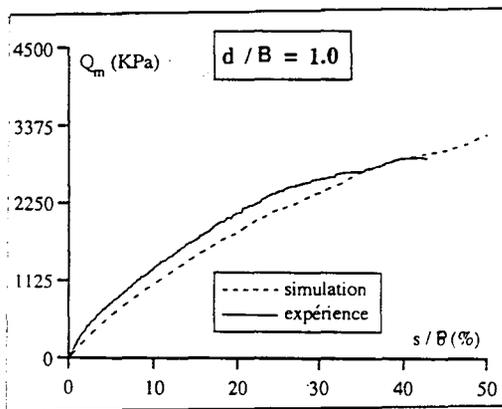
Résultats des simulations des essais d'enfoncement de la semelle filante dans un sol bicouche.  
 (a) : Sable lâche ; (b) :  $h/B = 1$  ; (c) :  $h/B=1,2$  ; (d) : Sable dense.



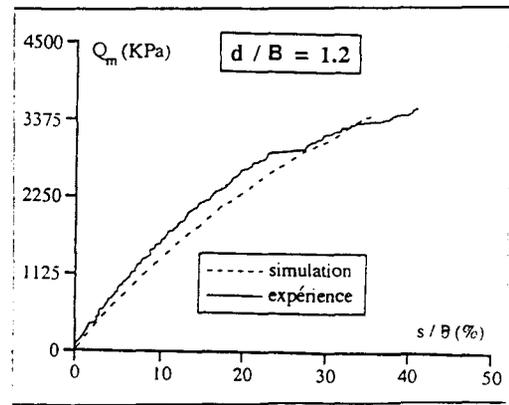
(a)



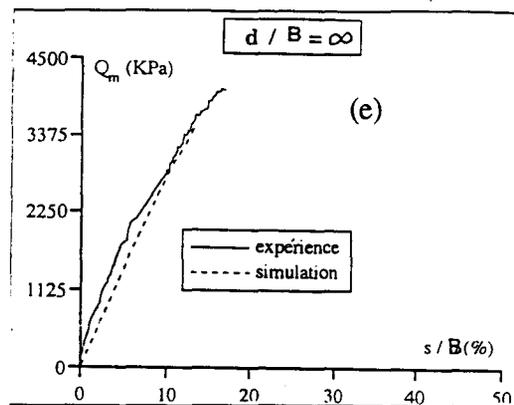
(b)



(c)



(d)



(e)

Figure 2.9

Simulations numériques réalisées avec le modèle CJS  
Semelle filante sur sol bicouche (Rezgui, 1993).

On se propose dans ce qui suit d'étudier l'effet de certains paramètres des modèles de Mohr-Coulomb et Modsol sur le calcul de la fondation filante.

Pour le modèle de Mohr-Coulomb, on a étudié l'effet d'une augmentation de 50% du module d'Young de 10% de l'angle de frottement et d'une diminution de 10% de l'angle de dilatance. Dans la figure 2.10, on a reporté l'effet de ces perturbations. On note qu'une augmentation de 50% du module d'Young induit une augmentation de 15% de la rigidité de la fondation et que l'augmentation de 10% de l'angle de frottement induit une augmentation de 80% de la charge limite de la fondation. Et enfin, une réduction de 10% de l'angle de dilatance a un effet négligeable sur le calcul de fondation.

Concernant le modèle Modsol, nous avons étudié les effets d'une diminution de 50% du module d'Young, d'une augmentation de 50% du paramètre b et d'une diminution de 10% de l'angle de frottement et de l'angle caractéristique.

Dans les figures 2.11a et 2.11b, on a reporté l'effet de ces perturbations sur l'essai triaxial et sur le calcul de la fondation. L'analyse des résultats obtenus montre que la perturbation du module d'Young et du paramètre b affecte peu le chemin triaxial, par contre l'effet sur le calcul de fondation est important. On constate qu'une réduction de 50% de E se traduit par une diminution de l'ordre de 35% de la rigidité de la fondation et l'augmentation de 50% du paramètre b induit une diminution de 20% de la rigidité de la fondation.

La diminution de 10% de l'angle de frottement a pour effet de diminuer la valeur du déviateur de contraintes à la rupture, l'effet sur l'évolution de la déformation volumique se traduit par une augmentation de la contractance. Par ailleurs, cette perturbation affecte le calcul de fondation en réduisant la résistance du sol au cisaillement de 35%.

Enfin, la diminution de 10% de l'angle caractéristique influence l'évolution de la déformation volumique où on relève une augmentation de la dilatance. L'effet sur le calcul de la fondation se manifeste par une augmentation de 20% de la rigidité de la fondation au cours du chargement.

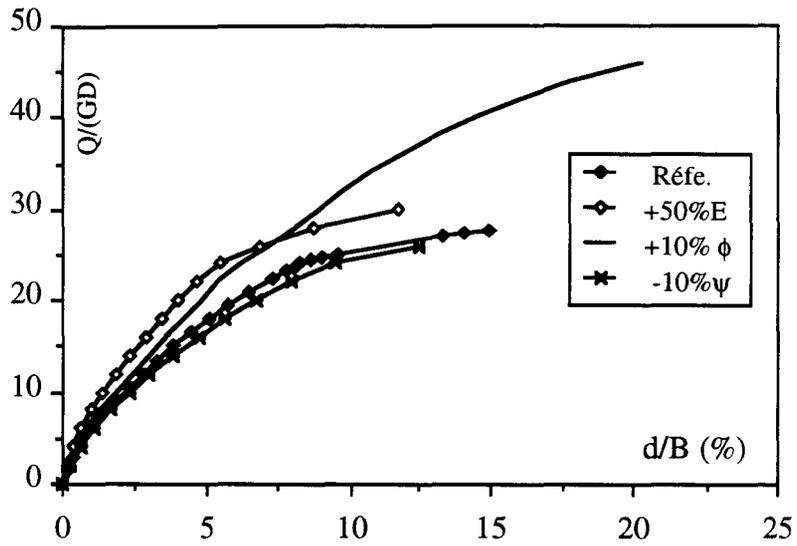


Figure 2.10 :

Effet de la perturbation des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb sur le calcul de fondation filante.

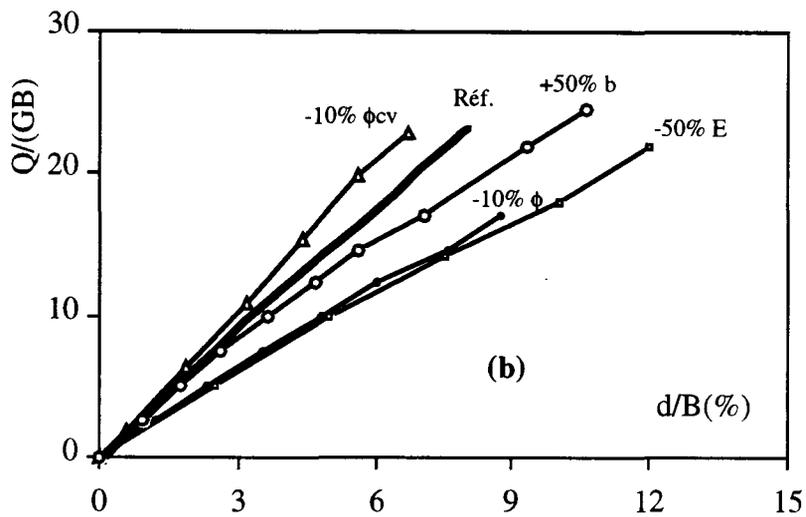
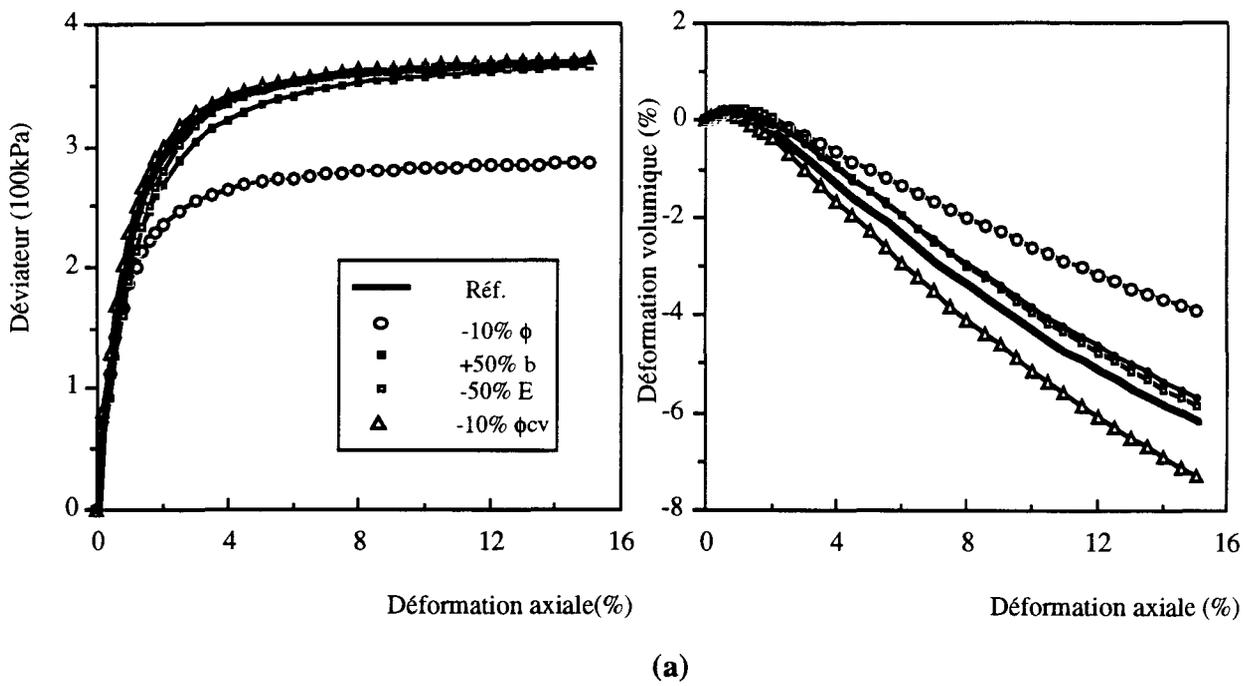


Figure 2.11 :

Effet de la perturbation des paramètres du modèle Modsol :  
 (a) : chemin triaxial,  
 (b) : calcul de fondation filante.

## **CHAPITRE 3**

# **VALIDATION SUR DES ESSAIS DE TUNNEL EN MODELE REDUIT CENTRIFUGE**

## CHAPITRE 3

### *Validation sur des essais de tunnel en modèle réduit centrifugé*

*Ce chapitre comporte des tests de validation de trois modèles (Mohr-Coulomb, Nova et Modsol) sur des essais de tunnel peu profond réalisés en centrifugeuse avec ou sans chargement en surface.*

*Après une description des essais réalisés en centrifugeuse, on présente les tests de validation effectués. Ce chapitre s'achèvera par une étude paramétrique avec le modèle Modsol et une analyse des chemins parcourus dans le tunnel.*

*Les résultats obtenus sont comparés avec les simulations réalisées avec deux autres modèles : le modèle d'Hujeux et le modèle CJS.*

#### **3.1 Dispositif et programme expérimental**

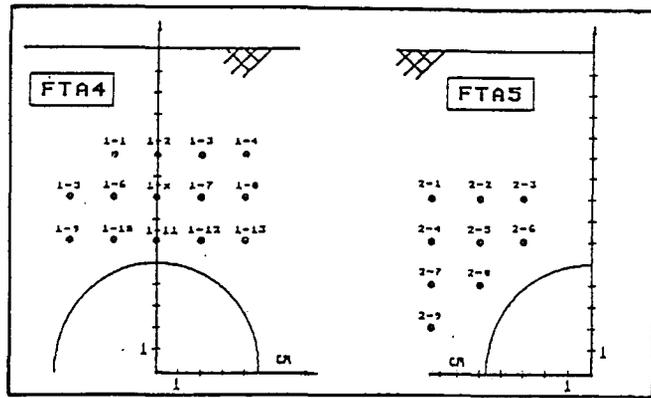
Le LCPC de Nantes a effectué deux types d'essais d'une cavité souterraine cylindrique non revêtue en section courante.

L'application du chargement a été précédée par une augmentation progressive de l'accélération jusqu'à 50 g accompagnée d'un ajustement de la pression dans la cavité de sorte qu'elle soit égale à la contrainte verticale géostatique au niveau du radier. L'évolution du champ de déplacement a été suivie en certains points repérés par des marqueurs au moyen d'un système de traitement vidéo. La première série d'essais a comporté uniquement un déconfinement du tunnel jusqu'à la rupture (Chambon, 1990). La seconde série a comporté un déconfinement jusqu'à une pression dans la cavité de 25 kPa, suivi par un chargement en surface jusqu'à la rupture (Chambon et Rault, 1992).

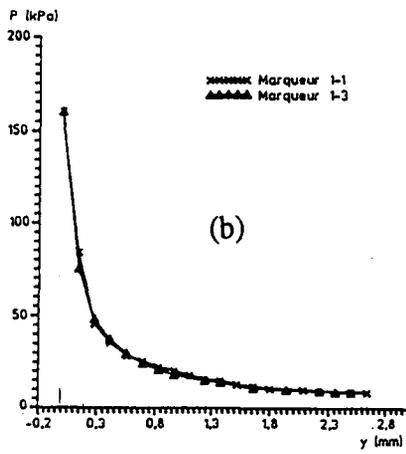
#### **3.2 Validation sur les essais de déconfinement**

##### **3.2.1 Résultats des essais**

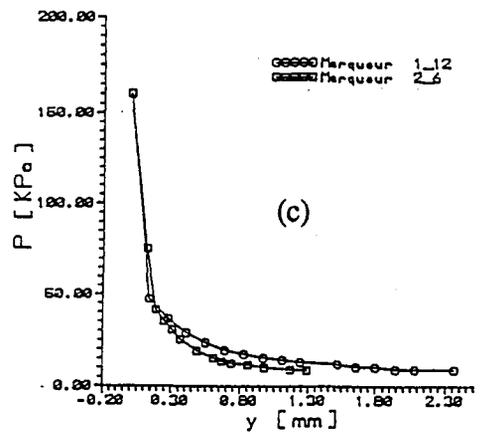
Deux essais notés FTA4 et FTA5 dans la figure 3.1a ont été réalisés avec le sable de Fontainebleau ( $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ ). Dans la figure 3.1b, on a reporté la réponse de deux marqueurs symétriques par rapport à l'axe vertical passant par le centre de la cavité. On retrouve un bon accord entre les déplacements. Ceci établit, d'une part, que le dit axe est effectivement un axe de symétrie pour le modèle physique, et, d'autre part, que la dispersion sur les résultats est faible. La répétabilité de l'essai est illustrée dans la figure 3.1c, où on a reporté le déplacement vertical pour deux points homologues des deux expériences. La pression de rupture fournie par les deux essais est de l'ordre de 8 kPa. Dans ce qui suivra, le



(a)



(b)



(c)

Figure 3.1 :

- (a) Essais de déconfinement (Sable de Fontainebleau),
- (b) Résultats des essais pour deux marqueurs symétriques,
- (c) Répétabilité de l'essai.

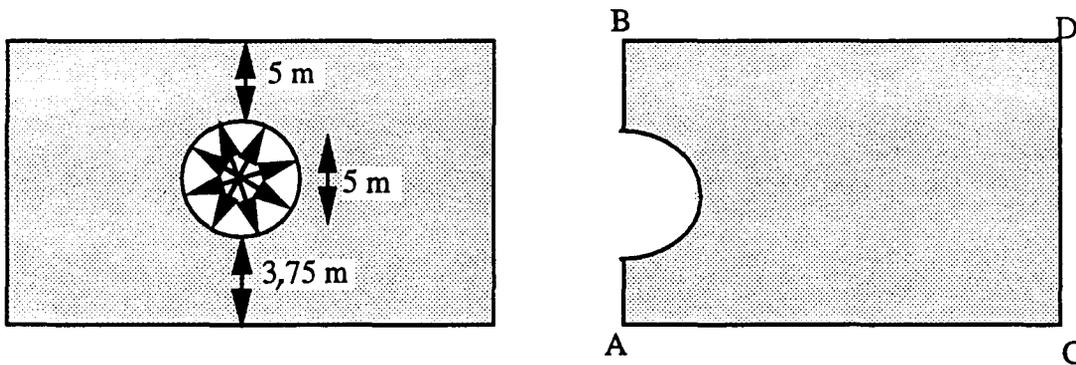


Figure 3.2 : Description du tunnel.

dépouillement des résultats des simulations sera fait aux points correspondants aux marqueurs 1-11 et 2-6.

### 3.2.2 Modélisation

La figure 3.2 donne la description du tunnel. La modélisation consiste à appliquer sur les bords de la cavité une pression uniforme et à la faire diminuer progressivement jusqu'à la rupture. Vu la symétrie du problème, la moitié du domaine a été considérée.

Les conditions aux limites considérées sont :

- déplacement vertical bloqué sur AC,
- déplacement horizontal bloqué sur AB et CD

L'état initial dans le massif est supposé oedométrique. Le poids des terres est appliqué en plusieurs incréments ainsi que la pression jusqu'à ce que celle-ci atteigne 160 kPa. On procède par la suite au déconfinement de la cavité avec des incréments de 5 kPa jusqu'à la rupture.

Les jeux de paramètres utilisés ont été donnés dans le premier chapitre, ils sont rappelés dans les tableaux 3.1a et 3.1b.

### 3.2.3 Simulation avec le modèle de Mohr-Coulomb

Une étude préliminaire a été effectuée avec le modèle de Mohr-Coulomb pour fixer les paramètres de calcul. Elle a comporté une étude de l'effet de l'étendue du domaine et du maillage sur les résultats des simulations numériques (Shahrour et Zaher, 1993).

#### *Effet de l'étendue du domaine*

Le calcul a été effectué avec trois largeurs ( $L=3D$ ,  $L=5D$ ,  $L=7D$ ,  $D$  étant le diamètre du tunnel). La figure 3.3 donne le déplacement vertical en clef de voûte. On constate qu'avec une largeur de  $10D$  on obtient des résultats satisfaisants. On peut donc considérer qu'à cette distance l'effet de bord du domaine sur le comportement de la cavité est quasiment nul.

#### *Effet du maillage*

Trois maillages ont été considérés (figures 3.4a à 3.4c). Le premier comprenait 32 éléments quadrilatères à huit noeuds (Q8), le deuxième comprenait 116 éléments (Q8) et le dernier comprenait 183 éléments (Q8). La figure 3.4d donne la reproduction de la phase de déconfinement. On remarque que le premier maillage donne une surestimation de la rigidité du sol, alors que les deux derniers donnent des résultats concordants.

Dans la suite, on utilisera une étendue du domaine de  $5D$  et le deuxième maillage.

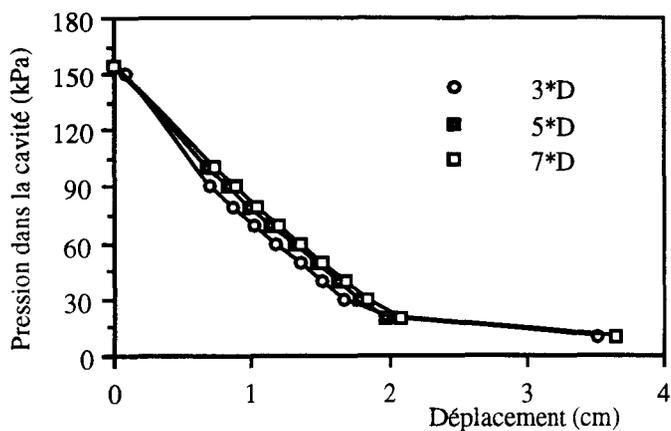
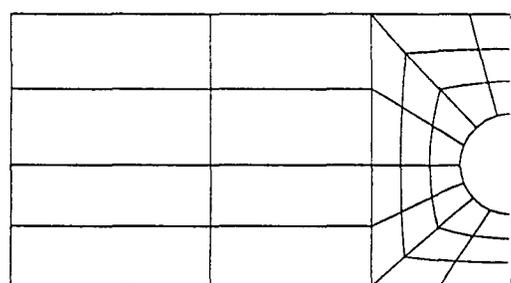
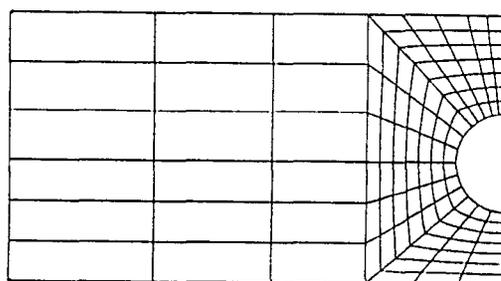


Figure 3.3 :

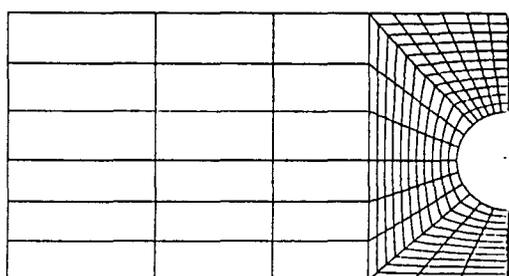
Calcul du tunnel : Effet de l'étendue du domaine.



(a)



(b)



(c)

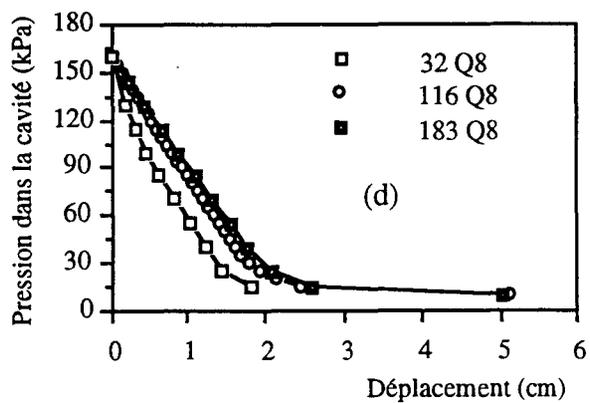


Figure 3.4 :

Calcul du tunnel : Effet de la discrétisation du domaine,  
 (a) : Maillage à 32 Q8; (b) : Maillage à 116 Q8; (c) : Maillage à 183 Q8.  
 (d) : Résultats des simulations avec différents maillages.

## ***Résultats des simulations***

Les résultats des simulations numériques sont donnés dans les figures 3.5a et 3.5b. On remarque une bonne reproduction de la phase initiale du déconfinement, néanmoins l'apparition d'un palier est rapide, ceci peut être attribué à l'absence d'écroutissement dans le modèle. La pression limite atteinte est de l'ordre de 10 kPa, alors que celle mesurée expérimentalement est de l'ordre de 8 kPa.

### **3.2.4 Simulation avec le modèle Modsol**

Les figures 3.6a et 3.6b donnent les résultats des simulations obtenus. On remarque une bonne reproduction de la rigidité initiale et de la plastification progressive du tunnel, un palier franc est atteint avec une pression limite de l'ordre de 9 kPa qui est très proche de celle mesurée expérimentalement (8 kPa).

Afin de mieux cerner les résultats obtenus avec le modèle Modsol, une étude paramétrique a été effectuée pour analyser l'influence de certains facteurs sur les simulations effectuées avec le modèle. Nous allons ci-après, présenter l'influence de la perturbation des paramètres du modèle ainsi que l'influence du nombre d'incrémentes et de l'ordre d'intégration.

L'effet de la perturbation des paramètres mécaniques sur l'essai triaxial drainé a été examiné dans le chapitre précédent, dans ce qui suit, on abordera uniquement l'influence de cette perturbation sur le calcul de tunnel.

#### **Influence de la perturbation des paramètres du modèle**

Une augmentation de 50% du module d'Young initial  $E_0$  induit une augmentation importante de la rigidité du tunnel (figure 3.7a). Du fait que cette perturbation affecte très peu les simulations du chemin triaxial il faut associer à la détermination de ce paramètre d'autres types d'essais (essais triaxiaux non drainés, essais in-situ,...).

Une augmentation de 50% du paramètre  $b$  n'a pas d'effet sur le calcul du tunnel (figure 3.7a). Par ailleurs, l'effet d'une perturbation de +10% de l'angle de frottement se manifeste en fin de déconfinement (figure 3.7b), on note une augmentation de l'ordre de 30% de la pression limite.

#### **Effet du nombre d'incrémentes**

Un calcul a été effectué avec 15 incrémentes (le calcul de référence a été effectué avec 35 incrémentes). Les résultats obtenus sont donnés sur la figure 3.7c. On note que la réduction du nombre d'incrémentes n'affecte pas la réponse du modèle.

E(100kPa)	$\nu$	$\phi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	c(kPa)
450	0,33	39	14	0

Tableau 3.1a : Jeu de paramètres du modèle de Mohr-Coulomb (Sable de Fontainebleau).

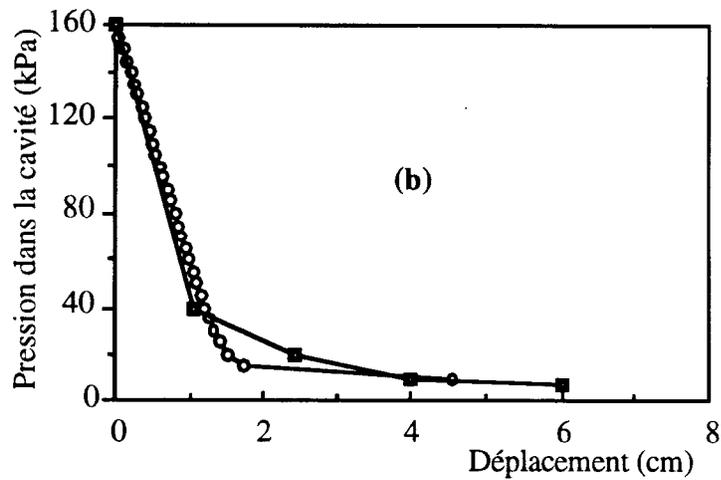
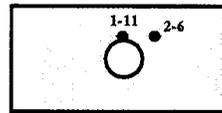
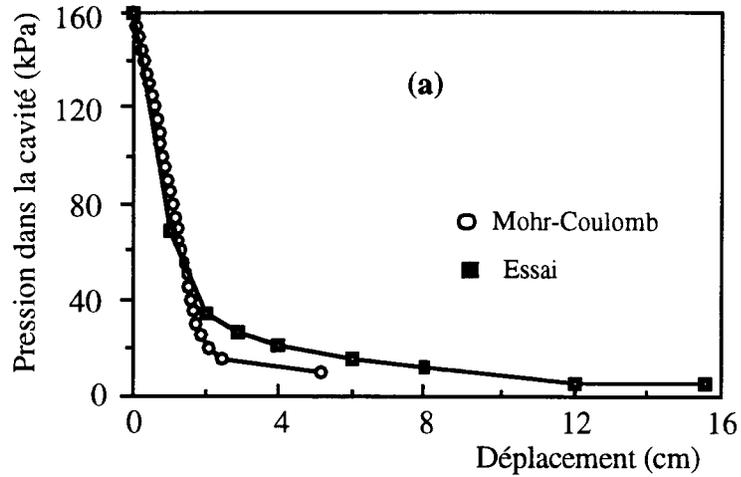


Figure 3.5 : Calcul de tunnel

Résultats des simulations de l'essai de déconfinement de tunnel  
 (Modèle Mohr-Coulomb) :  
 (a) : Résultat au point 1-11,  
 (b) : Résultat au point 2-6.

$E_0(100\text{kPa})$	$\nu_0$	$n$	$\phi(^{\circ})$	$\phi_{cv}(^{\circ})$	$a$	$b$	$c$	$d$	$\alpha_g$
450	0,36	0,5	40,5	26	1	0,002	0	0	4,5

Tableau 3.1b : Jeu de paramètres du modèle Modsol (Sable de Fontainebleau).

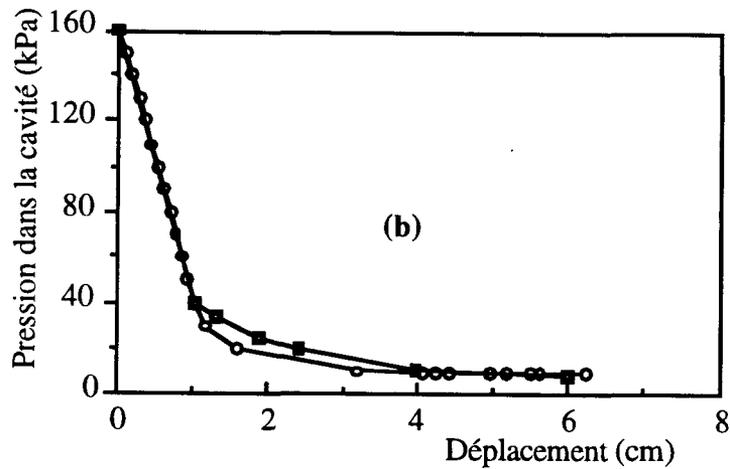
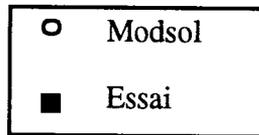
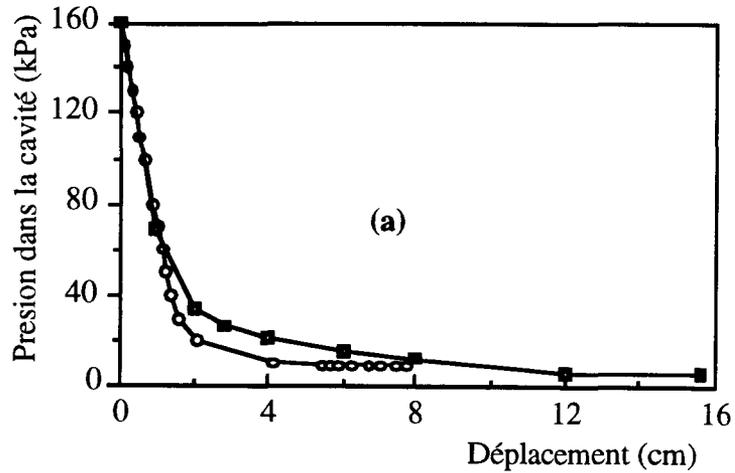


Figure 3.6 : Calcul de tunnel

Résultats de simulation de l'essai de déconfinement de tunnel (Modèle Modsol) :

(a) : Résultat au point 1-11,

(b) : Résultat au point 2-6.

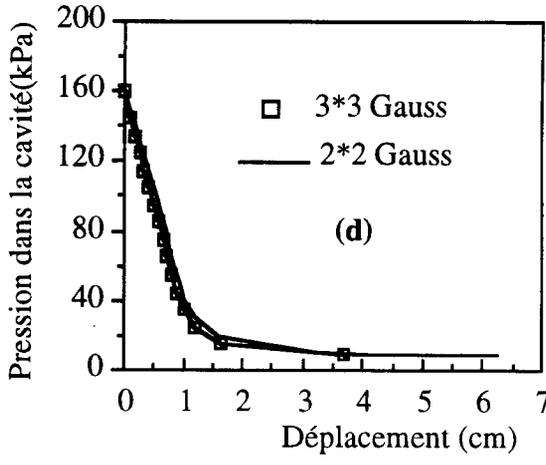
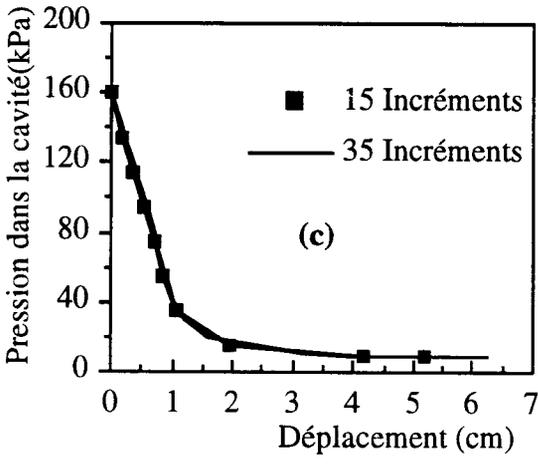
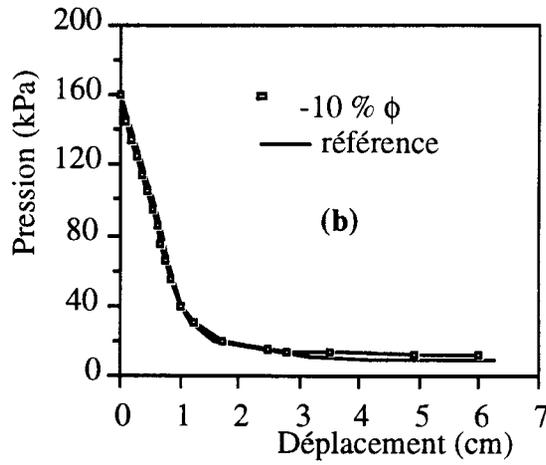
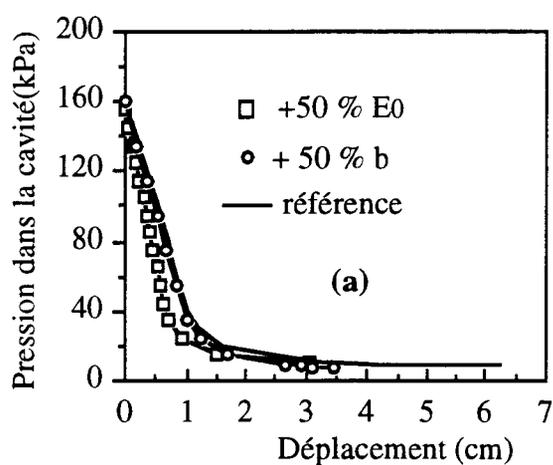


Figure 3. 7 : Calcul de tunnel.

Effet de la perturbation des paramètres du modèle Modsol sur le calcul du tunnel.

### Effet de l'ordre d'intégration

Un calcul a été réalisé avec 3\*3 points d'intégration, les résultats des simulations (figure 3.7d) montrent que l'ordre d'intégration a un effet négligeable sur la réponse du modèle.

#### **3.2.5 Résultats obtenus avec d'autres modèles**

Les figures 3.8a et 3.8b récapitulent les résultats obtenus avec les modèles CJS, d'Hujeux et de Nova (Cambou et al, 1991). On constate que le modèle de Nova reproduit bien la phase initiale de l'essai jusqu'à une pression de 50 kPa. Au-delà de ce seuil, il sous-estime les déplacements et prédit une pression limite de l'ordre de 6 kPa (inférieure à celle mesurée expérimentalement). Le modèle CJS reproduit bien l'essai et estime correctement la pression limite. Quant au modèle d'Hujeux, il sous-estime la rigidité du sol ce qui engendre des déplacements élevés au cours de l'essai et donne par ailleurs une pression limite de l'ordre de 10 kPa.

#### **3.2.6 Etude des chemins parcourus dans le tunnel**

Dans cette étude, on s'est intéressé aux chemins des contraintes parcourus dans le tunnel. Deux points ont été choisis (figure 3.9) : en clef de voûte (A) et au rein (B). Cette étude a été menée avec le modèle Modsol.

Dans les figures 3.10a et 3.10b, on donne l'évolution des contraintes en ces points. Les contraintes sont prises positives en compression. On vérifie que la contrainte de cisaillement est nulle tout au long de déconfinement au point A et qu'elle est très faible au point B. La contrainte radiale ( $\sigma_{rr}$ ) diminue jusqu'à atteindre un palier. Cette diminution est due au déconfinement que subit la cavité. La contrainte ( $\sigma_{\theta\theta}$ ) augmente en phase élastique et passe par un maximum avant d'atteindre la phase plastique et se stabiliser. Par ailleurs, on remarque que la pression moyenne augmente très légèrement pendant la phase élastique et décroît par la suite pour atteindre un palier. La diminution de ces contraintes serait signe de la présence de zones d'extension dans le tunnel.

### **3.3 Validation sur le tunnel avec un chargement en surface**

#### **3.3.1 Résultats des essais**

Les essais ont été réalisés avec le sable d'Hostun R.F. moyennement dense ( $\gamma = 15,5 \text{ kN/m}^3$ ). Il a comporté un déconfinement de la cavité jusqu'à atteindre une pression de 25 kPa, suivi par un chargement en surface jusqu'à la rupture.

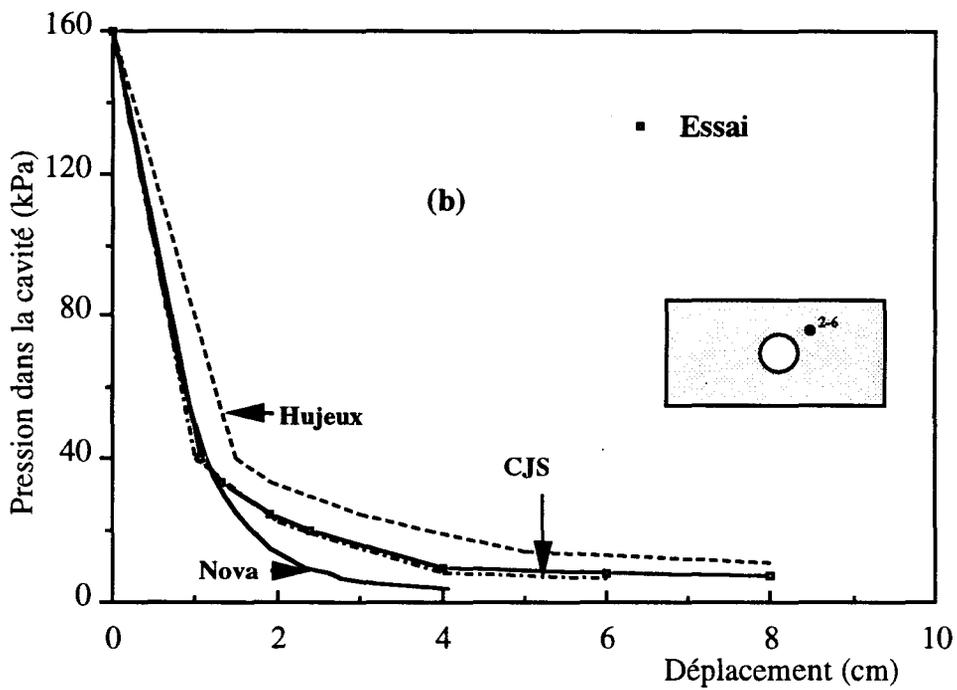
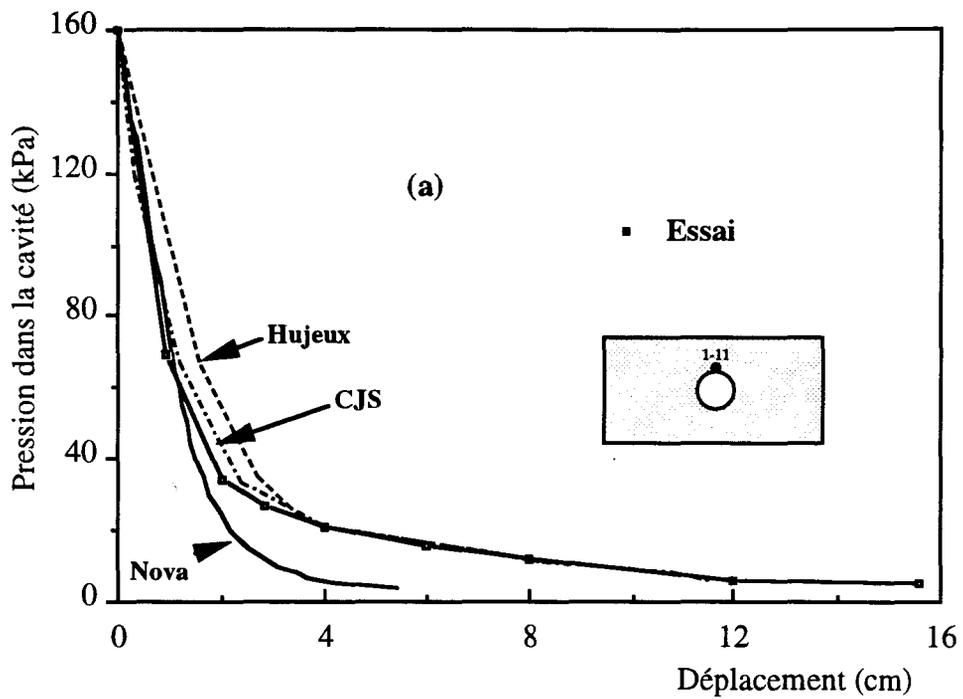


Figure 3.8 : Calcul de tunnel,

Simulations de l'essai de déconfinement de tunnel réalisées avec différents modèles :  
 (a) Résultats au point 1-11; (b) Résultats au point 2-6.

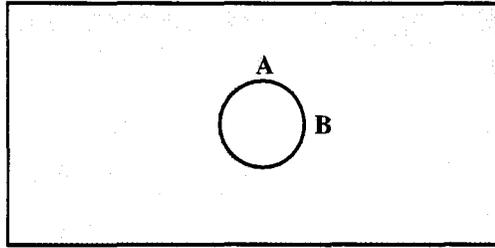


Figure 3.9 : Points de dépouillement de l'étude des chemins.

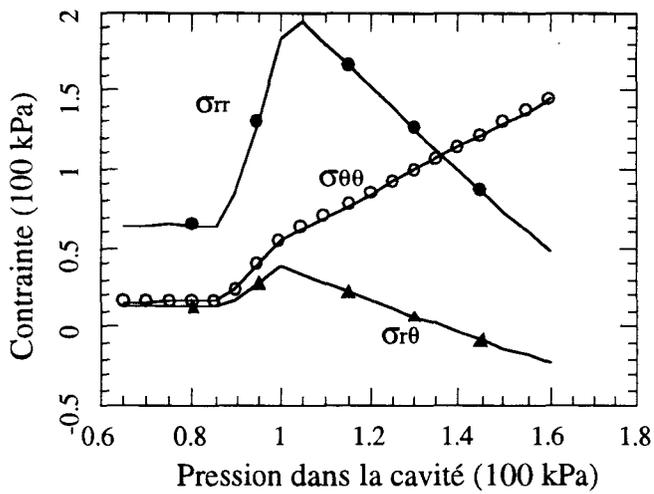
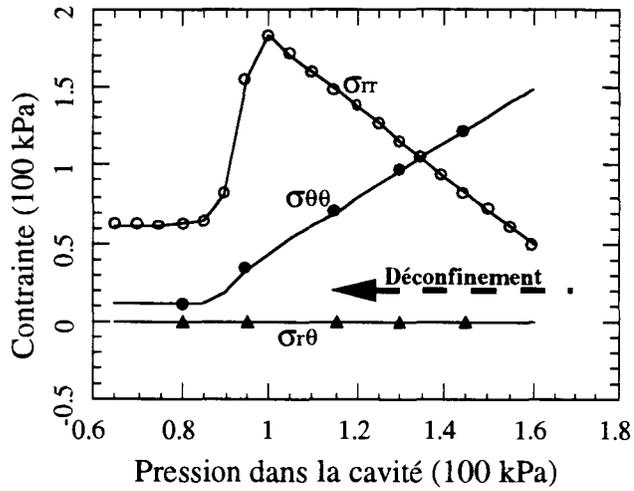


Figure 3.10 : Chemins de contraintes parcourus dans le tunnel.

- (a) : Contraintes au point en clef de voûte,
- (b) : Contraintes au point sur le rein.

Deux essais ont été réalisés : Tu2 et Tu3-2, les résultats obtenus aux différents marqueurs sont représentés dans les figures 3.11a à 3.11b.

On constate que l'essai Tu3-2 fournit des déplacements plus importants que l'essai Tu2, l'écart apparaît surtout à la fin du déconfinement. Pour la phase de chargement de la fondation, on observe que les deux essais fournissent des résultats très voisins et que les charges limites sont proches.

### 3.3.2 Modélisation

La modélisation a comporté deux phases :

(i) une réduction de la pression sur la cavité jusqu'à atteindre une pression de 25 kPa,  
(ii) un maintien de cette pression et l'application d'un chargement en surface par le biais d'une semelle filante jusqu'à la rupture. Le modèle physique embarqué en centrifugeuse est illustré dans la figure 3.12a, l'emplacement des capteurs y est aussi indiqué.

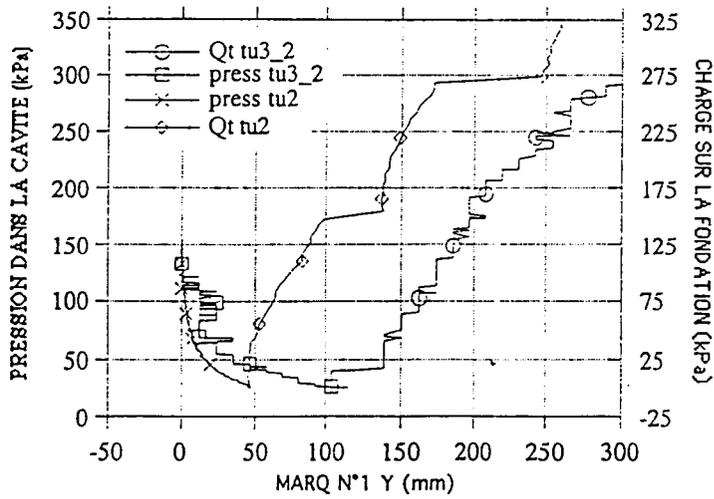
Du fait que le chargement par le biais de la fondation n'est pas symétrique par rapport à l'axe du tunnel, on tiendra compte de la totalité du massif. Le maillage adopté est illustré dans la figure 3.12b, il comprend 234 éléments quadrilatères à huit noeuds et 772 noeuds. L'état initial dans le massif est supposé oedométrique. Le poids des terres ainsi que la pression sur la cavité sont appliqués en plusieurs incréments.

### 3.3.3 Simulation avec le Modèle de Mohr-Coulomb

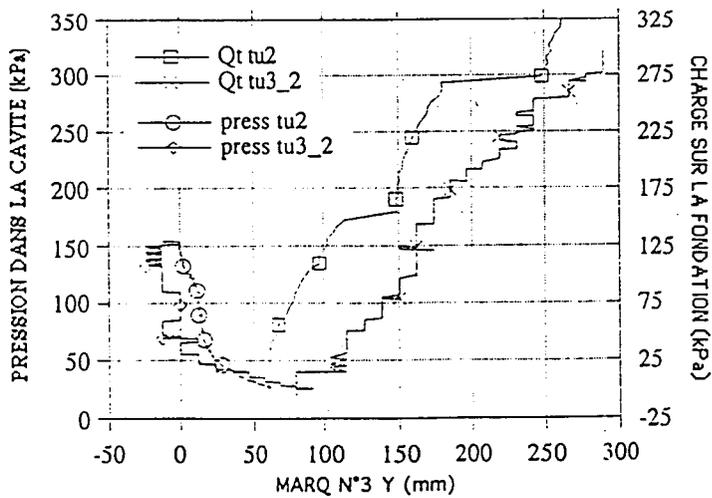
Les figures 3.13a et 3.13b donnent les résultats obtenus avec le jeu de paramètres déterminé au premier chapitre (rappelé dans le tableau 3.2a). On observe que le modèle surestime la rigidité initiale du sol et simule mal la plastification progressive du tunnel. Concernant la phase de chargement de la fondation, on observe que le modèle surestime la rigidité initiale et prédit une charge limite inférieure à celle mesurée expérimentalement (de l'ordre 300 kPa).

Vu le faible niveau de contraintes générées dans le massif, un jeu de paramètres a été calé sur l'essai triaxial réalisé à la pression de confinement de 100 kPa. Le nouveau jeu de paramètres est donné dans le tableau 3-5 . Le module d'Young et l'angle de dilatance ont été réduits de 50% par rapport aux valeurs déterminées sur l'ensemble des essais triaxiaux (tableau 3.2a). La simulation de l'essai triaxial à 100 kPa est donnée dans les figures 3.14a et 3.14b.

Les résultats des nouvelles simulations numériques sont reportés dans les figures 3.14c et 3.14d. On remarque une nette amélioration de la phase de déconfinement. Ceci se traduit par une meilleure estimation de la rigidité du tunnel (100% de déplacement en plus par rapport au calcul réalisé avec le jeu de paramètres initial). Cependant, on note l'absence d'une plastification progressive du tunnel. Pour la phase de chargement de la fondation, on observe une amélioration de la rigidité initiale et l'apparition d'une phase de plastification avec un



(a)



(b)

Figure 3.11:

Résultats des expérimentation de l'essai de déconfinement  
 du tunnel avec chargement en surface (LCPC-Nantes) :  
 (a) Résultats au marqueur 1,  
 (b) Résultats au marqueur 3.

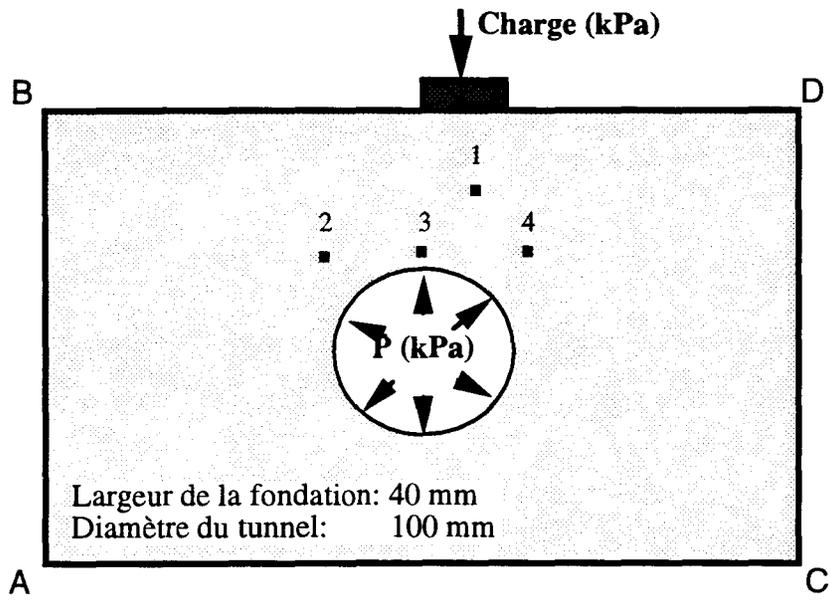


Figure 3.12a : Géométrie du modèle embarqué en centrifugeuse.

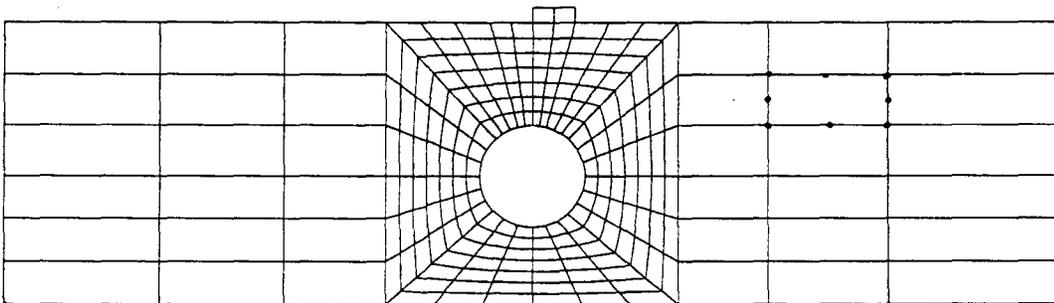


Figure 3.12b : Maillage utilisé pour le calcul du tunnel avec chargement en surface.

E(100kPa)	$\nu$	$\phi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	c(kPa)
850	0,28	37	5,5	0

Tableau 3.2a : Jeu de paramètres initial du modèle de Mohr-Coulomb.  
(Sable d'Hostun moyen )

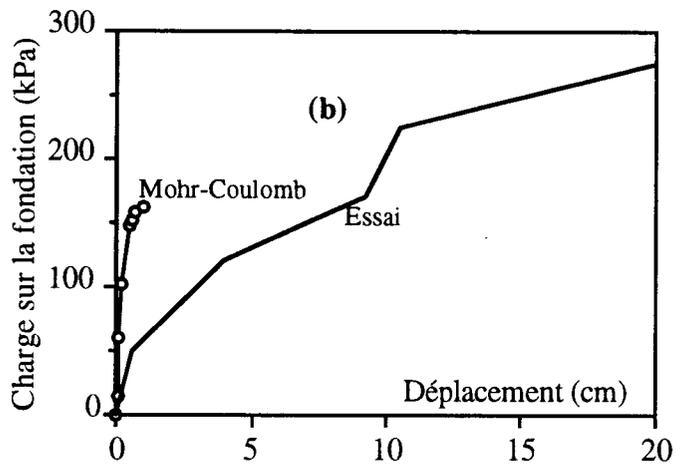
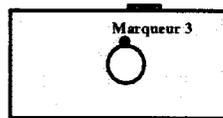
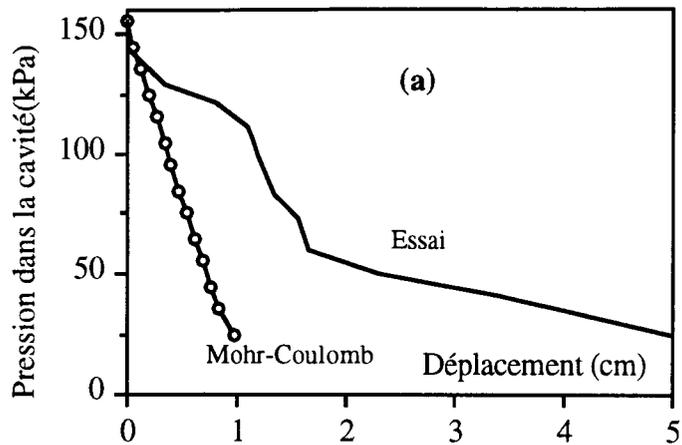


Figure 3.13 : Calcul de tunnel,

Résultats de simulation de l'essai de déconfinement de tunnel  
avec chargement en surface (modèle Mohr-Coulomb : marqueur 3).

- (a): Simulation de la phase de déconfinement ;
- (b): Simulation de la phase de chargement de la fondation.

E(100kPa)	$\nu$	$\phi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	c(kPa)
350	0,28	37	10	0

Tableau 3.2b: Jeu de paramètres du modèle de Mohr-Coulomb déterminé à partir de l'essai de faible confinement ( $P_c=100$  kPa).

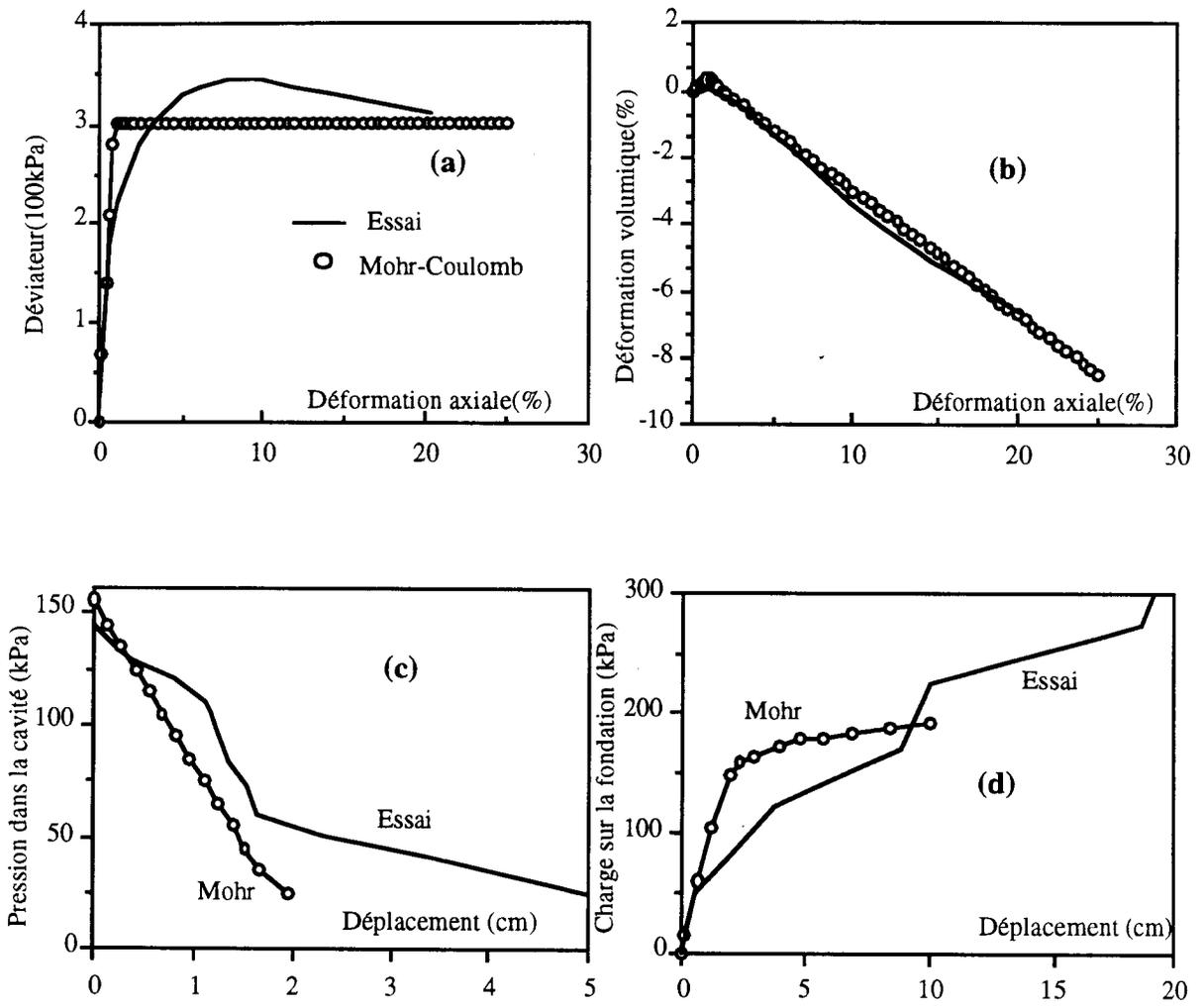


Figure 3.14 : Calcul de tunnel,

Simulation de l'essai de déconfinement de tunnel avec chargement en surface. Calculs réalisés avec le jeu de paramètres déterminés à partir de l'essai de faible confinement ( $P_c=100$  kPa).

- (a) et (b) : Reproductions de l'essai triaxial réalisé à  $P_c=100$  kPa,
- (c) : Simulation de la phase de déconfinement;
- (d) : Simulation de la phase de chargement de la fondation.

$E_0(100\text{kPa})$	$\nu_0$	$n$	$\phi(^{\circ})$	$\phi_{cv}(^{\circ})$	$a$	$b$	$c$	$d$	$\alpha_g$
650	0,27	0,5	36	30	1	0,0025	0	0	4,5

Tableau 3.3 : Jeu de paramètres du modèle Modsol. (Sable d'Hostun moyen)

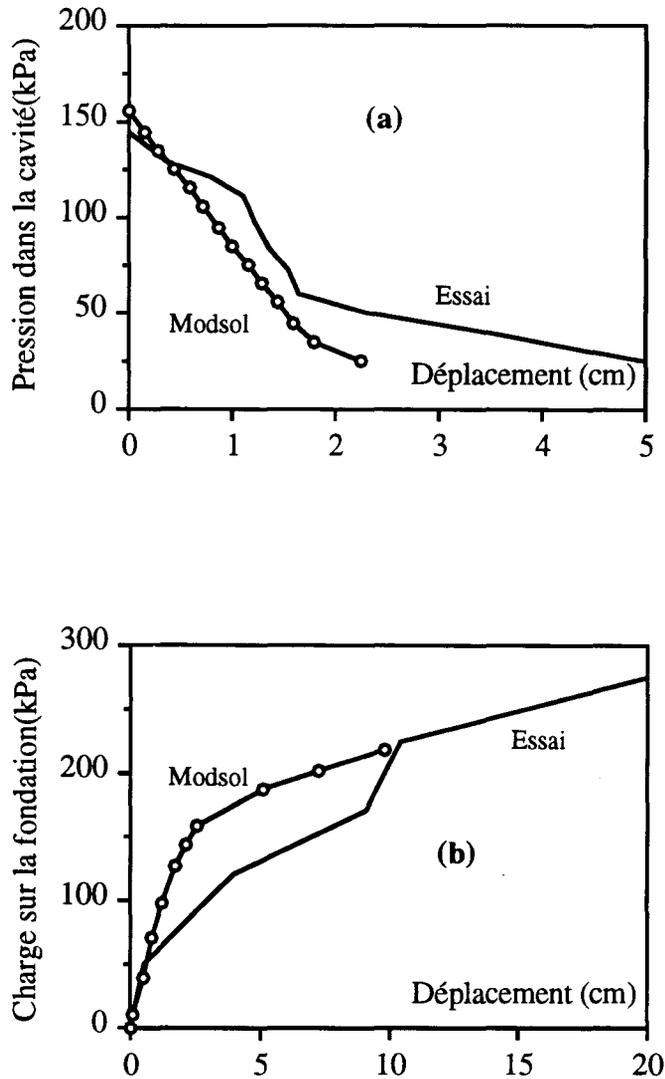


Figure 3.15 : Calcul de tunnel,

Résultats de simulation de l'essai de déconfinement de tunnel avec chargement en surface (Modèle Modsol : Maqueur 3).

(a): Simulation de la phase de déconfinement,

(b): Simulation de la phase de chargement de la fondation.

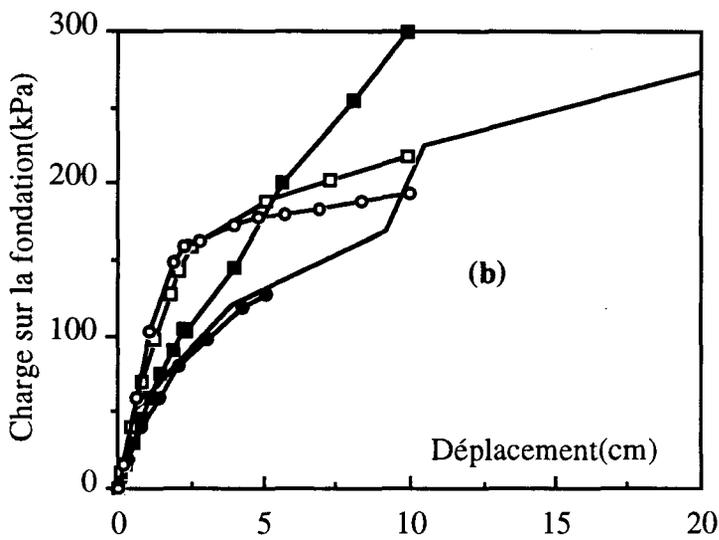
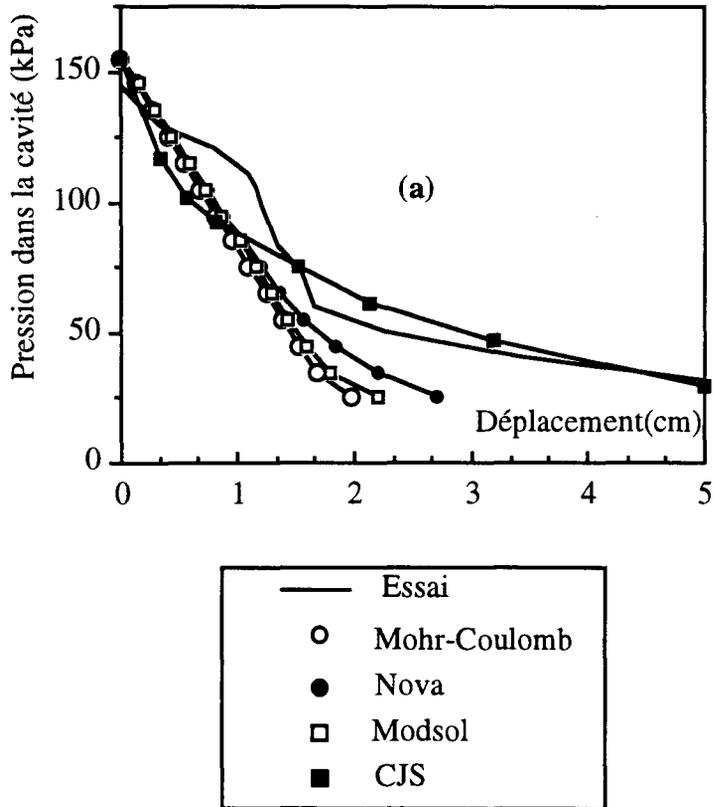


Figure 3.16 : Calcul de tunnel,

Résultats de simulation de l'essai de déconfinement de tunnel avec chargement en surface.

Calculs réalisés avec différents modèles. (Marqueur 3)

(a) : Phase de déconfinement de la cavité,

(b) : Phase de chargement de la fondation.

palier. Néanmoins, le modèle donne une charge limite de l'ordre de 200 kPa, inférieure à celle mesurée expérimentalement (300 kPa).

Ces nouvelles simulations montrent la grande importance de l'identification des paramètres rhéologiques du modèle de Mohr-Coulomb à partir des essais de laboratoire réalisés à des confinements proches de celles existant dans l'ouvrage, en l'occurrence des pressions faibles dans le cas des tunnels peu profonds.

### **3.3.4 Simulation avec le modèle Modsol**

Le jeu de paramètres utilisé a été présenté dans le premier chapitre (rappelé dans le tableau 3.2b).

#### ***Résultats des simulations:***

Les figures 3.15a et 3.15b présentent les résultats obtenus. Les cassures survenues au cours de l'essai de déconfinement ne permettent pas d'estimer correctement l'évolution de la phase initiale du déconfinement. Le modèle donne une phase linéaire qui s'étend jusqu'à la pression de 50 kPa. Au delà de ce seuil, une inflexion apparaît, signe de l'amorce d'un palier. Pour la phase de chargement de la fondation, on observe que le modèle simule bien la rigidité initiale est ceci jusqu'à 20% de la charge appliquée au cours de l'essai. Au delà de cette valeur, une rigidité excessive est induite et la charge calculée reste inférieure à celle mesurée expérimentalement.

### **3.3.5 Résultats obtenus avec d'autres modèles**

Les résultats des simulations réalisées avec le modèle de Nova et le modèle CJS (Rézgui, 1993) sont donnés dans les figures 3.16a et 3.16b. On remarque que le modèle de Nova reproduit bien la phase de déconfinement jusqu'à une pression de 50 kPa, mais simule mal la plastification du tunnel. Le modèle CJS simule bien cette phase. Concernant la phase du chargement de la fondation, le calcul a été mené avec le modèle de Nova jusqu'à 40% seulement de la charge expérimentale. Quant au modèle CJS, il a reproduit correctement l'essai jusqu'à 25% de la charge expérimentale. Au-delà de ce niveau de chargement l'écart se creuse entre les prédictions du modèle et les résultats expérimentaux.

$E_0(100\text{kPa})$	$\nu_0$	$n$	$\phi(^{\circ})$	$\phi_{cv}(^{\circ})$	$a$	$b$	$c$	$d$	$\alpha_g$
650	0,27	0,5	36	30	1	0,0025	0	0	4,5

Tableau 3.3 : Jeu de paramètres du modèle Modsol (Sable d'Hostun moyen).

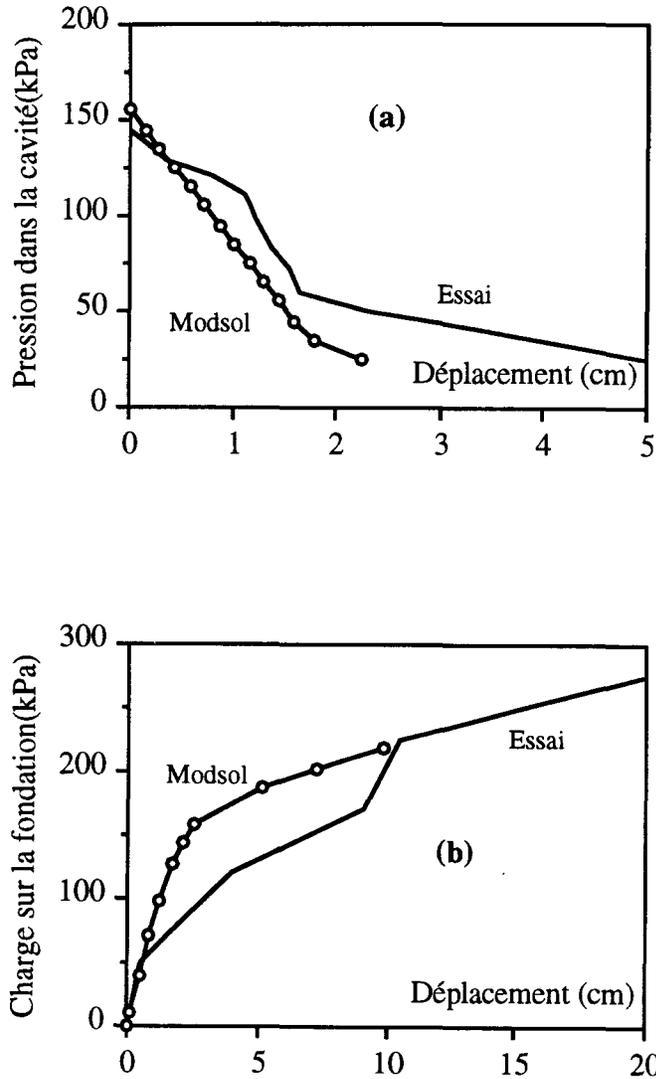


Figure 3.15 : Calcul de tunnel,

Résultats de simulation de l'essai de déconfinement de tunnel avec chargement en surface (modèle Modsol : maqueur 3).

- (a): Simulation de la phase de déconfinement,
- (b): Simulation de la phase de chargement de la fondation.

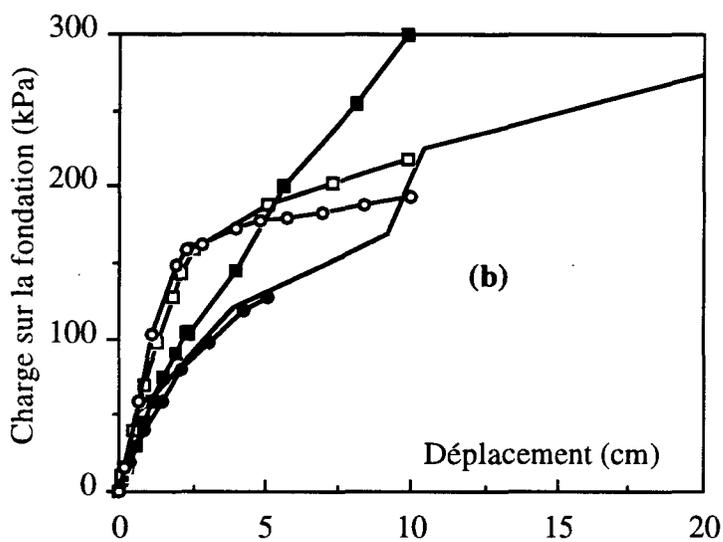
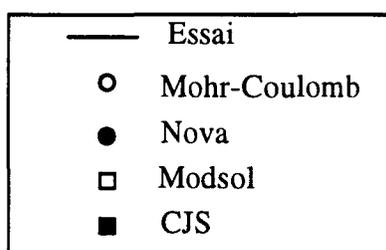
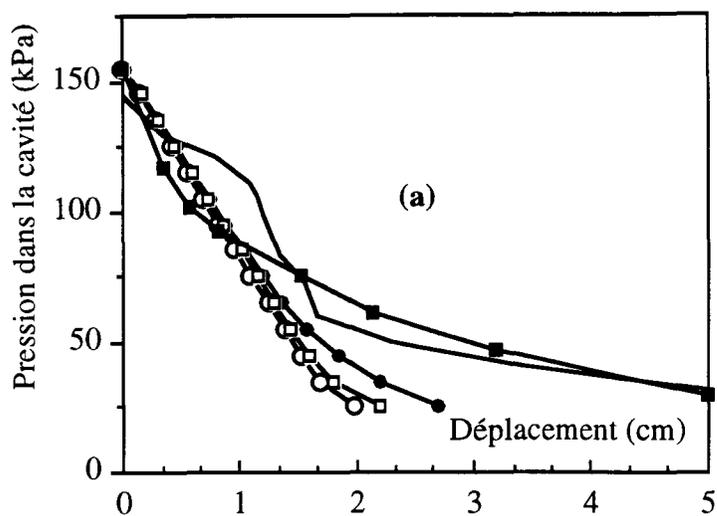


Figure 3.16 : Calcul de tunnel.

Résultats de simulation de l'essai de déconfinement de tunnel avec chargement en surface.

Calculs réalisés avec différents modèles (marqueur 3);

(a) : Phase de déconfinement de la cavité,

(b) : Phase de chargement de la fondation.

## **CHAPITRE 4**

# **VALIDATION SUR DES ESSAIS DE FONDATIONS SUPERFICIELLES EN VRAIE GRANDEUR**

## CHAPITRE 4

### *Validation sur des essais de fondations superficielles en vraie grandeur*

*Dans ce chapitre, on aborde la validation des modèles sur des essais de fondations en vraie grandeur. Deux séries d'expérimentations sont utilisées. Il s'agit des essais de fondations de Labenne réalisés par le LCPC (Amar et al, 1983) et les essais réalisés dans le cadre d'un Benchmark International sponsorisé par la FHWA (Gibbens et Briaud, 1994).*

#### **4.1 Validation sur les essais de Labenne**

##### **4.1.1 Essais d'identification**

Le site expérimental se trouve dans le département des Landes dans la commune de Labenne à une quinzaine de km au nord de Bayonne. Ce site a fait l'objet d'une reconnaissance géotechnique. Deux campagnes d'essais d'identification ont été menées.

La première campagne réalisée par le Laboratoire Régionale de Bordeaux (entre 1982 et 1984) comportait des essais triaxiaux, des essais à la boîte de cisaillement et un essai oedométrique.

Les essais triaxiaux, réalisés à huit pressions de confinement allant de 50 kPa à 400 kPa avec un pas de 50 kPa, présentaient deux anomalies majeures : une absence des courbes déformation volumique-déformation axiale et absence de paliers de rupture des courbes déviateur-déformation axiale pour la plupart des confinements. Ces essais ont été ainsi écartés au profit d'autres essais triaxiaux réalisés lors de la deuxième campagne.

L'essai de compressibilité à l'oedomètre a été réalisé avec une densité  $\gamma=15,4 \text{ kN/m}^3$  qui est inférieure à celle du sable en place ( $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$ ). Le module oedométrique déduit de l'essai était faible (de l'ordre de 4 MPa).

Des essais in-situ (pressiomètre et pressiopénétrromètre) ont été également réalisés. L'essai au pressiomètre a fourni un module pressiométrique de l'ordre de 9 MPa. L'essai au pressiopénétrromètre a donné un module de l'ordre de 47 MPa (voir tableau 4.1).

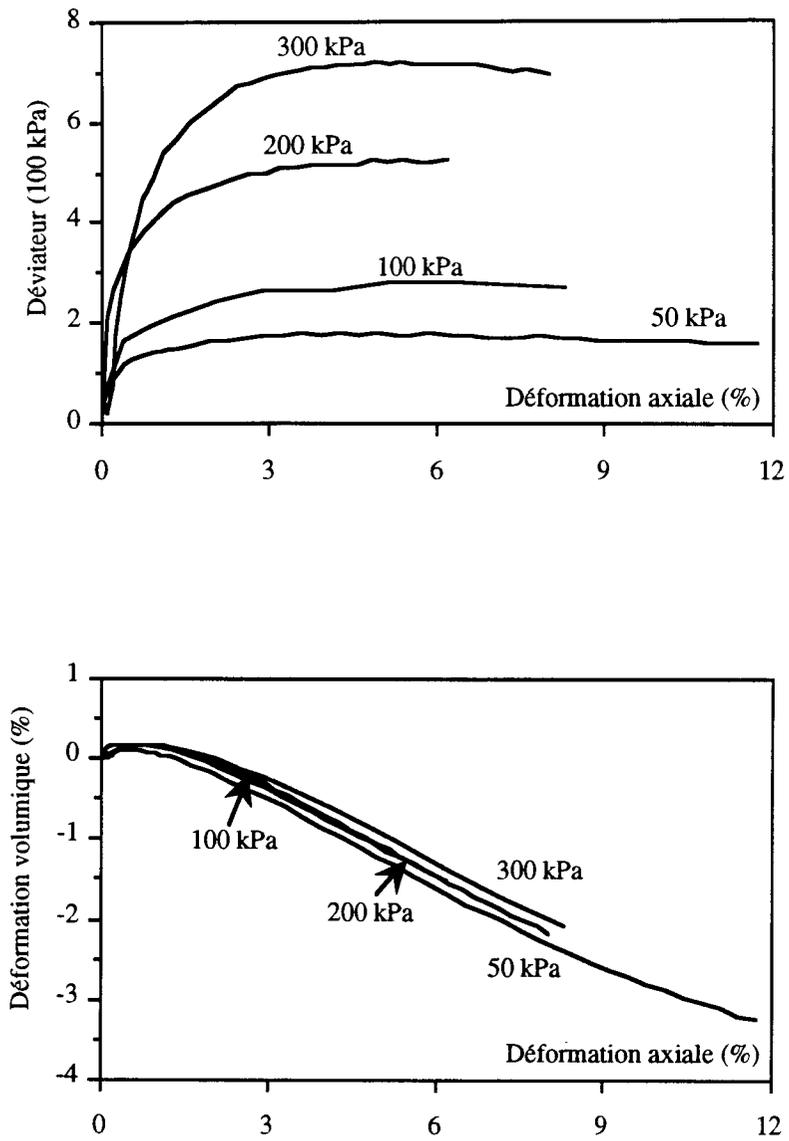


Figure 4.1 :  
 Résultats des essais triaxiaux réalisés sur le sable de Labenne moyennement dense.

Profondeur (m)	Pressiomètre			Pressiopénétromètre		
	Pl (MPa)	Pf (MPa)	$\bar{E}_M$ (MPa)	Pl (MPa)	Pf (MPa)	E (MPa)
0,5-3,9	0,92	0,32	9	1,47	0,65	47,1
3,9-7,5	0,58	0,26	6,4	0,87	0,32	23,7
7,5-11,5	0,86	0,36	10,2	1,13	0,45	24,1

Tableau 4.1 : Caractéristiques géotechniques moyennes données par les essais in-situ.  
(Tableau récapitulatif d'après le LRPC de Bordeaux).

La deuxième campagne d'essai comportait des essais de laboratoire réalisés au LRPC de Rouen sur des échantillons de sable moyennement dense ( $\gamma=16,65 \text{ kN/m}^3$ ). Ils comprenaient un essai isotrope et quatre essais triaxiaux drainés avec des pressions de confinement de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa et 300 kPa. Les résultats obtenus sont donnés dans les figures 4.1a et 4.1b. Ces essais ont été utilisés pour la détermination des paramètres rhéologiques des modèles utilisés.

#### 4.1.2 Essais réalisés

Seize essais de chargement de semelles carrées de largeur  $B=0,7 \text{ m}$  et  $B=1 \text{ m}$  ont été réalisés entre le mois de mars et avril 1989 sur la station expérimentale de Labenne (Amar et al, 1983). La charge était appliquée au centre de la semelle au moyen d'un vérin hydraulique monté sur un chariot pouvant coulisser sur une poutre. Le chargement se fait progressivement jusqu'à un enfoncement de la semelle de 5 à 10 cm. Chaque palier était maintenu 30 minutes au plus. Les résultats fournis concernent la pression moyenne transmise au sol en fonction du tassement.

#### *Résultats des essais*

Deux expérimentations ont été choisies. Les résultats sont représentés dans la figure 4.2. On observe une régularité des courbes expérimentales (pas de cassures ni de décrochements) et on note que les courbes donnant l'évolution de la pression moyenne en fonction du tassement relatif ( $s/D$ ) sont très peu influencées par la largeur de la fondation.

La charge limite calculée par la formule de Terzaghi est surestimée de 12% pour la fondation  $B=0,7\text{m}$  et sous-estimée de 12% pour la fondation  $B=1\text{m}$ .

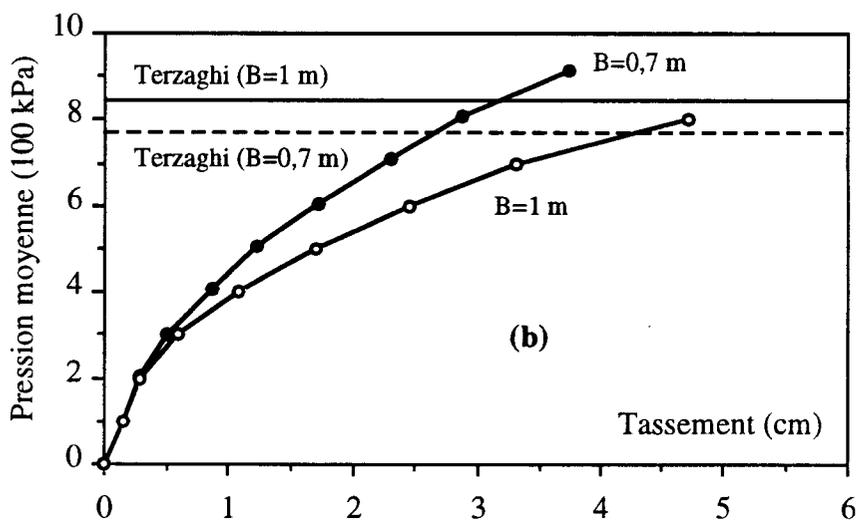
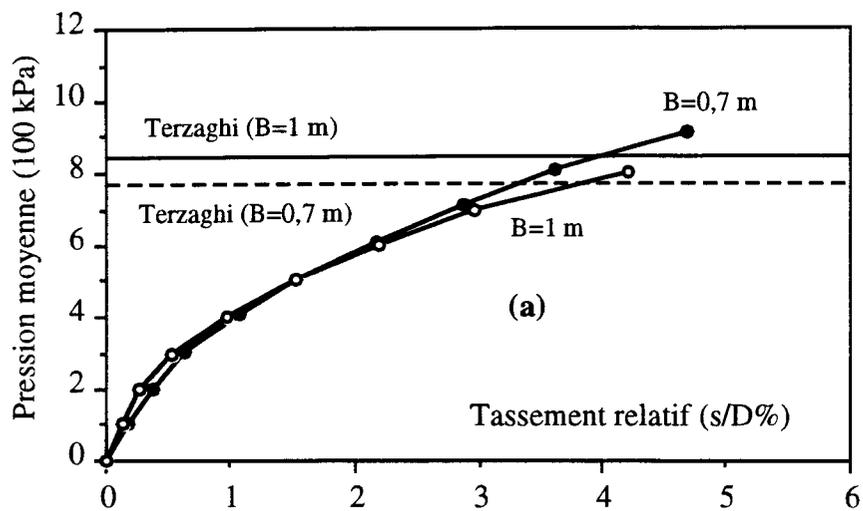


Figure 4. 2 :

Résultats des expérimentations de chargement des fondations de Labenne.  
 (a) : Courbes pression moyenne-tassement relatif,  
 (b) : Courbes pression moyenne-tassement.

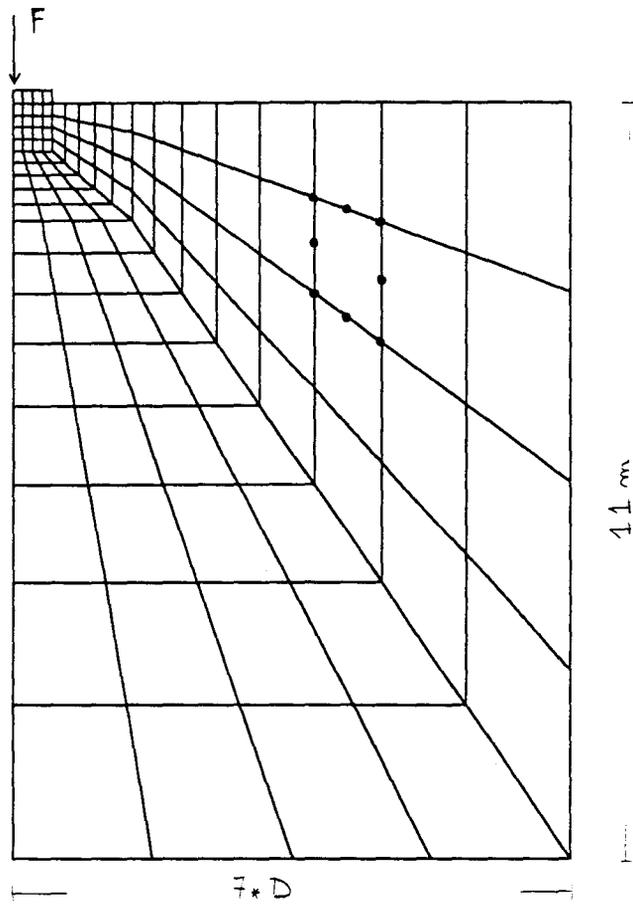


Figure 4.3 : Maillage utilisé pour les fondations de Labenne.

### 4.1.3 Modélisation

Le calcul par éléments finis a été effectué en symétrie de révolution. De ce fait, les semelles carrées ont été assimilées à des semelles circulaires de diamètre équivalent  $D = B\sqrt{4/\pi}$ . Les résultats acquis sur les essais de fondation en centrifugeuse ont permis de fixer dès le départ une étendue du domaine de  $14D$  et d'adopter d'emblée un maillage fin (surtout au voisinage de la fondation). Le maillage de base utilisé est composé de 124 éléments quadrilatères à huit noeuds (figure 4.3.)

L'état initial des contraintes dans le sol est considéré comme oedométrique ( $K_0=0,46$ ). Le chargement est appliqué au centre de la semelle avec des incréments de 100 kPa. La tolérance de convergence en fin de calcul a été de 0,05 après 1000 itérations.

#### 4.1.3.1 Simulations des essais avec le modèle de Mohr-Coulomb

##### *Identification des paramètres*

Les paramètres rhéologiques du modèle sont donnés dans le tableau 4-2. Les figures 4.4a et 4.4b donnent la reproduction des essais triaxiaux. On remarque la difficulté du modèle à reproduire le déviateur de contraintes à la rupture pour les pressions de confinement extrêmes (50 kPa et 300 kPa), par contre la reproduction de l'évolution de la déformation volumique est correcte.

##### *Résultats des simulations*

La figure 4.4c donne les résultats des simulations numériques obtenus pour les deux fondations. On constate que le modèle reproduit le début de l'essai (jusqu'à un tassement relatif de 0,5% correspondant à 35% de la charge limite expérimentale). Au delà, on note une rigidité excessive qui engendre une surestimation de l'ordre de 100% de la charge limite expérimentale. On note par ailleurs que la largeur de la fondation influence très peu les simulations (faible écart entre les courbes charge-tassement des deux fondations).

Les charges limites déterminées à l'aide de la formule de Terzaghi sont largement surestimées par le modèle et ceci pour les deux fondations (de l'ordre de 120%).

Un deuxième calcul a été réalisé avec un jeu de paramètres déterminé sur l'essai à 300 kPa. Seuls l'angle de frottement ( $\phi$ ) et l'angle de dilatance ( $\psi$ ) ont été modifiés. Les simulations numériques obtenues sont illustrées dans la figure 4.5. On observe que l'effet de cette modification se manifeste en fin de chargement. Une diminution de la valeur de  $\phi$  de 6 % et de  $\psi$  de 10% améliore légèrement les simulations.

E (100 kPa)	$\nu$	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)	c (kPa)
750	0,35	35	10	0

Tableau 4.2: Jeu de paramètres du modèle Mohr-Coulomb (fondations de Labenne).

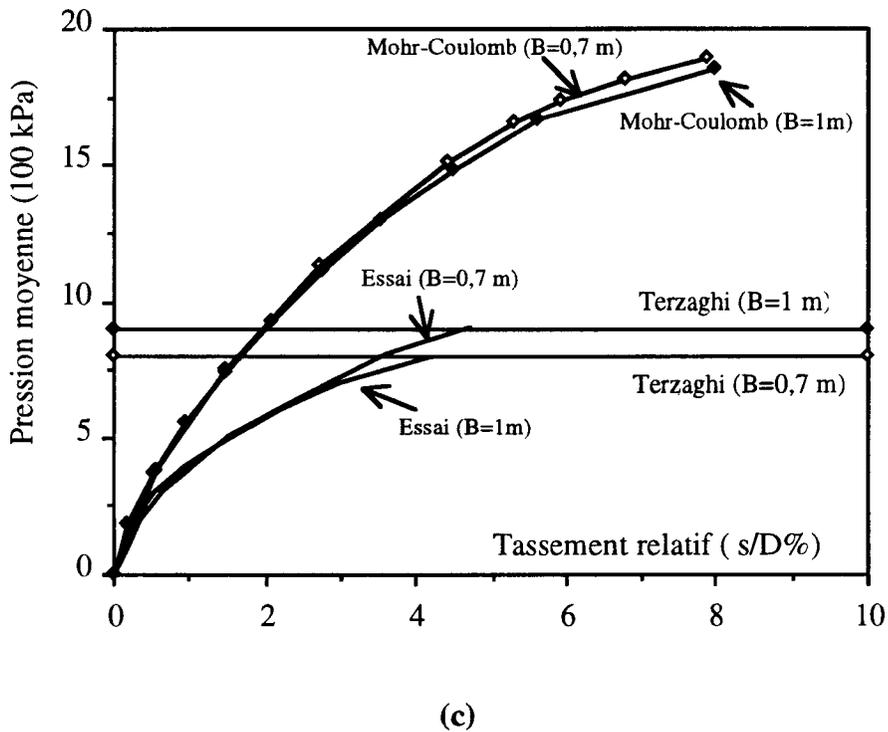
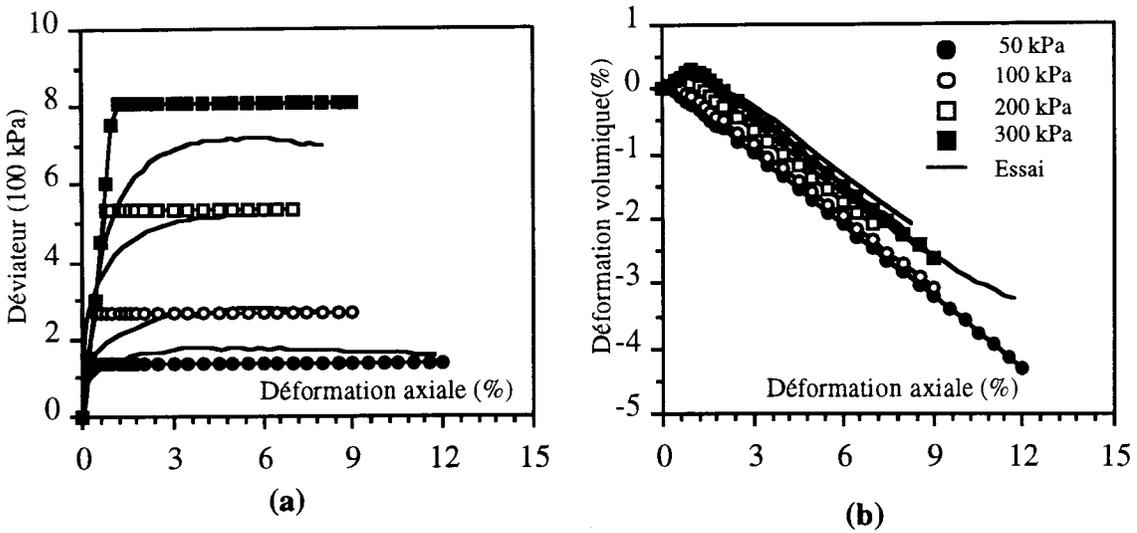


Figure 4.4 :

(a) et (b) : Reproduction des essais triaxiaux drainés,  
(c) : Simulation avec le modèle de Mohr-Coulomb de l'enfoncement  
des fondations de **Labenne**.

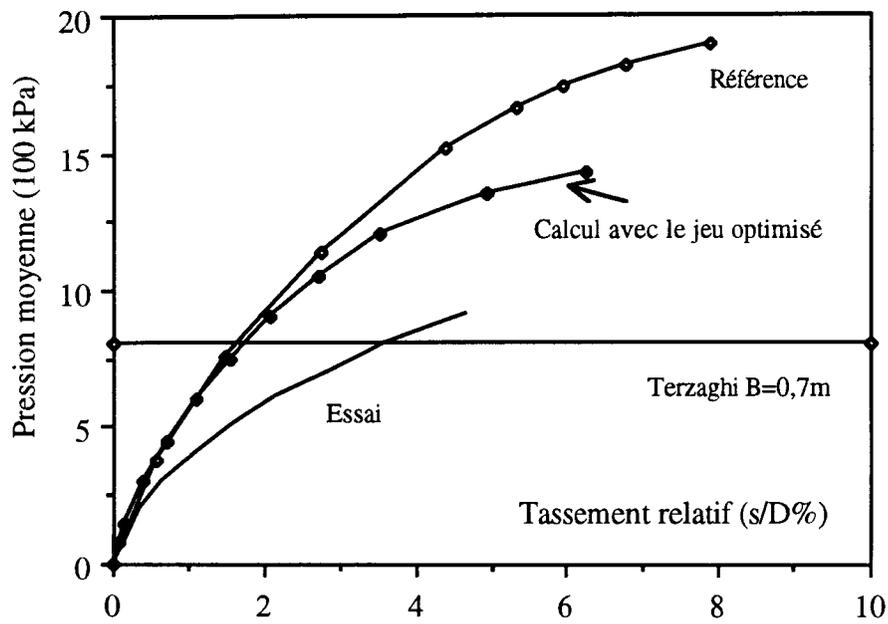


Figure 4.5 :  
Simulation de l'enfoncement de la fondation avec un jeu de paramètres optimisé (modèle de Mohr-Coulomb : fondations de Labenne).

### **4.1.3.2 Simulations des essais avec le modèle Modsol**

#### ***Identification des paramètres***

Les paramètres du modèle ont été déterminés à partir des essais triaxiaux cités ci-dessus (tableau 4.3). Les figures 4.6a et 4.6b donnent la reproduction de ces essais. On remarque que le modèle reproduit bien la valeur du déviateur de contraintes à la rupture ainsi que l'évolution de l'écroutissage sauf pour les pressions extrêmes (50 kPa et 300 kPa). Par ailleurs, le modèle donne une évolution correcte de la déformation volumique, les phases de contractance et de dilatance sont bien reproduites.

#### ***Résultats des simulations***

La figure 4.6c donne les résultats obtenus. On constate que le modèle sous-estime la rigidité initiale du sol ce qui engendre des tassements importants par rapport à ceux observés lors de l'essai. La faible valeur du module d'élasticité au voisinage de la fondation (due aux faibles niveaux de contraintes aux faibles profondeurs) peut être à l'origine de cela. On note par ailleurs que le modèle donne des simulations qui sont très peu sensibles à la largeur des fondations (un léger écart se manifeste en fin de chargement).

Les charges limites expérimentales sont surestimées par le modèle (de l'ordre de 50% par la fondation  $B=0,7$  m et 60% par la fondation  $B=1$  m). Alors que la charge limite calculée par la formule de Terzaghi est surestimée de 60% par la fondation  $B=0,7$ m et de 55% par la fondation  $B=1$  m.

Une étude paramétrique a été réalisée. Elle consistait en l'étude de l'effet de la perturbation du paramètre **b** qui intervient dans la relation d'écroutissage, de l'influence du type d'élasticité considérée dans le modèle et enfin de la prise en compte d'une cohésion dans le sol. La figure 4.7 donne les résultats obtenus avec un module d'Young constant, une réduction de 50% de la valeur du paramètre **b** et la prise en compte d'une faible cohésion ( $c=3$  kPa). On remarque une amélioration des simulations numériques dans une première phase, mais au cours du chargement une rigidité excessive est générée dans le sol. Par ailleurs, l'effet d'une faible cohésion sur le calcul se manifeste par une augmentation de la rigidité de la fondation.

## **4.2 Validation sur les essais de la FHWA**

### **4.2.1 Contexte de l'étude**

Ce travail se situe dans le cadre d'un Benchmark sponsorisé par la FHWA (Gibbens & Briaud, 1994). Il a fait l'objet d'un Colloque International en Juillet 1994 au Texas. Le but

$E_0(100\text{kPa})$	$n$	$\nu_0$	$\phi(^{\circ})$	$\phi_{cv}(^{\circ})$	$a$	$b$	$c$	$d$	$\alpha_g$
750	0,5	0,36	36	26,5	1	0,0018	0	0	3,5

Tableau 4.3: Jeu de paramètres du modèle Modsol (fondations de Labenne).

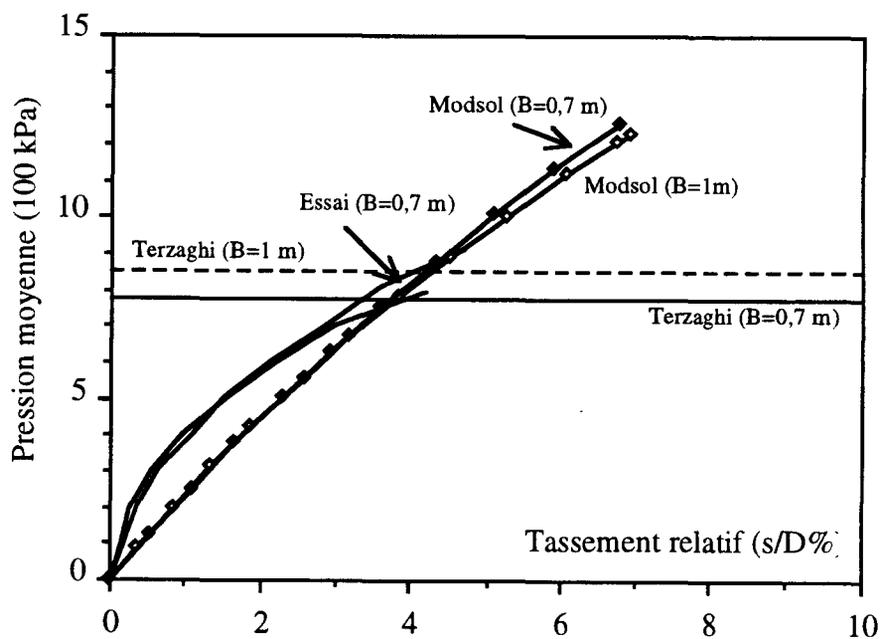
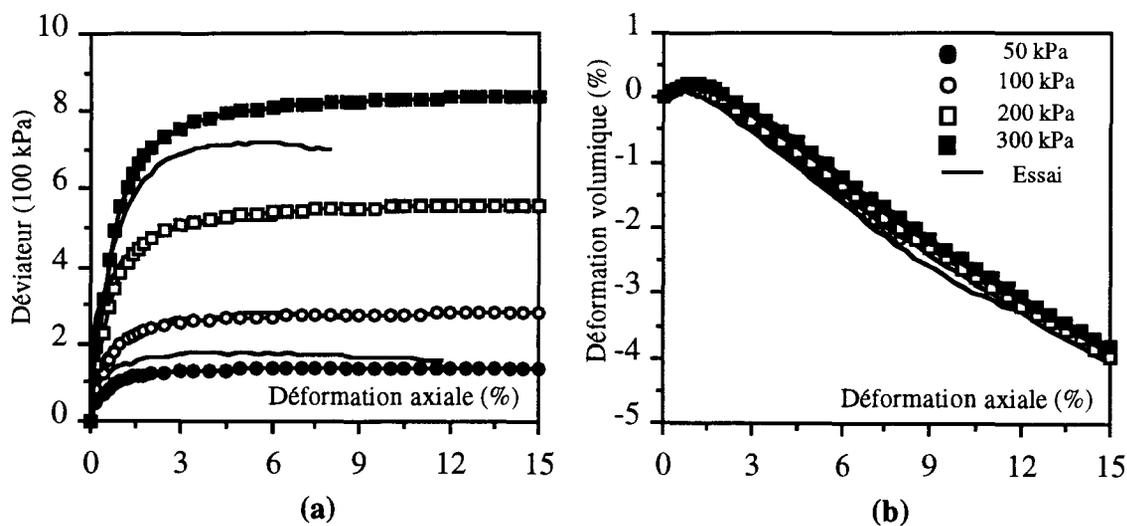


Figure 4.6 :

(a) et (b) : Reproduction des essais triaxiaux drainés réalisés sur le sable de Labenne,  
(c): Simulation avec le modèle Modsol de l'enfoncement des fondations de Labenne.

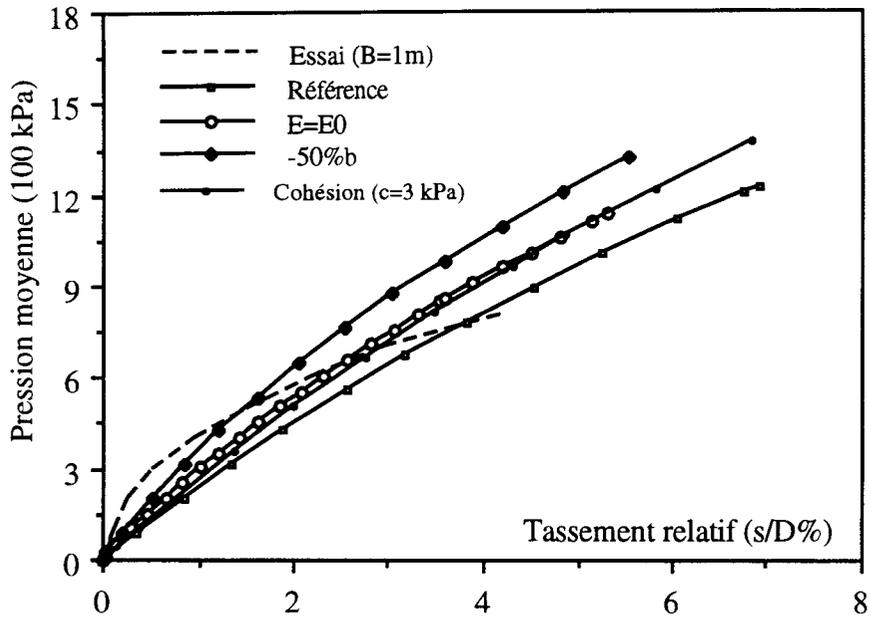


Figure 4.7 :

Etude paramétrique avec le modèle Modsol  
(fondations de Labenne).

visé était de prédire le comportement de fondations superficielles en vraie grandeur sous chargement monotone.

Les tests ont porté sur cinq fondations superficielles carrées de largeurs variant de 1 m à 3 m. Un dossier contenant des renseignements relatifs aux fondations (dimensions, emplacements) et au site expérimental (campagne d'essais sur le sol du site) a été communiqué par l'ASCE (Association Américaine de Génie Civil) à 51 centres et laboratoires.

Les prédictions ont été réalisées et envoyées en juillet 1993, les résultats des expérimentations ont été communiqués en juillet 1994.

Dans ce qui suit, nous allons donner les résultats des prédictions de classe A (Shahrour et Zaher, 1994).

#### **4.2.2 Programme expérimental**

##### **4.2.2.1 Campagne d'essais sur le sol du site expérimental**

Le site expérimental est implanté sur un sable moyennement dense ( $\gamma=15,65 \text{ kN/m}^3$ ). Des séries d'essais ont été réalisées pendant l'année 1993. Ils comprenaient des tests de laboratoire et des tests in-situ (essais géophysiques et essais en place classiques).

##### **Essais de laboratoire**

Trois types d'essais ont été réalisés à l'Université de Texas A&M : des essais d'identification, des essais triaxiaux de compression drainée et des essais à la colonne résonnante.

Les essais triaxiaux de compression drainée ont été réalisés à des pressions de confinement de 34 kPa, 138 kPa et 345 kPa, sur des échantillons de sable moyennement dense ( $\gamma=15,65 \text{ kN/m}^3$ ).

##### **Essais in-situ**

Divers essais en place ont été effectués : essais au scissomètre, essais au pénétromètre, essais au pressiomètre et l'essai Cross-Hole. Les résultats de certains de ces essais sont donnés dans les tableaux 4.4 et 4.5.

Pressions de confinement (kPa)	20	50	100	150	200	300
Gmax (MPa) Profondeur: 3,3 m	25	44	76	103	111	142

Tableau 4.4: Résultats des essais à la colonne résonnante.

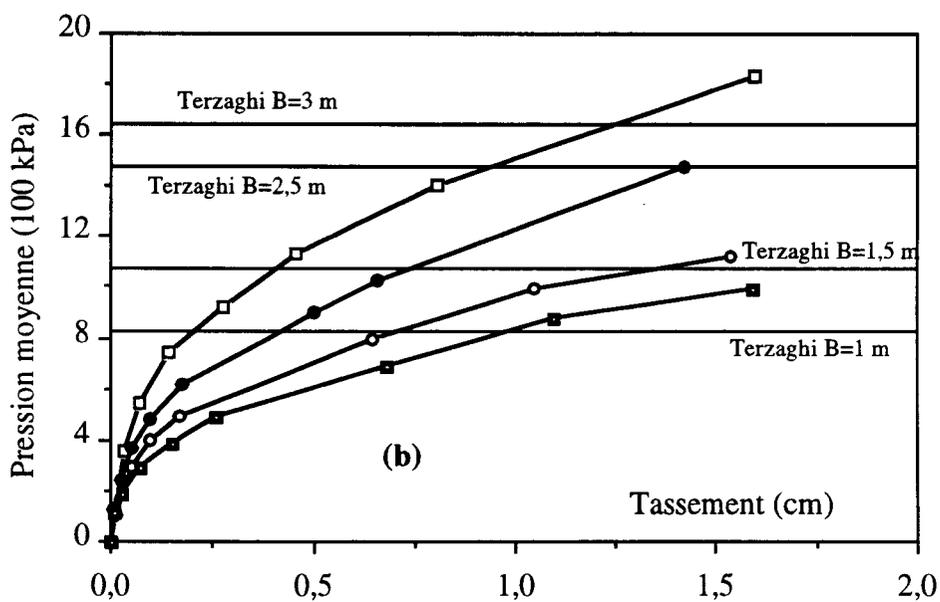
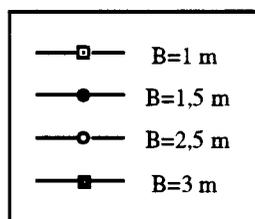
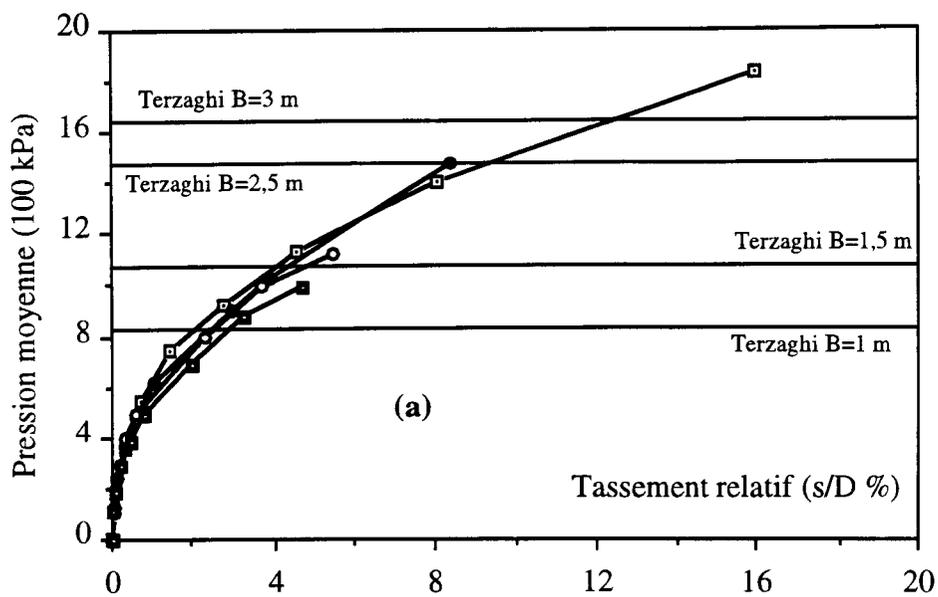


Figure 4.8 :

Résultats des expérimentations des essais de chargement (fondations de la FHWA).

Profondeur (m)	Vitesse de l'onde de cisaillement (m/s)	G (MPa)
2	240	104
4	300	162
6	281	142
8	199	71
10	238	102

Tableau 4.5: Résultats de l'essai Cross-Hole.

#### 4.2.2.2 Essais de chargement des fondations

Les expérimentations ont été réalisées dans la période novembre-décembre 1993. Elles ont porté sur trois semelles carrées de largeurs  $B=1\text{ m}$ ,  $1,5\text{ m}$ ,  $2,5\text{ m}$  et deux semelles carrées de largeur  $B=3\text{ m}$ , implantées sur le site de l'Université de Texas A&M.

L'essai consistait à appliquer au centre de la fondation des charges jusqu'à un déplacement de  $15\text{ cm}$ . Chaque chargement était maintenu  $30\text{ mn}$ . La charge maximale appliquée était limitée à  $12\text{ MN}$ .

Les résultats de ces essais sont représentés sous forme de courbes donnant l'évolution de la pression moyenne en fonction du tassement relatif ( $s/D$ ) (figure 4.8a). On observe une courte phase où les tassements sont proportionnels aux charges appliquées, suivie par une phase non linéaire. On constate une certaine régularité des courbes (pas de cassures ni de décrochements au cours du chargement).

Les charges limites calculées par la formule de Terzaghi sont surestimées par les fondations de plus petites largeurs (de  $125\%$  par la fondation  $B=1\text{ m}$  et de  $30\%$  par la fondation  $B=1,5\text{ m}$ ) et sous-estimées par les fondations de plus grandes largeurs (de  $35\%$  par la fondation  $B=2,5\text{ m}$  et de  $60\%$  par la fondation  $B=3\text{ m}$ ).

D'autre part, on note que les courbes donnant l'évolution de la pression moyenne en fonction du tassement relatif présentent des résultats qui sont très peu sensibles à la largeur des fondations (figure 4.8b).

#### 4.2.3 Modélisation

Le maillage et les conditions aux limites retenus sont les mêmes que ceux utilisés dans le calcul des fondations de Labenne.

##### 4.2.3.1 Prédications avec le modèle de Mohr-Coulomb

###### Identification des paramètres

Les paramètres rhéologiques du modèle (tableau 4.6) ont été déterminés à l'aide des essais réalisés au laboratoire et des essais géophysiques. Les valeurs du module de

cisaillement ont été déterminées à partir des essais géophysiques (colonne résonnante et Cross-Hole), une valeur moyenne a été fixée, elle a permis de calculer le module d'élasticité. Notons à ce sujet que la valeur du module d'Young déterminée à partir de ces essais était très élevée par rapport à celle déterminée à partir des essais triaxiaux et pressiométriques.

Dans les figures 4.9a et 4.9b, on a reporté la reproduction des essais triaxiaux. On note que :

- la rigidité initiale est surestimée et le déviateur croît rapidement par rapport à l'essai, sa valeur à la rupture est légèrement surestimée pour les pressions extrêmes;
- le modèle reproduit mal l'évolution de la déformation volumique en particulier pour les faibles confinements, la transition contractance-dilatance est mal décrite.

Afin de valider le jeu de paramètres déterminé, un essai pressiométrique réalisé à une profondeur de 3,3 m a été simulé. Les résultats sont reportés dans la figure 4.9c. On constate comme pour les essais triaxiaux une surestimation de la rigidité initiale, la pression de rupture est du même ordre de grandeur que celle fournie par l'essai.

### ***Résultats des prédictions***

Les résultats des prédictions sont reportés dans les figures 4.10a et 4.10b. On constate que, dans l'ensemble, les prédictions sont peu sensibles à la largeur des fondations. Qualitativement, on note l'allure non linéaire des courbes calculées, on remarque par ailleurs que la phase initiale du chargement est bien prédite dans le cas des semelles de petites largeurs, mais une rigidité excessive apparaît au cours du chargement ce qui engendre une surestimation de la charge limite expérimentale.

Les charges limites calculées à l'aide de la formule de Terzaghi sont surestimées par le modèle : de l'ordre de 150% par la fondation  $B=1\text{m}$ , de 110% par la fondation  $B=1,5\text{m}$ , de 30% par la fondation  $B=2,5\text{m}$  et de 25% par la fondation  $B=3\text{m}$ .

#### **4.2.3.2 Prédications avec le modèle Modsol**

##### ***Identification des paramètres***

Les paramètres du modèle ont été déterminés à partir des essais utilisés pour la détermination des paramètres du Modèle de Mohr-Coulomb. Le jeu de paramètres trouvé est donné dans le tableau 4.7. La reproduction des essais triaxiaux est illustrée dans les figures 4.11a et 4.11b. On constate que le déviateur à la rupture est correctement reproduit, néanmoins, le modèle donne une évolution rapide de l'écroutissage. Par ailleurs le modèle reproduit mal la phase de contractance ainsi que l'évolution de la dilatance, en particulier pour les faibles confinements.

E(100kPa)	$\nu$	$\phi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	c(kPa)
1000	0,35	37	0,5	0

Tableau 4.6 : Jeu de paramètres du modèle de Mohr-Coulomb (fondations de la FHWA).

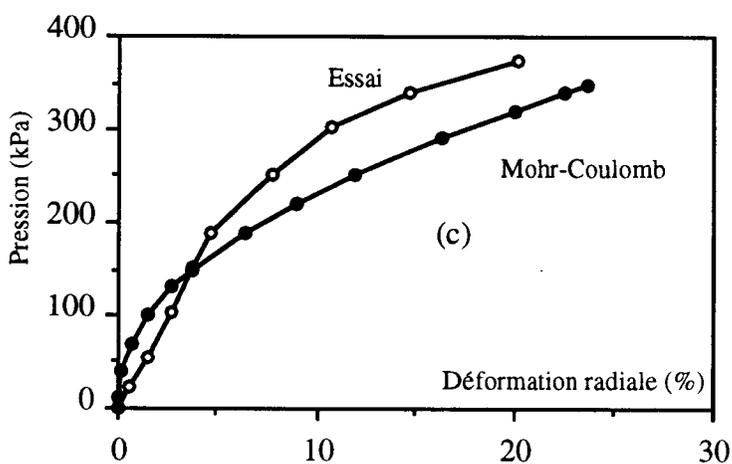
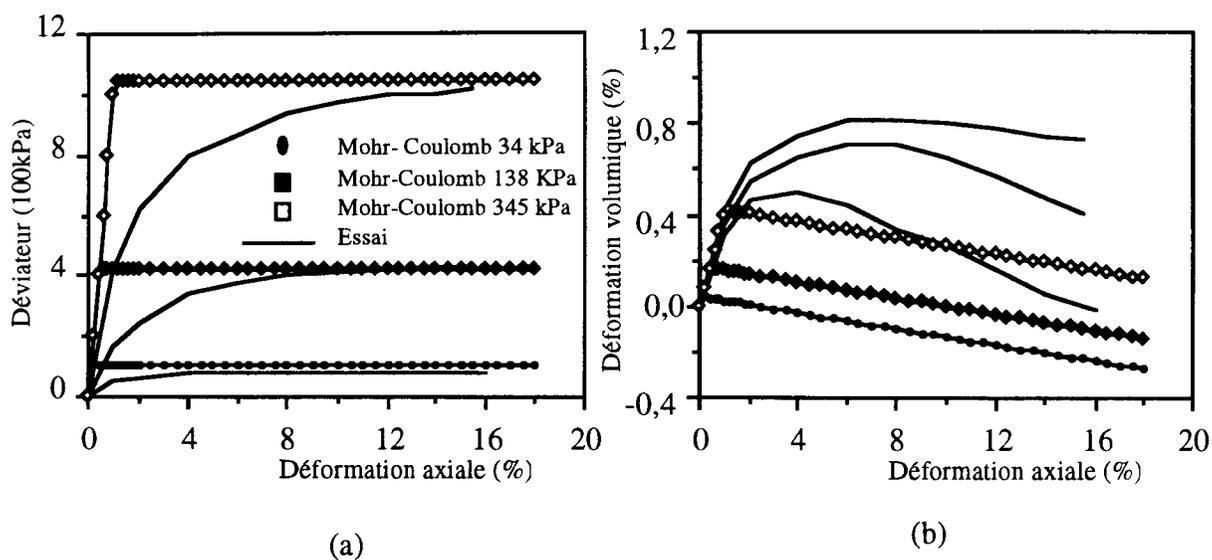


Figure 4.9 :

(a) et (b) : Reproduction des essais triaxiaux drainés,  
(c) : Simulation de l'essai pressiométrique réalisé à la profondeur de 3,3 m.

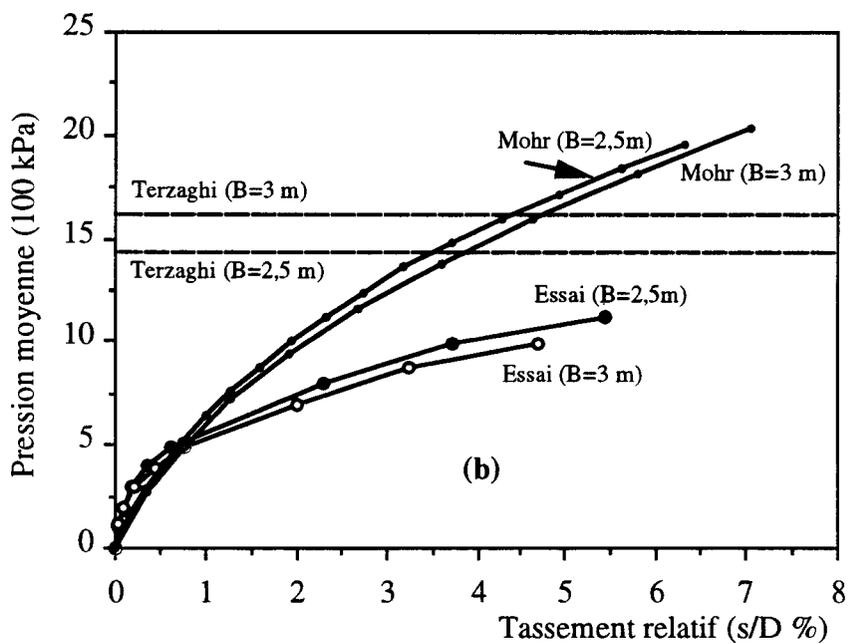
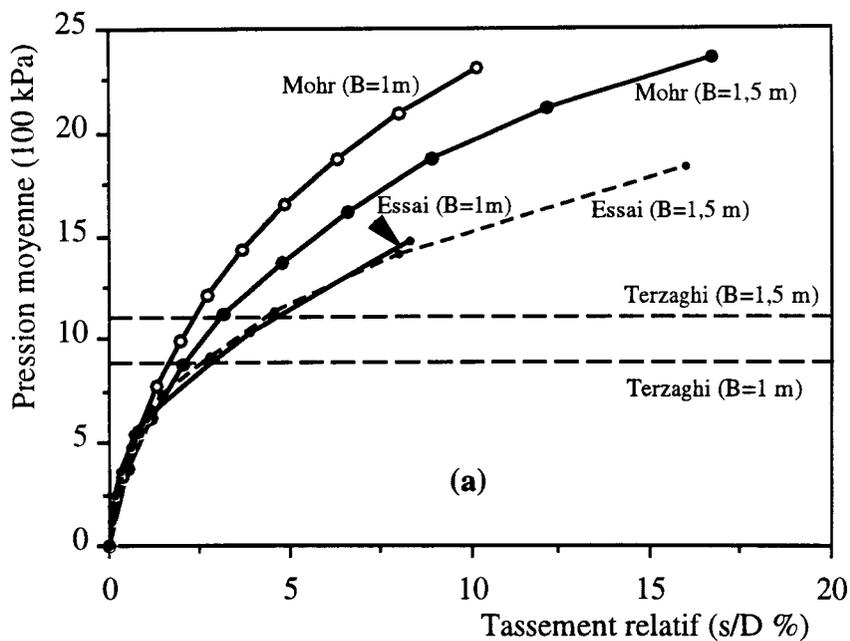


Figure 4.10 :

Confrontation des expérimentations et des prédictions de l'enfoncement des fondations de la FHWA (modèle de Mohr-Coulomb).

$E_0(100\text{kPa})$	$n$	$v_0$	$\phi(^{\circ})$	$\phi_{cv}(^{\circ})$	$a$	$b$	$c$	$d$	$\alpha_g$
1000	0,5	0,35	38	35	1	0,0035	0	0	10

Tableau 4.3: Jeu de paramètres du modèle Modsol (fondations de la FHWA).

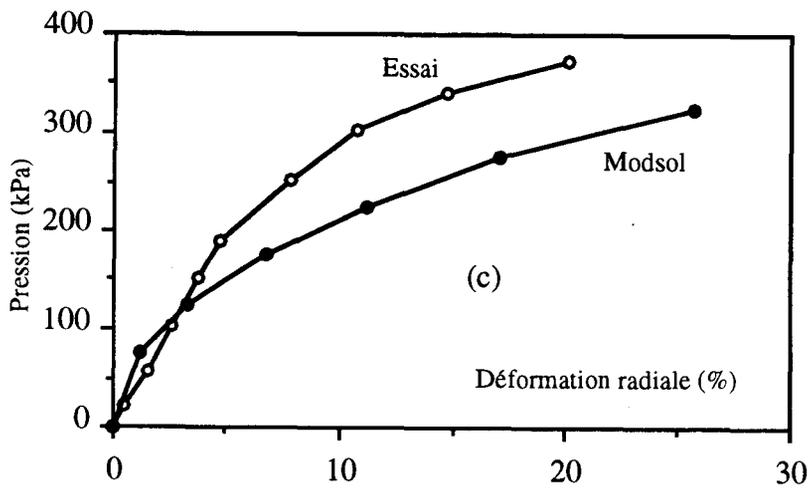
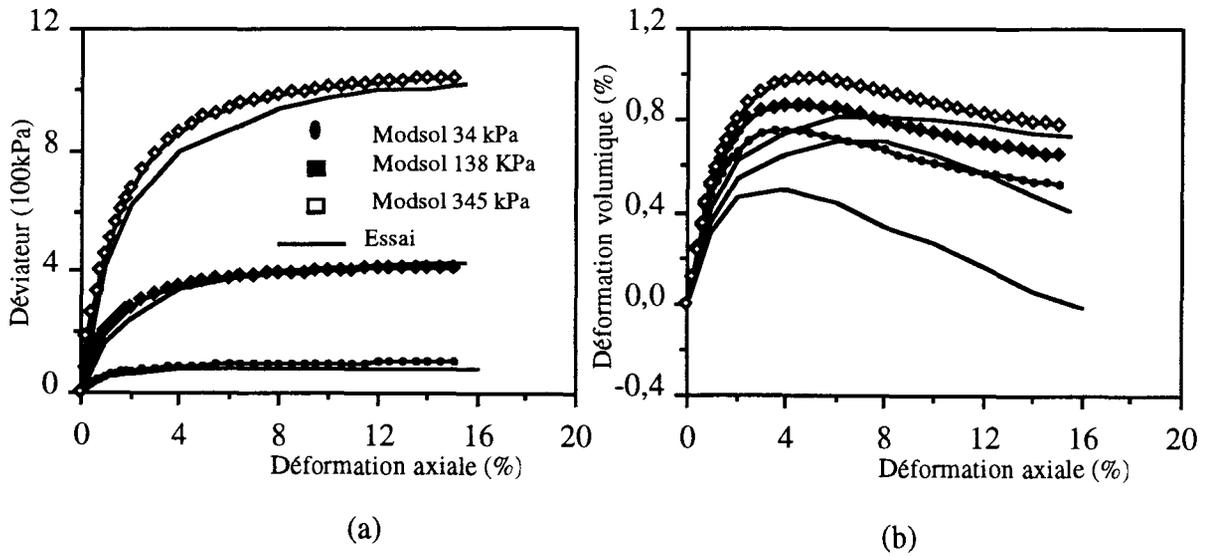


Figure 4.11:

(a) et (b) : Reproduction des essais triaxiaux drainés,  
(c) : Simulation de l'essai pressiométrique réalisé à la profondeur de 3,3 m.

Les résultats des simulations de l'essai pressiométrique réalisé à la profondeur de 3,3 m sont illustrés dans la figure 4.11c. On note que le modèle surestime la rigidité en début de chargement et ceci jusqu'à 3,5% du déplacement radial, au-delà de cette valeur le modèle a tendance à sous-estimer la rigidité du sol.

### ***Résultats des prédictions***

Les résultats des prédictions sont reportés dans les figures 4.12a et 4.12b. On observe dans les quatre cas que les courbes des prédictions ont un aspect linéaire et qu'elles dépendent de la largeur de la fondation. Le modèle sous-estime sensiblement la rigidité initiale. La faible valeur du module d'élasticité au voisinage de la fondation (due aux faibles confinements) pourrait être à l'origine de cela.

Les charges limites prédites par le modèle sont en bon accord avec celles mesurées expérimentalement dans le cas des fondations de largeur  $B=2,5$  m et  $B=3$  m, mais sont sous-estimées par les autres fondations : de l'ordre de 40% par la fondation  $B=1$  m et de 100% par la fondation  $B=1,5$  m.

Par ailleurs, le modèle donne une bonne estimation de la charge limite calculée par la formule de Terzaghi pour les fondations  $B=1$  m et  $B=1,5$  m, mais sous-estime cette charge de 30% pour la fondation  $B=2,5$  m et de 50% pour la fondation  $B=3$  m.

Compte tenu des mauvaises qualités de nos prédictions (faible rigidité de la fondation au début et au cours du chargement), nous avons réalisé une étude paramétrique afin d'analyser les origines de ces écarts.

Un premier calcul a été réalisé en adoptant un module d'Young constant. On observe (figure 4.13) une amélioration de la prédiction de la partie initiale, mais cette amélioration reste cependant insuffisante. L'hypothèse de l'élasticité linéaire ne pourrait expliquer qu'en partie les écarts obtenus avec le calcul de référence.

Un deuxième calcul a été réalisé avec une réduction de 50% du paramètre  $b$  qui contrôle l'érouissage. L'observation des résultats obtenus (figure 4.13) montre une amélioration des prédictions, cependant, cette amélioration est du même type que celle obtenue avec l'élasticité linéaire.

#### **4.2.2.3 Prédictions réalisées par d'autres centres**

Trente et un centres ont effectué des prédictions en utilisant différentes méthodes : méthode des éléments finis et méthodes semi-empiriques.

Nous allons présenter dans ce qui suit les résultats des prédictions de trois de ces centres. Les résultats sont donnés dans les tableaux 4.8a et 4.8b donnant les chargements correspondant aux deux tassements de 25 mm et 150 mm demandés par les organisateurs du Benchmark.

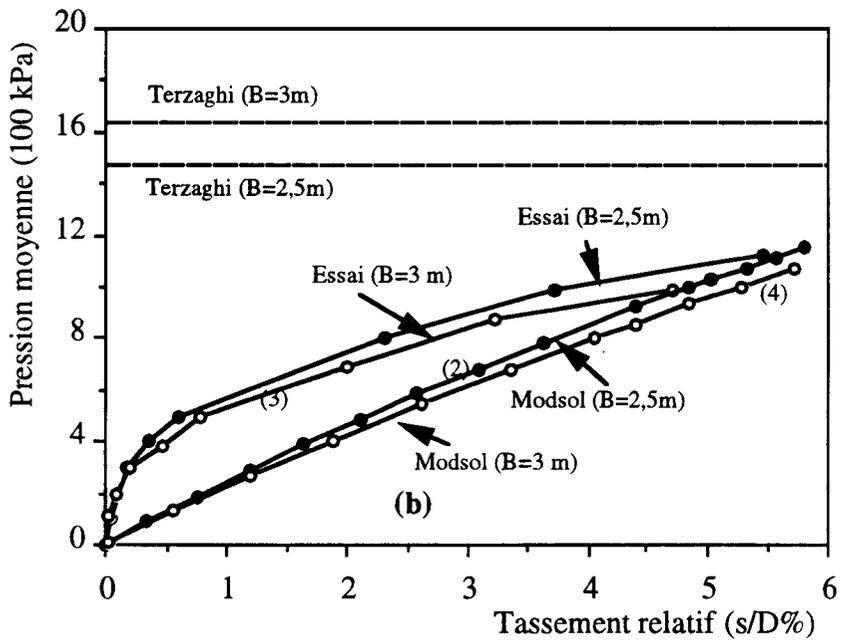
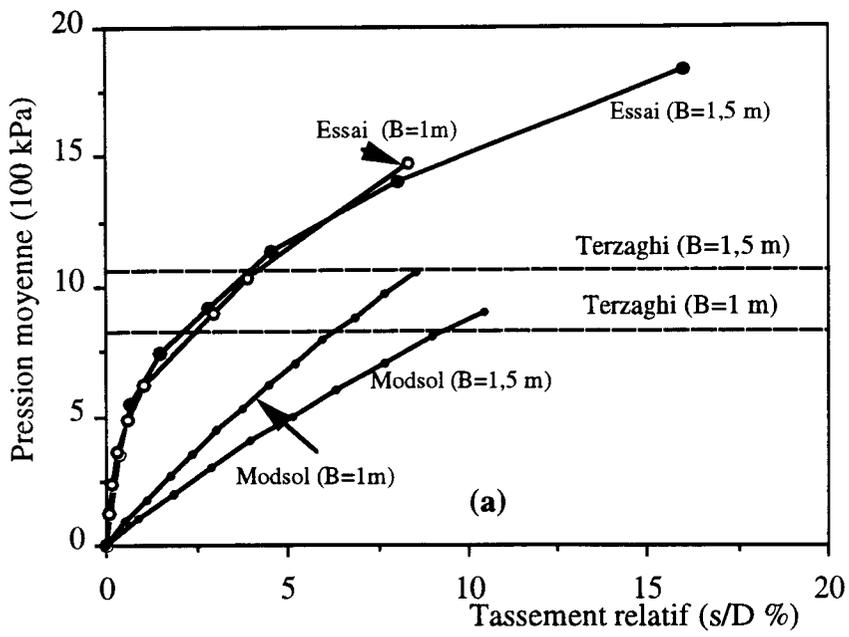


Figure 4.12 :

Résultats des prédictions de l'enfoncement des fondations de la FHWA (Modèle Modsol).

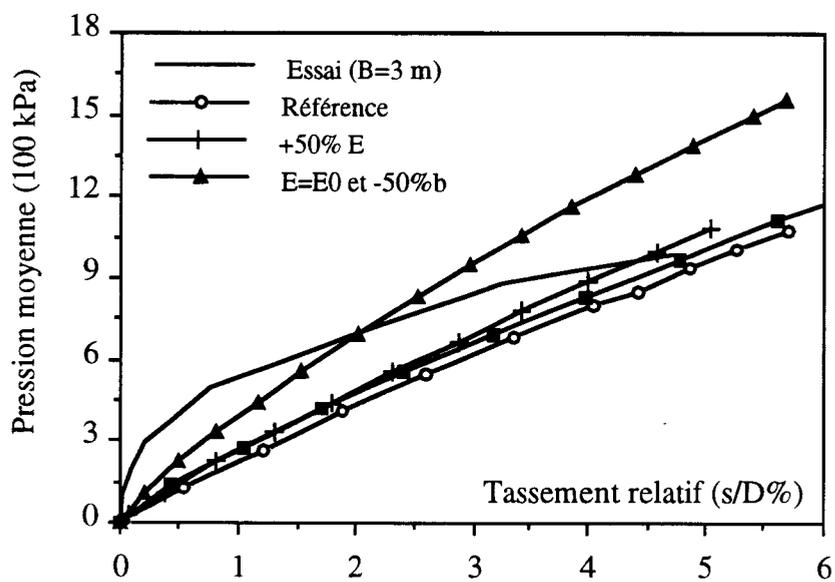
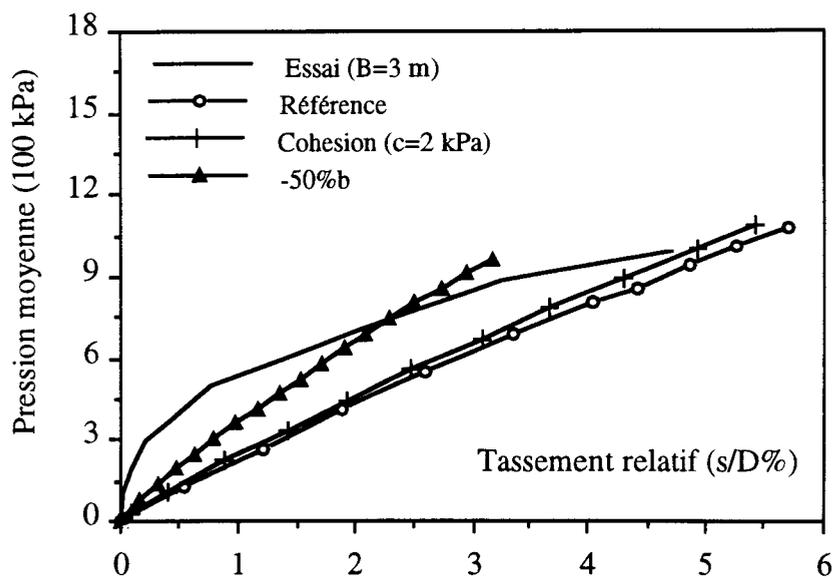


Figure 4.13 :

Etude paramétrique réalisée avec le modèle Modsol.

Modèles utilisés	Largeur de la fondation			
	B=1m	B=1,5m	B=2,5m	B=3m
Duncan-Chang	47,5%	140%	97%	120%
Chua-Lyton	37%	36%	28%	32%
Bardet	71%	73%	53%	51%

Tableau 4.8a : Tableau récapitulatif des prédictions réalisées par les autres centres Q% pour le déplacement égale à 25 mm.

Modèles utilisés	Largeur de la fondation			
	B=1m	B=1,5m	B=2,5m	B=3m
Duncan-Chang	92%	212%	180%	185%
Chua-Lyton	29%	28%	34%	37%
Bardet	144%	126%	113%	110%

Tableau 4.8b : Tableau récapitulatif des prédictions réalisées par les autres centres Q% pour le déplacement égale à 150 mm.

avec  $Q = \text{Charge sur la fondation} / \text{Charge expérimentale}$

Le premier calcul a été réalisé à l'Université de Floride, le comportement du sol a été modélisé par le modèle de Duncan-Chang (1970). Un deuxième calcul a été réalisé à l'Université du Nouveau Mexique en utilisant un code de calcul par éléments finis (GEOT2D). Des éléments d'interface ont été utilisés et le sol a été modélisé avec une loi hyperbolique (Duncan et al, 1970). Un troisième calcul a été réalisé à l'Université d'Ottawa en utilisant un code de calcul par éléments finis en 3D (AGAC93) et le modèle Bardet (Bardet, 1986).

L'analyse des prédictions obtenues montre que globalement les modèles prédisent mal (en sous-estimant) la charge correspondant au déplacement de 25mm et prédisent des valeurs élevées des charges correspondant au déplacement de 150 mm, sauf dans le cas du dernier calcul où ces valeurs sont plutôt faibles.

**CHAPITRE 5**

**VALIDATION D'UNE MODELISATION SUR  
UN BARRAGE EN TERRE**

## CHAPITRE 5

### *Validation sur le calcul d'un barrage en terre*

*Cette étude s'inscrit dans le cadre du troisième Benchmark organisé par la Commission Internationale des Grands Barrages (ICOLD) avec le concours de Coyne et Belier (Tardieu et al, 1994) et le CNEH et qui a donné lieu à un Colloque international à Paris en 1994. L'objectif visé était l'analyse statique et dynamique de la stabilité d'un barrage en enrochement à noyau central argileux, celui d'El Infiernillo construit au Mexique en 1960. Ce choix est d'autant plus intéressant que cet ouvrage a été équipé d'instruments de mesures (piézomètre, accéléromètre,...) qui ont permis son auscultation pendant sa construction et son exploitation ainsi que la mesure de l'évolution de différentes grandeurs (déplacement, accélération et pression interstitielle) pendant les deux séismes qui ont secoué ce barrage.*

*Dans les travaux que nous présentons ci-après, seule l'analyse statique sera abordée. Elle va porter sur les phases de construction, de mise en eau et de consolidation du barrage. Par ailleurs, la résolution du problème d'interaction fluide-squelette sera faite en non couplée. Le calcul du barrage est mené avec deux modèles. Un modèle de type Mohr-Coulomb (proposé par les organisateurs pour une confrontation entre différents codes de calculs) et le modèle Modsol présenté antérieurement.*

#### **5.1 Données du problème**

Les travaux de construction du barrage d'El Infiernillo ont débuté en 1960. D'une hauteur de 145 m et s'étalant sur une largeur de 500 m, ce barrage est composé d'un noyau central en argile et d'enrochements compactés sur ses flancs amont et aval.

Le maillage retenu est illustré dans la figure 5.1. Il comporte 218 éléments quadrilatères à huit noeuds et 721 noeuds.

Les calculs ont été réalisés en adoptant l'hypothèse de déformation plane. La hauteur du barrage (169 m) étant faible par rapport à sa largeur (500 m), le déplacement longitudinal est négligeable devant le déplacement se produisant dans le plan transversal.

L'analyse statique du barrage tient compte des phases de construction, de remplissage et de consolidation. Pour chaque phase, un dépouillement portant sur les déplacements a été effectué aux points CC, CM, CL, UM et DM et suivant trois plans AA', BB' et CC' indiqués dans la figure 5.2.

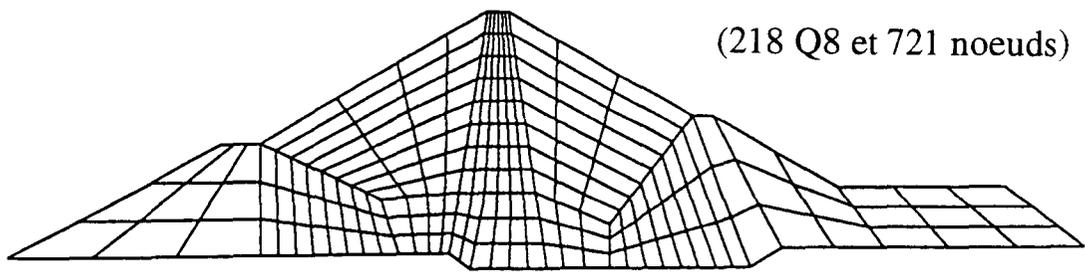


Figure 5.1 : Maillage utilisé pour le calcul de barrage.

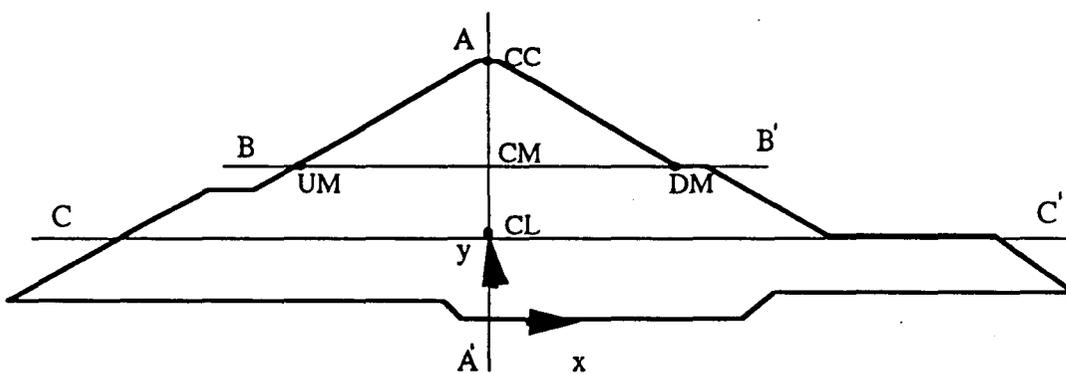


Figure 5.2 : Position des points et des plans de dépouillement.

## ***Identification des paramètres rhéologiques des modèles utilisés***

Les paramètres rhéologiques du Modèle de Mohr-Coulomb correspondant aux différents matériaux du remblais ont été fixés par les organisateurs du Benchmark, ces paramètres sont donnés dans le tableau 5.1. Quant aux paramètres du modèle Modsol, ils ont été déterminés à partir des essais de laboratoire fournis par les organisateurs du Benchmark. Ces essais comportaient des essais triaxiaux drainés réalisés sur un sable de densité  $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$  à des pressions de confinement  $P_c=35 \text{ kPa}$  et  $P_c=67 \text{ kPa}$ , des essais triaxiaux drainés réalisés sur des enrochements lâches ( $\gamma=17,6 \text{ kN/m}^3$ ) et denses ( $\gamma=18,5 \text{ kN/m}^3$ ) à des pression de confinement  $P_c=188 \text{ kPa}$  et  $P_c=488 \text{ kPa}$  et des essais non drainés réalisés sur l'argile ( $\gamma=16 \text{ kN/m}^3$ ) avec  $P_c=100 \text{ kPa}$ ,  $P_c=300 \text{ kPa}$  et  $P_c=1000 \text{ kPa}$ .

Le jeu de paramètres du modèle Modsol pour l'argile est donné dans le tableau 5.2 et la reproduction des essais non-drainés est illustrée dans la figure 5.3. On observe que le modèle reproduit correctement jusqu'à 4% de la déformation axiale les deux essais de faible confinement; au-delà, le modèle surestime la valeur du déviateur à la rupture.

Le jeu de paramètres déterminé pour le sable est donné dans le tableau 5.3. Les figures 5.4a et 5.4b illustrent la reproduction des essais triaxiaux. On note que, mise à part une évolution rapide de l'écroutissage et la surestimation de la valeur à la rupture du déviateur de contraintes pour le confinement  $P_c=67 \text{ kPa}$ , le modèle reproduit correctement ces essais.

Le jeu de paramètres déterminé pour les enrochements denses est donné dans le tableau 5.4. La reproduction de ces essais est illustrée dans les figures 5.5a et 5.5b. On observe que le modèle reproduit mal l'évolution du déviateur de contraintes pour le faible confinement ainsi que celle de la déformation volumique.

Le jeu de paramètres déterminé pour les enrochements lâches est donné dans le tableau 5.5. La reproduction de ces essais est donné dans les figures 5.6a et 5.6b. On observe que le modèle surestime la valeur à la rupture du déviateur de contraintes pour le confinement  $P_c=488 \text{ kPa}$  et reproduit mal l'évolution de la déformation volumique.

### **5.2.1 Phase de construction**

La durée totale de la construction du barrage était de 18 mois à raison de 8 m par mois. Cette phase a été modélisée en simulant la procédure de construction par couche (en 15 étapes), les matériaux sont considérés comme drainés, ainsi seul le poids volumique intervenait comme chargement extérieur.

Les résultats obtenus suivant le plan AA' (Mroueh, 1994) sont illustrés dans la figure 5.7. On observe que les deux modèles donnent une valeur maximale du tassement à la hauteur de 110 m. Cette valeur est de 2,1 m pour le modèle de Mohr-Coulomb et de 1,8 m pour le modèle Modsol.

E (MPa)	$\nu_0$	$\phi$ (°)	$\phi_{cv}$ (°)	a	b	c	d	$\alpha_0$
40	0,2	25	25	1	$2 \cdot 10^{-4}$	0	0	0

Tableau 5.2 : Jeu de paramètres du modèle Modsol pour l'argile.

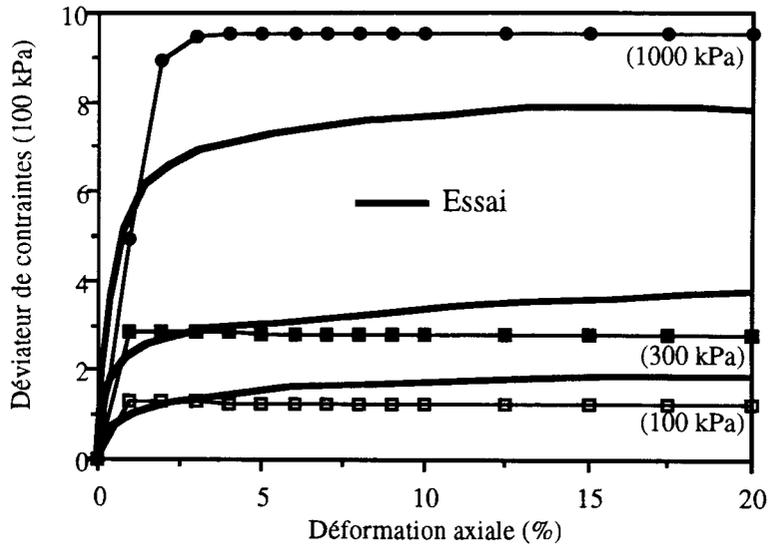
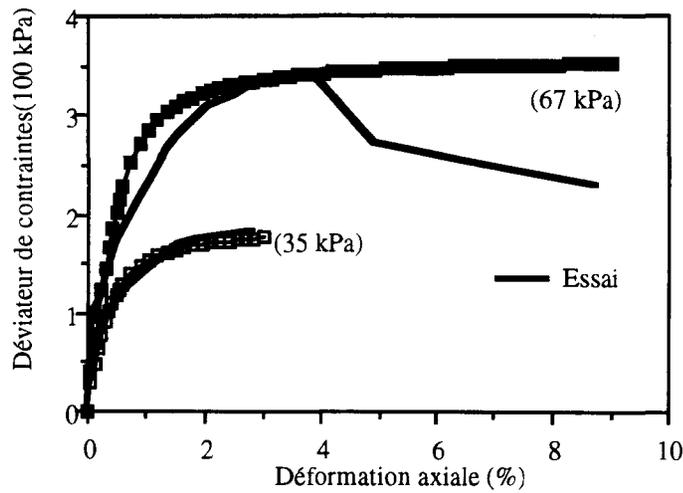


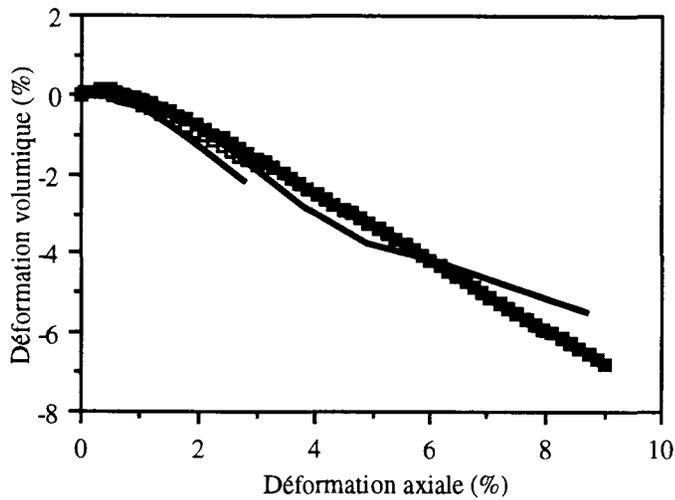
Figure 5.3 : Simulation des essais triaxiaux non-drainés réalisés sur l'argile (modèle Modsol).

$E_0$ (MPa)	$\nu_0$	$\phi$ ( $^\circ$ )	$\phi_{cv}$ ( $^\circ$ )	a	b	c	d	$\alpha_0$
100	0,35	46,7	30,5	1	$8 \cdot 10^{-4}$	0	0	0

Tableau 5.3 : Jeu de paramètres du modèle Modsol pour le sable.



(a)

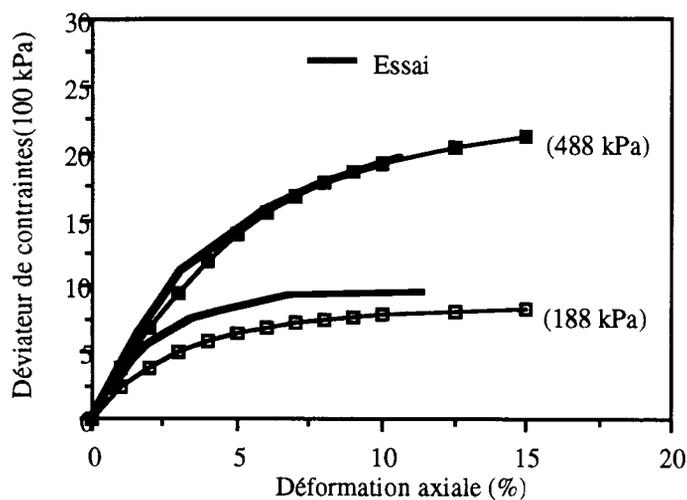


(b)

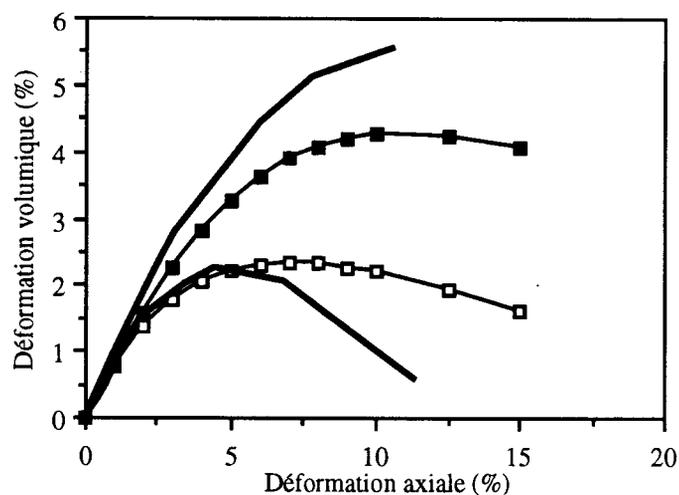
Figure 5.4 : Reproduction des essais triaxiaux drainés réalisés sur le sable (modèle Modsol).

$E_0$ (MPa)	$\nu_0$	$\phi$ ( $^\circ$ )	$\phi_{cv}$ ( $^\circ$ )	a	b	c	d	$\alpha_0$
50	0,1	45,3	40	1	$5,5 \cdot 10^{-3}$	0	0	0

Tableau 5.4 : Jeu de paramètres du modèle Modsol pour les enrochements denses.



(a)

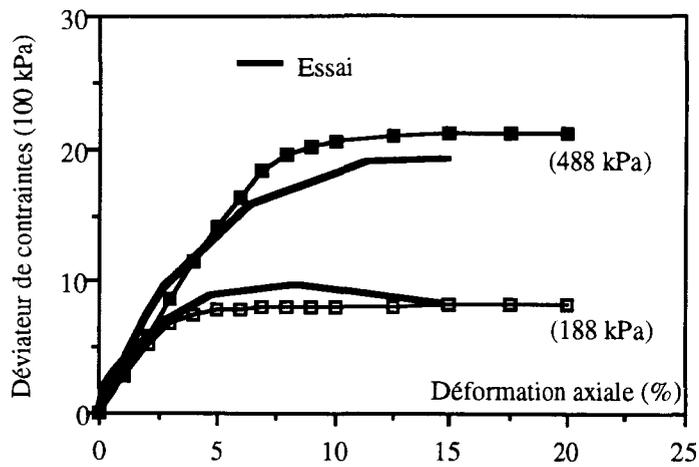


(b)

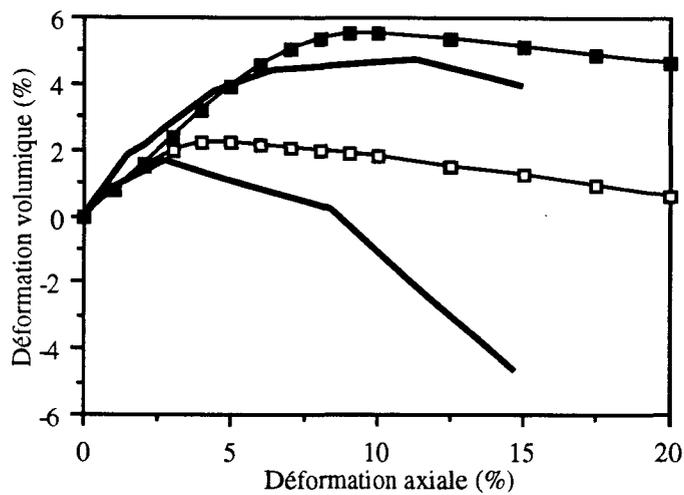
Figure 5.5 : Reproduction des essais triaxiaux drainés réalisés sur les enrochements denses.

$E_0$ (MPa)	$\nu_0$	$\phi$ ( $^\circ$ )	$\phi_{cv}$ ( $^\circ$ )	a	b	c	d	$\alpha_0$
30	0,1	43,4	40,5	1	$6.10^{-4}$	0	0	0

Tableau 5.5 : Jeu de paramètres du modèle Modsol pour les enrochements lâches.



(a)



(b)

Figure 5.6 : Reproduction des essais triaxiaux drainés réalisés sur les enrochements lâches.

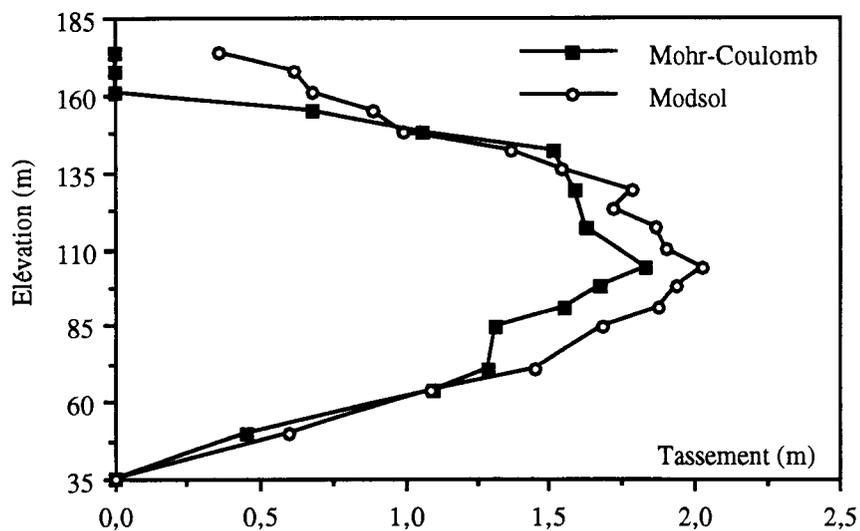


Figure 5.7 : Déplacement vertical en fin de construction.

Codes utilisés	Modèles utilisés	CC	CM	CL	UM	DM
S.I.C.3-CEMAGREF	Mohr-Coulomb	0	-3	-12	-16	20
GEFDYN-COYNE et BELIER	Mohr-Coulomb 2D	0	4	8	-18	21
GEFDYN-COYNE et BELIER	Mohr-Coulomb 3D	0	4	8	-18	21
PECPLAS-E.C. LILLE	Mohr-Coulomb 2D	0	3	7	-18	19

Tableau 5.6 : Déplacements horizontaux (cm) obtenus en fin de construction.

Une comparaison des différentes simulations réalisées par les autres centres a été effectué par Tardieu (1994). Les résultats de ces simulations sont donnés dans le tableau 5.6. On observe que les différents codes donnent des résultats en bon accord entre eux.

<b>Paramètres</b>	<b>Argile</b>	<b>Filtre</b>	<b>Transition</b>	<b>Enrochements</b>
E(MPa)	40	40	40	40
n	0,3	0,3	0,3	0,3
$\phi$ (°)	25	35	42	42
c(MPa)	0	0	0	0
$\psi$ (°)	5	5	5	5

Tableau 5.1 : Jeu de paramètres du Modèle de Mohr-Coulomb proposé par les organisateurs du Benchmark.

### 5.2.2 Phase de remplissage

Le remplissage du réservoir du barrage s'effectue à raison de 8 m par mois jusqu'à atteindre un niveau maximal de 169 m. Cette phase est suivie par une période de consolidation de 20 ans au cours de laquelle un régime d'écoulement stationnaire est atteint dans le barrage.

Afin d'éviter le traitement du problème de consolidation dans un milieu partiellement saturé, nous avons traité le problème à la stabilisation (en régime stationnaire).

Dans un premier temps, nous avons résolu le problème hydraulique en régime stationnaire avec recherche de surface libre (figure 5.8). Ensuite, la pression interstitielle a été appliquée comme chargement extérieur sur le barrage. Cette modélisation est différente de celle utilisée par les autres centres. Elle a le mérite d'être simple mais elle ne permet pas de déterminer l'évolution de la pression interstitielle au cours de la consolidation. Aussi, la comparaison avec les autres centres sera effectuée à la fin de la phase de consolidation.

Les états de contraintes et de déformations obtenus en fin de simulation de la phase de construction seront considérés comme l'état initial lors de la simulation de la phase de mise en eau. Les conditions aux limites concernent le flanc amont (Charge hydraulique exercée par la hauteur d'eau) et la fondation rigide supportant le remblai (flux nul à travers le socle de la fondation).

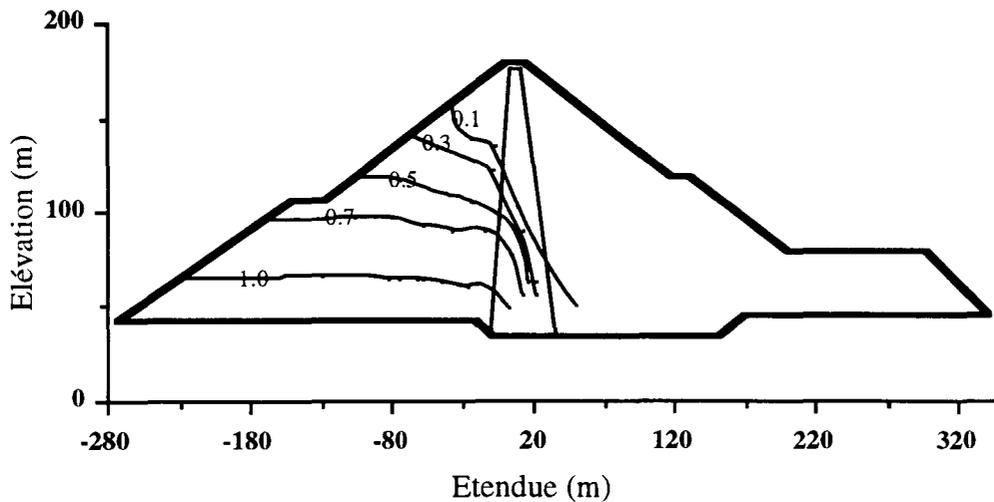


Figure 5.8 :

Courbes d'isovaleurs de la pression interstitielle en fin de consolidation (en MPa).

Dans la figure 5.9 on a reporté les déplacements horizontaux obtenus par les deux modèles suivant les trois plans AA', BB' et CC'. L'analyse de ces résultats laisse apparaître une répartition identique suivant les plans BB' et CC' (les déplacements passent par un maximum qui correspond au noyau central). Par ailleurs, suivant le plan AA' on constate que les déplacements horizontaux augmentent jusqu'à l'élévation de 110 m avec un écart de 20% sur le déplacement horizontal maximal.

Dans la figure 5.10, on a reporté les tassements résultants suivant les trois plans. On constate que suivant les plans BB' et CC' les tassements passent par un maximum qui correspond au noyau central. L'écart entre les deux modèles est sensible en particulier au niveau du noyau suivant le plan CC'.

Dans ce qui suit on présente une confrontation de nos résultats à ceux d'autres centres. Dans les figures 5.11 et 5.12 on a reporté les tassements et dans les figures 5.13 et 5.14 on a reporté les déplacements horizontaux obtenus suivant les plans AA', BB' et CC'. L'analyse des résultats montre une bonne concordance de nos résultats avec ceux des autres participants.

D'autres résultats concernant les déplacements horizontaux, les tassements et la pression interstitielle obtenus en fin de consolidation aux points CC, CM, CL, UM et DM sont donnés respectivement dans les tableaux 5.7, 5.8 et 5.9. On remarque que pour la plupart des points de dépouillement il y'a une bonne corrélation entre les différentes valeurs des déplacements. Concernant la pression interstitielle, on remarque que les valeurs trouvées par les autres centres présentent très peu de différences entre elles, mais nos valeurs sont légèrement plus élevées en particulier au point CL.

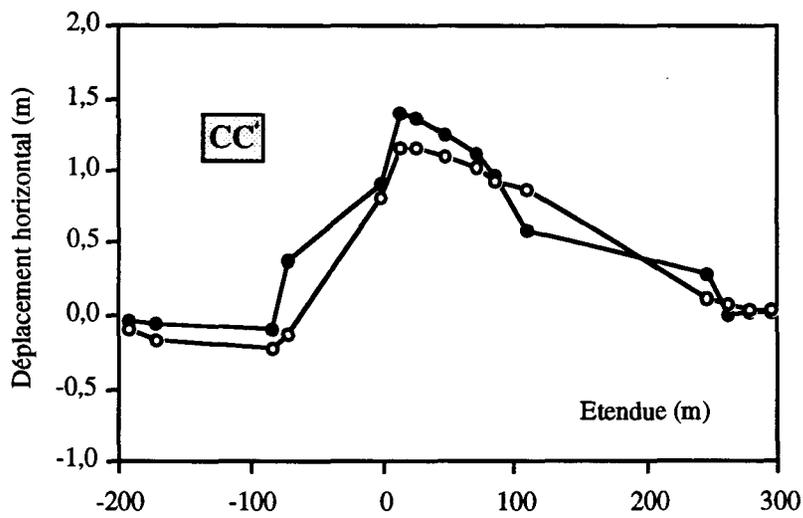
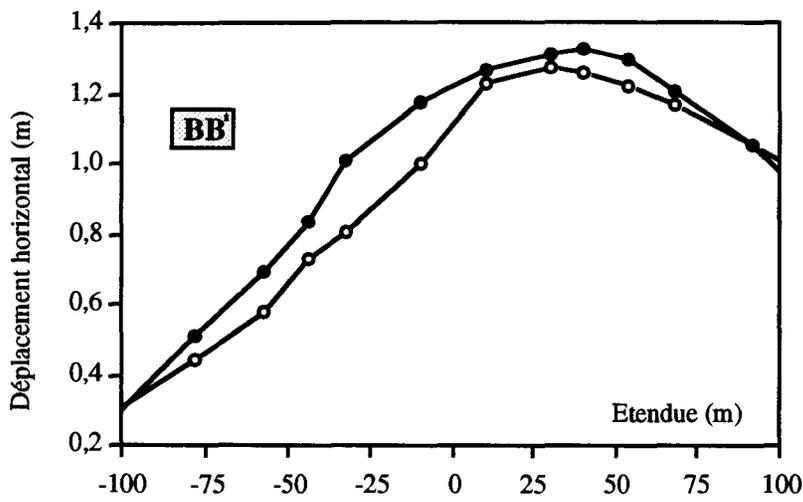
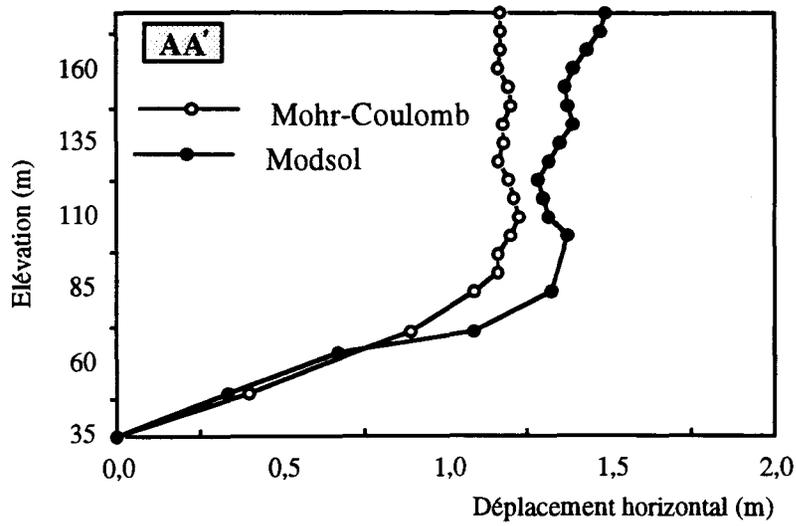


Figure 5.9 : Déplacements horizontaux en fin de consolidation suivant les trois plans.

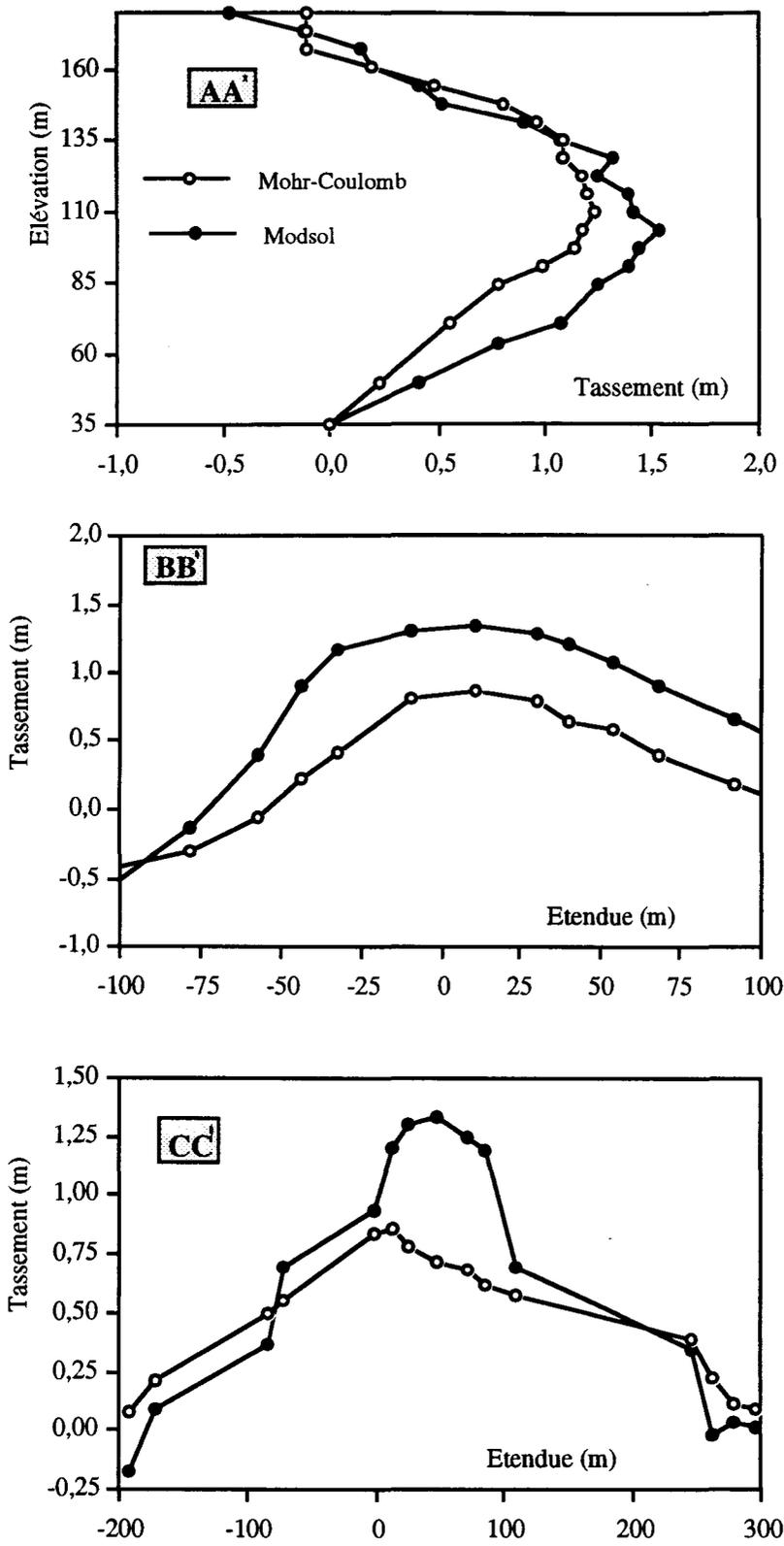


Figure 5.10 : Tassements obtenus en fin de consolidation suivant les trois plans AA', BB' et CC'.

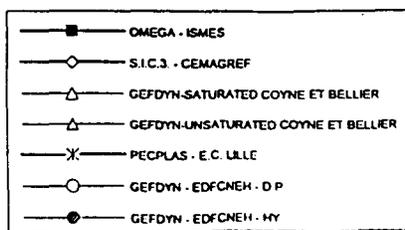
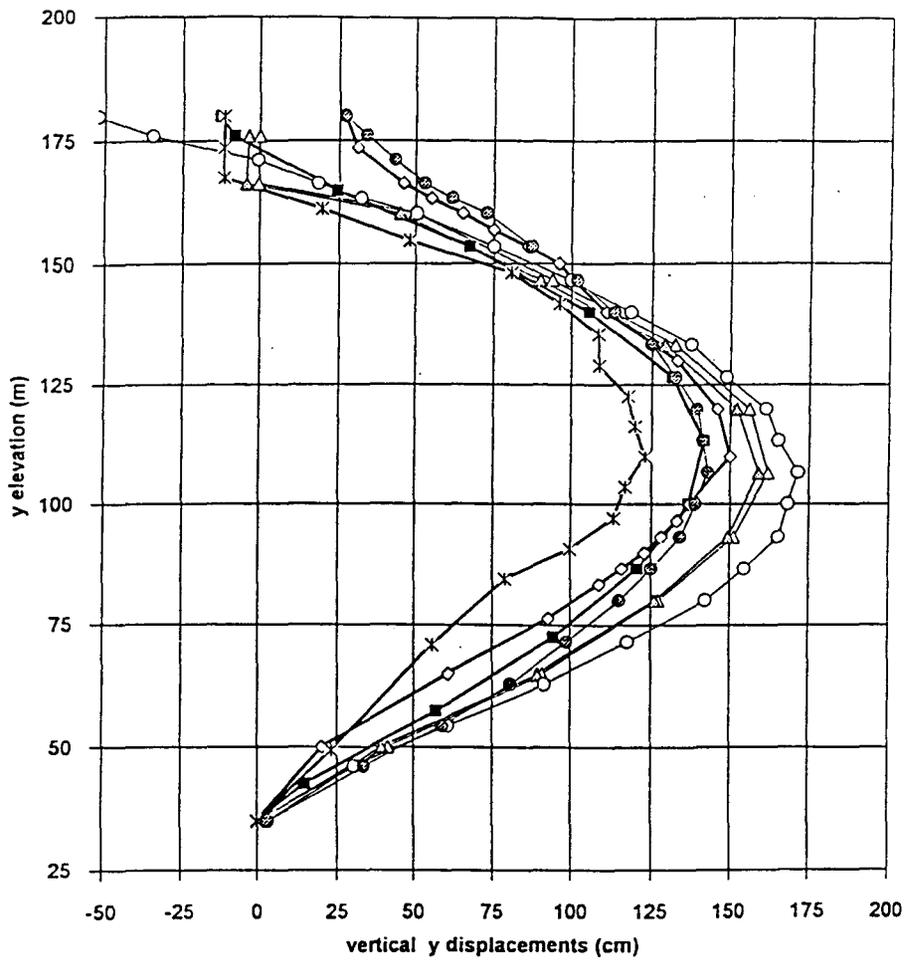
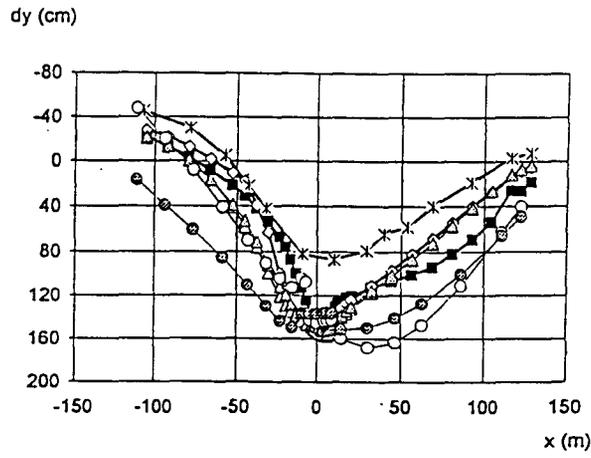


Figure 5.11 :

Tassements obtenus suivant le plan A-A' avec les différents codes.

SECTION B-B'



SECTION C-C'

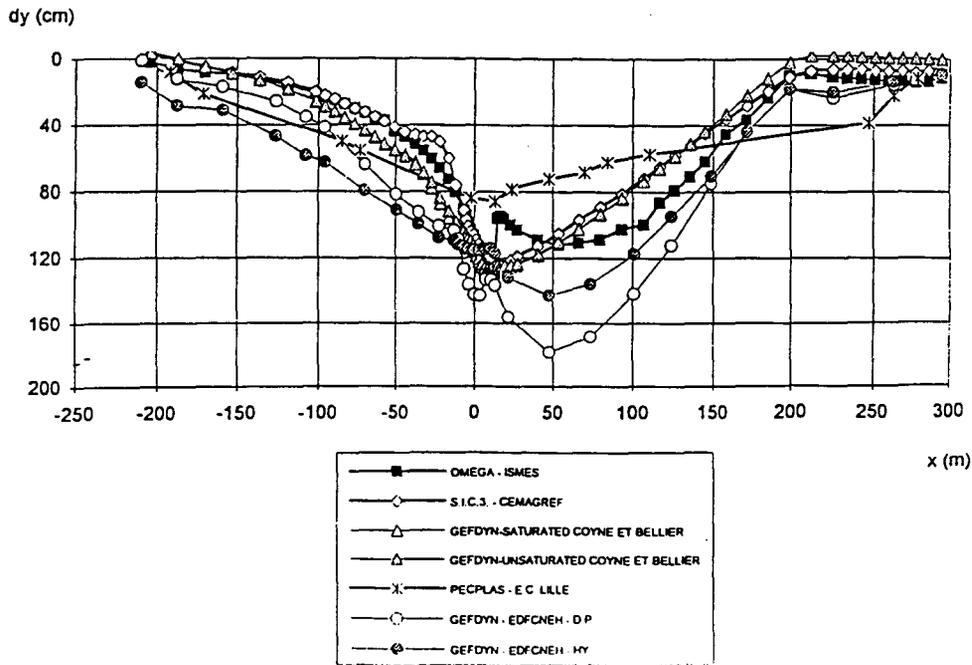


Figure 5.12 :

Tassements obtenus suivant les plans B-B' et C-C' avec les différents codes.

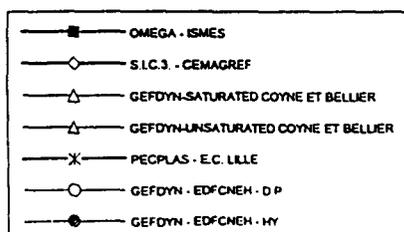
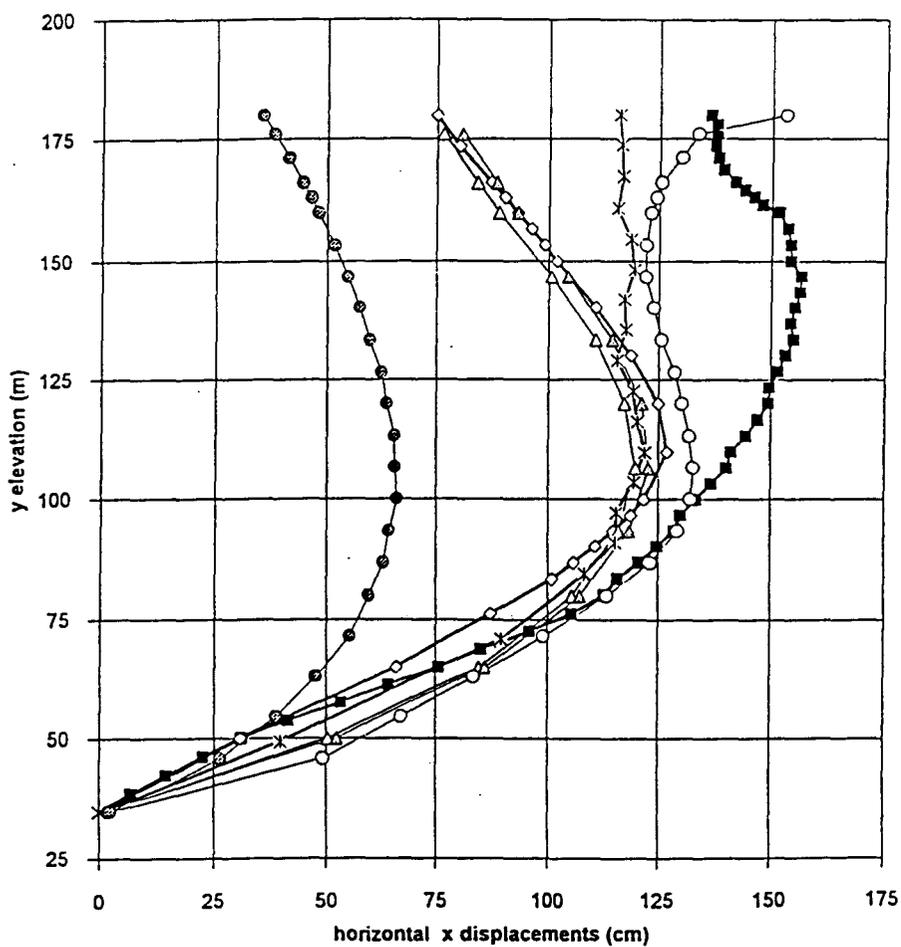
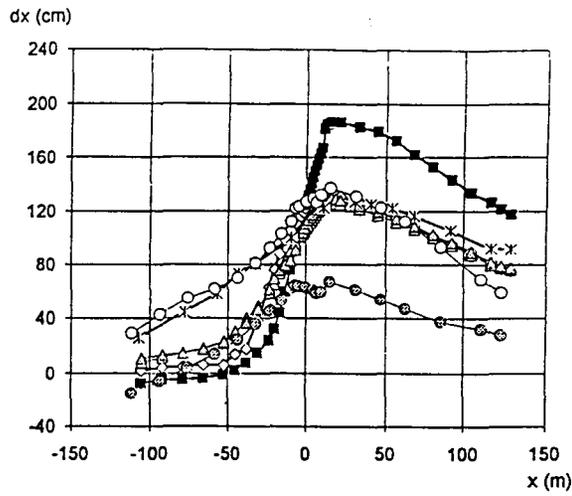


Figure 5.13 :

Déplacements horizontaux obtenus suivant le plan A-A' avec les différents codes.

SECTION B-B'



SECTION C-C'

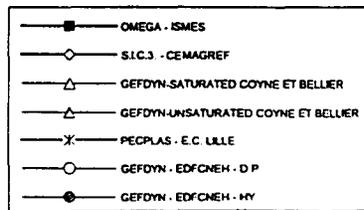
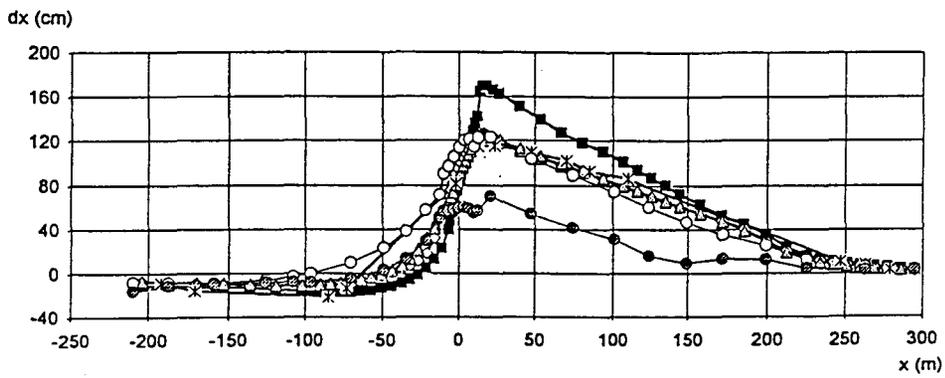


Figure 5.14 :

Déplacements horizontaux obtenus suivant les plans B-B' et C-C' avec les différents codes.

Codes utilisés	Modèles utilisés	CC	CM	CL	UM	DM
S.I.C.3-CEMAGREF	Mohr-Coulomb	74	124	95	2	75
GEFDYN-COYNE et BELIER	Mohr-Coulomb 2D	76	117	106	8	80
GEFDYN-COYNE et BELIER	Mohr-Coulomb 3D	81	121	108	11	82
PECPLAS-E.C. LILLE	Mohr-Coulomb 2D	116	119	103	26	92

Tableau 5.7 : Déplacements horizontaux (cm) obtenus en fin de consolidation.

Codes utilisés	Modèles utilisés	CC	CM	CL	UM	DM
S.I.C.3-CEMAGREF	Mohr-Coulomb	-26	-145	-106	28	-5
GEFDYN-COYNE et BELIER	Mohr-Coulomb 2D	0	-156	-127	21	-12
GEFDYN-COYNE et BELIER	Mohr-Coulomb 3D	4	-152	-126	22	-12
PECPLAS-E.C. LILLE	Mohr-Coulomb 2D	11	-123	-79	45	-8

Tableau 5.8 : Déplacements verticaux (cm) obtenus en fin de consolidation.

Codes utilisés	Modèles utilisés	CC	CM	CL	UM	DM
S.I.C.3-CEMAGREF	Mohr-Coulomb	-0,12	0,4	0,59	0,49	0,72
GEFDYN-COYNE et BELIER	Mohr-Coulomb 2D	-0,073	0,24	0,435	0,481	
GEFDYN-COYNE et BELIER	Mohr-Coulomb 3D	0,07	0,246	0,459	0,481	
PECPLAS-E.C. LILLE	Mohr-Coulomb 2D	0	0,314	0,696	0,5	0

Tableau 5.9 : Valeurs de la pression interstitielle (MPa) obtenues en fin de consolidation.

Cette étude montre que l'hypothèse de découplage est acceptable dans ce cas si on s'intéresse à la phase stationnaire ce qui permet de simplifier d'une manière sensible les simulations numériques.

## **CONCLUSION**

Le présent travail avait pour objectif la vérification des trois modèles élastoplastiques des sols (Mohr-Coulomb, Nova et Modsol) sur trois types d'ouvrages, à savoir la fondation superficielle, le tunnel et le barrage. Les tests effectués ont comporté des vérifications sur des essais en centrifugeuse, sur des essais de fondations en vraie grandeur et une confrontation des résultats de divers modèles et programmes de calcul.

### ***Vérification sur les essais en centrifugeuse***

La première série de tests de vérification a été effectuée sur des essais en centrifugeuse. Dans ce cas, on teste les modèles sur des problèmes aux limites où on contrôle bien l'état initiale, les conditions aux limites et la densité du matériau. A l'aide d'une analyse paramétrique, nous avons fixé les facteurs qui peuvent influencer les résultats des simulations, notamment, le maillage, l'ordre d'intégration numérique et le critère de convergence. Pour la réalisation de ces tests, on a disposé des essais triaxiaux de compression drainée à contrainte latérale constante pour l'identification des paramètres des modèles. Une analyse des résultats obtenus est fort laborieuse à cause de leurs disparités. On peut, néanmoins, dire qu'un modèle à écrouissage avec une élasticité non linéaire et une règle d'écoulement réaliste pour les sables (Modsol ou Nova) donne des résultats qui sont dans l'ensemble meilleurs que ceux obtenus avec un modèle élastique-parfaitement plastique à élasticité linéaire (de type Mohr-Coulomb). Mais, il y a des cas où ce dernier a donné des résultats meilleurs que ceux obtenus avec le modèle Modsol (fondation filante sous chargement excentré et fondation filante sur sol bicouche).

Il est à noter que les simulations réalisées peuvent être améliorées si on dispose des essais réalisés sur des chemins proches de ceux existant dans les ouvrages étudiés (triaxial proportionnel et oedométrique dans le cas d'une fondation soumise à un chargement centré et déformation plane en extension dans le cas de tunnel) pour la détermination des paramètres rhéologiques, en particulier : les paramètres élastiques et d'écrouissage

### ***Vérification sur des essais de fondations en vraie grandeur***

La deuxième étape de vérification a été effectuée sur des essais de fondations en vraie grandeur. Les résultats des simulations montrent que le modèle de Mohr-Coulomb reproduit correctement la phase initiale de chargement, mais par la suite il donne une rigidité excessive. Les tests réalisés avec le modèle Modsol ont montré que ce modèle donne une rigidité initiale très faible et que cette rigidité reste constante au cours du chargement. Ces défauts ont persisté malgré une réduction importante (50%) de la valeur du paramètre qui contrôle le taux d'écrouissage et l'adoption d'une élasticité linéaire dans le modèle. D'autres sources peuvent

être à l'origine des mauvaises performances de ce modèle. En effet, les semelles carrées ont été modélisées en symétrie de révolution et il est nécessaire de procéder à un calcul tridimensionnel pour étudier la validité de cette démarche. Par ailleurs, les paramètres du modèle ont été déterminés à partir des essais réalisés sur des échantillons prélevés. Du fait que les sables sont très sensibles au remaniement, il est difficile de bien connaître les propriétés réelles du sol en place, et en particulier l'influence d'une éventuelle cimentation ou succion qui ont pour effet d'augmenter la rigidité du sol et sa résistance initiale. Ainsi, pour répondre à ces questions, il est nécessaire de disposer d'essais in-situ de bonne qualité, en particulier des essais pressiométriques ou (et) à la plaque avec des cycles de chargement.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

**Al Mukhtar M. (1987)** " Etude expérimentale et modélisation des fondations superficielles sous sollicitations monotones et cycliques", Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille.

**Amar S., Baguelin F. & Canepa Y. (1983)** " Etudes expérimentales du comportement des fondations superficielles". Annales de l'ITBTP, Paris, pp. 15-22.

**Aubry D., Hujeux J.C., Lassoudière F. & Meimon Y. (1982)** " A double memory model with multiple mechanics for cyclic soil behaviour" Int. Symp. Num. Models in Geomechanics, Zurich, Ed. Balkema, pp 3-13.

**Berriche Y. (1987)** " Enfoncement d'une plaque dans du sable d'Hostun en laboratoire". Rapport Scientifique du Gréco-Géomatériaux, pp. 424-431.

**Bowles (1988)** " Foundation analysis and design", 4th Edition, McGraw-Hill, Inc.

**Bradet J.P. (1986)** " Bounding surface plasticity model for sands". ASME Journal of Engineering Mechanics, Vol. 112, No. EM11, pp. 1198-1217.

**Cambou B. & Jafari K. (1987)** " A constitutive model for granular materials based on two plasticity mechanics" Int. Workshop on Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils, A. Saada and G. Bianchini, Ed. Balkema, Publications.

**Cambou B., Boubanga A., Bozetto P. & Hagou M. (1990)** " Determination of constitutive parameters from pressurimeter tests" 3rd Int. Symp. on Pressurimeters, Oxford, Thomas Telford, London University, pp. 243-252.

**Cambou B., Rézgui B., Benzenati Y. & Shahrour I. (1991)** " Simulations d'essais de tunnel peu profond réalisés en centrifugeuse". Rapport Scientifique du Gréco-Géomatériaux, pp. 811-825.

**Chambon P. & Rault G. (1992)** " Essais en centrifugeuse sur tunnel", Rapport Scientifique du Gréco-Géomatériaux, pp. 769-772.

**Chambon P. (1990)** "Etude sur modèles réduits centrifugés : Application aux tunnels à faible profondeur en terrain meuble pulvérulent". Thèse de doctorat, Université de Nantes.

**Cehade W. (1991)** "Méthodologie pour la validation des modèles des géomatériaux : Application aux modèles élastoplastiques des sols". Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille.

**Cehade W., Cehade R. & Shahrour I. (1989)** " A Micro-computer code for constitutive laws verification", Int. Conf. on Num. Meth. in Geom. NUMOG 3, Niagara Falls, Canada, Edition S. Pietruszczak, G.N. Pande, Elsevier, pp. 489-496.

**Duncan J.M. & Chang C.Y. (1970)** " Non linear analysis of stress and strain in soils", Journal Soil. Mech. Found. Eng. Div., ASCE 96, SM5, pp 1629-1670.

**Fargeix D. (1988)** "Modélisation par centrifugation". Rapport Scientifique du Gréco-Géomatériaux, pp. 386-389.

**Fargeix D. (1990)** "Modélisation expérimentale en centrifugeuse". Rapport Scientifique du Gréco-Géomatériaux, pp. 667-671.

**Hujeux J.C. (1985)** " Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols", Génie Parasismique, Presse ENCP, pp. 278-302.

**Labanieh S. (1989)** " Répétabilité et reproductibilité d'essais sur un modèle d'ouvrage type de fondation superficielle". Rapport Scientifique du Gréco-Géomatériaux, pp. 413-418.

**Gibbens R. & Briaud J.L. (1994)**- " Data and Prediction Request for the Spread Footing Prediction Event". Settlement '94 : ASCE Specialty Conference, Texas A&M University, pp. 12-85.

**Meimon Y. & Tan C-H. (1989)** " A new double hardening model for soils under cyclic loading", 3rd Int. Symp. on Num. Models in Geomechanics (NUMOG 3), Niagara Falls, Canada, pp. 28-35, Pietruszczac and Pande Editors. Elsevier Publisher.

**Meimon Y. (1991)** " Validation sur ouvrages types". Rapport Scientifique du Gréco-Géomatériaux, pp.791-889.

**Meimon Y. (1992)** "Modèles pour le comportement des fondations d'ouvrages types marins", Habilitation à diriger des recherches, Institut Français du Pétrole-Université des Sciences et Technologies de Lille.

**Meimon Y., Lassoudière F., Kodaissi E. (1987)** " Méthodologie pour le calcul de fondations superficielles marines par la méthode des éléments finis". Rapport I.F.P. Ref. 35 196.

**Mestat Ph., Degny E., Chambon P. & Sekkat Z. (1990)** " Détermination d'un jeu de paramètres pour la loi de Nova : Validation numérique" 25ème Colloque du Groupe Français de Rhéologie, Grenoble, pp. 173-184.

**Meyerhof (1953)** " The bearing capacity of Foundation under Excentric and Inclined Loads " 3d ICSMFE, Vol. 1, pp. 440-445.

**Monnet J. (1992)** " Equations constitutives du comportement du sol utilisant des paramètres géotechniques" Structure et comportement mécanique des Géomatériaux, Colloque René Houpert, pp. 171-180.

**Mroueh H. (1994)** "Validation de deux modèles rhéologiques sur le calcul d'un barrage en terre". Mémoire de DEA, Ecole Centrale de Lille.

**Nova R. & Hueckel T. (1982)** - "A model of soil behaviour in plastic and hysteretic ranges. Part I : monotonic loading"- Proceedings Int. Work. Constitutive Relations for Soils, Edited by Gudehus, Darve, Vardoulakis. Balkema, pp. 289-309.

**Purushothamaraj & al (1974)** " Bearing capacity of strip footing in two layered cohesive-friction soils", GGJ, Vol 11, N°1, pp. 32-45.

**Rault G. (1992)** "Essais en centrifugeuse de chargement de fondations sur un sol bicouche". Rapport Scientifique du Gréco-Géomatériaux, pp. 755-760.

**Rézgui B. (1993)** "Validation de code de calcul et de modèle de comportement sur ouvrage type" Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Lyon.

**Schofield A. & Worth P. (1968)** "Critical State Soils Mechanics" Mc Graw Hill. London.

**Shahrour I. & Chehade W. (1992)** " Development of a constitutive elastoplastic model for soils" XI International Congress on Rheology, Bruxelles, Edition P. Moldenaers & R. Keunigs, Elsevier.

**Shahrour I. & Zaher M. (1993)** "Validation des modèles élastoplastiques sur des essais de tunnel dans des terrains meubles". Onzième Congrès Français de Mécanique. Lille. Vol. 4, pp. 437-440.

**Shahrour I. & Zaher M. (1994)** " Predictions of footing tests sponsored by the FHWA using a strain hardening elastoplastic constitutive model". Proceedings of a Prediction Symposium. Settlement '94 : ASCE Specialty Conference, Texas A&M University, pp. 224-227.

**Shahrour I. & Zaher M. (1995)** "Verification of an elastoplastic model through centrifuge tests". International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, NUMOG 5, Davos, Switzerland. A paraître.

**Shahrour I. (1987)** " Valois : Un système automatisé pour la validation des modèles de comportement des géomatériaux". Rapport IFP, N° 35 678.

**Shahrour I. (1992)** " PECPLAS : A finite element software for the resolution of earthwork problems". Colloque International Géotechnique, Informatique, Edition Presse ENPC, Paris, pp. 327-334.

**Shahrour I., Meimon Y. & Tan C-H. (1993)** " A computer-assisted software for automatic validation of constitutive models : Application to the validation of Cyclade", Journal Computer and Geotechnics, Vol. 16, pp. 83-103.

**Tan C-H. (1990)** " Développement d'un modèle élastoplastique cyclique pour les sols" -Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille- Institut Français du Pétrole.

**Tardieu B., Ozanam O. & Palumbo P. (1994)** "Numerical Analysis of Dams". 3rd. Benchmark Workshop, Paris.

**Vermeer P.A. (1978)**, "A double hardening model for sand". Géotechnique 28, n°4, pp. 413-433.

