

50376  
1994  
297

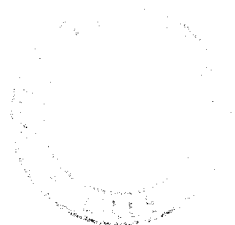
20102590

50376  
1994  
297

N° d'ordre: 1407

# THESE

présentée à  
l'Université des Sciences et Technologies de Lille



Spécialité :  
**GENIE-CIVIL**

par

**KASDI Abdellah**  
Ingénieur Génie-Civil

Titre

## DETERMINATION DES PARAMETRES DES MODELES ELASTO-PLASTIQUES A PARTIR DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

Soutenu le 16 Novembre 1994 devant la commission d'examen composée de :

**I. SHAHROUR**

Directeur de Thèse, Président

**G. DE SAXCE**

Rapporteurs

**R. FRANK**

**N.E. ABRIAK**

Examineurs

**M. GAMBIN**

**J.P. HENRY**

**M. FREMIOT**

Invité

## AVANT-PROPOS

*Le travail qui fait l'objet de ce mémoire a été mené au Département "Sols et Structures" du Laboratoire de Mécanique de Lille et au Département de Génie-Civil de l'Ecole des Mines de Douai. A ce titre, je tiens à souligner ma profonde reconnaissance envers Monsieur le Professeur **Isam SHAHROUR**. Je ne sais comment exprimer le sentiment que j'éprouve devant sa patience, la grandeur de ses qualités et de ses idées tant sur le plan scientifique qu'humain. Je le remercie pour tout.*

*Je tiens à remercier vivement Monsieur **Nor-Edine ABRIAK**, Responsable du laboratoire de Mécanique des Sols et des milieux granulaires de l'Ecole des mines de Douai pour le soutien permanent qu'il m'a apporté tout au long de ce travail et pour la confiance qu'il m'a témoignée dans les divers domaines.*

*Monsieur **Roger FRANK**, Professeur à L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Directeur du CERMES et Monsieur **Géry DE SAXCE** professeur à la Faculté Polytechnique de Mons ont accepté d'être rapporteurs. Qu'ils trouvent ici l'expression de mes sincères remerciements pour leur remarques constructives et leur nombreuses suggestions.*

*J'adresse mes plus vifs remerciements à Monsieur **Michel GAMBIN** pour ses nombreux conseils et pour toutes les informations et les documents qu'il m'a fournis. Pour tout cela et pour sa présence dans le jury, je lui suis profondément reconnaissant.*

*Je remercie également Monsieur le professeur **Michel FREMIOT**, Adjoint au Directeur des recherches de l'Ecole des Mines de Douai, pour avoir accepté de participer à ce jury.*

*Monsieur le professeur **Jean Pierre Henry** a bien voulu accepter de juger ce travail. Qu'il en soit également remercié.*

*Monsieur **Alain DE METS**, Chef du Département de Génie Civil de l'Ecole des Mines de Douai, m'a témoigné une grande confiance quand il m'a accueilli dans ses locaux. Je le remercie pour toute sa compréhension et sa grande patience.*

*Enfin mes remerciements vont à l'ensemble des collègues et du personnel de l'Ecole des Mines de Douai et de l'Ecole Centrale de Lille pour l'ambiance sympathique et cordiale qu'ils ont toujours entretenue autour de moi.*

# **DETERMINATION DES PARAMETRES DES MODELES ELASTOPLASTIQUES A PARTIR DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE**

## **RESUME**

Compte tenu des difficultés rencontrées dans la détermination des paramètres constitutifs des sols à partir des essais de laboratoire (remaniement, faible représentativité du sol, conditions initiales, etc.), il paraît intéressant, voire indispensable de procéder à cette détermination à partir des essais in-situ. C'est dans ce cadre que se situe le présent travail qui constitue une contribution à la détermination des paramètres de modèles de comportement des sols à partir de l'essai pressiométrique. Il est présenté en deux parties.

Dans la première partie, un programme de résolution numérique du problème aux limites régissant l'essai pressiométrique a été mis au point. Une analyse numérique de cet essai est présentée pour montrer l'influence des paramètres relatifs à la modélisation par la méthode des éléments finis sur les performances de la simulation. Cette étude est conclue par des recommandations qui permettent d'avoir une bonne simulation de l'essai pressiométrique. Compte tenu du niveau de déformation atteint lors du chargement, l'hypothèse des grandes déformations a été prise en compte.

La deuxième partie consiste en l'application de l'algorithme d'optimisation de Newton à la détermination des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb non associé. Cette procédure nécessite l'utilisation des techniques de résolution des problèmes inverses et un programme de résolution direct du problème d'expansion pressiométrique. Cette étude a montré la difficulté de déterminer plusieurs paramètres et particulièrement ceux qui sont couplés. Dans ce cas, il se pose le problème d'existence de plusieurs solutions. Pour résoudre ce problème, une méthodologie a été mise au point. Celle-ci est basée sur l'intégration, dans le processus d'optimisation, de corrélations reliant les paramètres de résistance et de dilatance. La méthodologie a été validée sur le sable d'Hostun et sur le sable de Wash.

La même démarche a été appliquée pour déterminer les paramètres du modèle de Cam-Clay à partir des essais pressiométriques réalisés dans les sols argileux.

### **Mots-clés :**

Pressiomètre ; Modèle ; Mohr-Coulomb ; Eléments finis ; Elastoplasticité ; Grandes déformations ; Sol ; Optimisation ; Corrélation ; Cam-Clay.

# **DETERMINATION OF CONSTITUTIVE PARAMETERS OF ELASTO-PLASTIC MODELS FROM THE PRESSUREMETER TEST**

## **ABSTRACT**

The design of civil engineering structures requires a good determination of soils properties. The determination of these parameters from the laboratory tests poses major difficulties because of the disturbance of soils samples and their representativeness of the heterogeneous sites. In order to identify the rheological parameters from the pressuremeter test data, a method based on the Newton algorithm is developed in this thesis. It is presented in two parts.

In the first one, a computer program for the numerical simulation of the pressuremeter test is developed. A numerical study is presented to analyse the effects of different parameters related to the simulation with the finite element method. This analysis leads to recommendations of using finite element softwares to improve the numerical approach of the pressuremeter test. Large deformation hypothesis is introduced to take into account the high level deformation which is reached during the expansion.

The second part refers to the application of the Newton optimisation method to deduce the parameters of the non associated Mohr-Coulomb model. In this case, it is necessary to use the techniques of the inverse methods. It appears that difficulties lie in the determination of several parameters, particularly those which are interdependent. To overcome these difficulties, a methodology is established which allow the integration, in the optimisation process, of the correlations between the required parameters. Correlations have been established for sands from results of the laboratory tests. This methodology has been verified on Wash sand (England) and Hostun sand (France).

The same procedure is applied to determine the parameters of Cam-Clay model from the pressuremeter tests performed in clay.

### **Key-words :**

Pressuremeter ; Model ; Mohr-Coulomb ; Cam-Clay ; Finite element ; Elastoplasticity ; Correlation ; Soil ; Large deformation ; Optimisation.

# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
1. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	
1.1. Présentation de l'essai pressiométrique .....	5
Types de pressiomètres .....	5
Paramètres conventionnels mesurés à partir de l'essai pressiométrique .....	6
1.2. Interprétation analytique de l'essai pressiométrique.....	9
1.2.1. Théorie d'expansion de cavité cylindrique.....	9
1.2.2. L'essai pressiométrique dans les sables.....	11
1.2.2.a. Interprétation avec l'hypothèse de déformation à	
volume constant.....	12
1.2.2.b. Interprétation de l'essai pressiométrique avec prise en compte de	
la dilatance.....	14
Etude de l'influence du remaniement .....	22
Effet des déformations élastiques dans l'écoulement plastique.....	24
Hypothèse des grandes déformations.....	26
Evolution de la résistance au cisaillement au cours de l'expansion .....	29
1.2.3. L'essai pressiométrique dans les argiles.....	31
1.3. Interprétation numérique de l'essai pressiométrique .....	35
1.3.1. Etude de la géométrie de la sonde.....	35
1.3.2. Couplage fluide squelette.....	37
1.3.3. Détermination numérique des paramètres de comportement.....	41
2. ANALYSE NUMERIQUE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE	
2.1. Formulations .....	43
2.1.1. Position du problème .....	43
2.1.2. Formulation variationnelle.....	45
2.1.3. Discrétisation du domaine.....	46
2.1.4. Intégration des modèles élastoplastiques .....	48
2.2. Etude Paramétrique de l'essai pressiométrique .....	53
2.2.1. Le comportement du sol.....	53
2.2.2. La configuration géométrique.....	54
2.2.3. Influence des conditions aux limites.....	54
2.2.4. Influence de l'étendue du domaine.....	55
2.2.5. Influence du maillage.....	57
2.2.6. Influence du mode de chargement .....	62
2.2.7. Validation sur un autre jeu de paramètres.....	64
2.3. Analyse numérique de l'essai pressiométrique en grandes déformations.....	65
2.3.1. Formulation du problème.....	65

2.3.2. Validation et programmation .....	66
2.3.3. Variation de la pression limite en fonction de la profondeur.....	71

### 3. METHODOLOGIE DE DETERMINATION DES PARAMETRES RHEOLOGIQUES DES SOLS

3.1. Présentation de la méthode inverse .....	73
3.2. Principe de la méthode de Newton.....	74
3.3. Application de la méthode de Newton à la détermination des paramètres rhéologiques .....	78
3.4. Validation de la méthode avec le modèle de Mohr-Coulomb.....	78
3.4.1. Etude de sensibilité .....	79
3.4.2. Validation .....	83
Détermination d'un paramètre quelconque .....	83
Détermination de plusieurs paramètres.....	85
Détermination des paramètres avec prise en compte de l'effet des grandes déformations.....	89

### 4. METHODOLOGIE DE DETERMINATION DES PARAMETRES DES SABLES: UTILISATION DES CORRELATIONS DANS LE PROCESSUS D'OPTIMISATION.

4.1. Les paramètres du modèle de comportement.....	90
4.2. Détermination des paramètres élastiques .....	91
4.2.1. Le module de Young.....	91
4.3. Détermination des paramètres de plasticité.....	97
4.3.1. Proposition d'une méthode de détermination de $\phi$ et $\psi$ .....	99
Classification des sols à partir de l'essai pressiométrique .....	100
Initialisation des paramètres.....	102
4.3.2 Validation de la méthodologie .....	103
Validation sur le sable de Wash .....	103
Validation sur le sable d'Hostun.....	106

### 5. APPLICATION A LA DETERMINATION DES PARAMETRES DU MODELE DE CAM-CLAY

5.1. Présentation du modèle de Cam clay .....	115
5.2. Intégration du modèle dans le programme d'optimisation .....	118
5.3. Etude de la détermination des paramètres du modèle .....	120

CONCLUSION GENERALE.....	125
--------------------------	-----

BIBLIOGRAPHIE .....	128
---------------------	-----

## **INTRODUCTION GENERALE**

L'expansion rapide des espaces urbains et l'essor du génie civil poussent de plus en plus à bâtir sur des terrains de moindre consistance, ce qui suscite chez les constructeurs le souci de garantir à la fois la sécurité et des coûts raisonnables. Pour répondre à ces contraintes, une étude détaillée du comportement des sols est nécessaire et exige une analyse rigoureuse des essais d'identification et de leur interprétation. L'objectif recherché par là, est la détermination des propriétés mécaniques des sols afin de permettre un dimensionnement optimal des ouvrages (fondations, pieux, tunnels, etc...).

Pour obtenir les caractéristiques mécaniques du sol, il y a deux types d'essais, les essais de laboratoire et les essais in-situ.

Les essais de laboratoire sont pratiques car ils permettent de rendre compte d'un certain nombre de phénomènes tels que la variation de volume et l'écroutissement. Les paramètres rhéologiques sont mesurés facilement à partir des différentes phases de comportement (élasticité, rupture, état critique, etc...). Mais, beaucoup de difficultés sont inhérentes à ces essais. La faible représentativité du terrain hétérogène, la reconstitution des conditions initiales de confinement ou de saturation et le remaniement induit par les opérations d'extraction et de transport soulèvent des interrogations quant à la précision de détermination de ces paramètres.

Les essais in-situ, sollicitant le sol dans ses conditions naturelles, sont affranchis de ces problèmes car le comportement du sol est décrit dans son contexte réel, mais les chemins de sollicitation suivis dans ces essais ne sont pas homogènes, ce qui rend difficile leur interprétation et entraîne par conséquent des difficultés pour l'identification des paramètres de comportement. Parmi les essais in-situ, l'essai pressiométrique qui est simple à réaliser est le plus facile à interpréter (contraintes contrôlées, conditions aux limites connues). Dans la

littérature sur l'essai pressiométrique, on trouve des travaux effectués dans le but de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol. Plusieurs méthodes ont été développées, mais celles-ci sont souvent basées sur des hypothèses simplificatrices ou encore, nécessitent des compléments d'essais de laboratoire. Les relations empiriques de calcul des paramètres, à partir des essais pressiométriques, sont en général établies pour des cas particuliers de sol, sollicités dans des conditions spécifiques (Cassan 1978). Ces relations ne peuvent donc se généraliser à tous les types de sols et à toutes les conditions. En général, pour tenir compte de tous les phénomènes liés au comportement du sol, la détermination des paramètres rhéologique ne peut pas être directe, en raison des difficultés de formulation. D'où l'idée d'utiliser les méthodes inverses.

Dans le cadre de ce travail de thèse, nous développons une méthodologie basée sur une méthode d'optimisation pour caractériser les sols à partir de l'essai pressiométrique. Ce travail, nous le présentons en cinq chapitres.

Dans le premier chapitre nous avons tenu à rappeler les études théoriques antérieures sur l'essai pressiométrique pour montrer tout l'intérêt que les géotechniciens ont porté à cet essai. On présente les différentes approches utilisées pour interpréter l'expansion de la sonde dans le sol ainsi que les méthodes utilisées pour déduire ses caractéristiques mécaniques. Cette synthèse bibliographique porte sur les sables et les argiles. Elle comporte deux volets, à savoir, l'interprétation analytique et la modélisation numérique de l'essai pressiométrique.

Pour identifier les paramètres rhéologiques à l'aide des techniques des méthodes inverses, il est nécessaire de disposer d'outils numériques ou analytiques pour la simulation de l'essai pressiométrique; dans le second chapitre nous présentons un programme numérique de simulation de cet essai. Il est basé sur la méthode des éléments finis et peut intégrer les modèles de comportement élastoplastiques. Ce programme est validé sur les solutions analytiques établies par Yu (1992) pour le modèle de Mohr-Coulomb non associé. Ce chapitre comporte également une étude de l'influence de divers paramètres (maillage, conditions aux



limites, mode de chargement, etc) sur la simulation de l'essai pressiométrique. Compte tenu du niveau de déformation atteint lors de cet essai, la formulation en grandes déformations a été introduite dans ce programme.

Le troisième chapitre comporte l'étude de faisabilité de l'application de la méthode de Newton-Gauss à la détermination des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb à partir de l'essai pressiométrique. Nous rappelons les principes de cette méthode et sa mise en oeuvre. A partir de là, on construit l'algorithme de résolution qui permet la détermination automatique des paramètres rhéologiques du sol. Il apparaît alors la difficulté de la détermination de plusieurs paramètres, et en particulier ceux qui sont fortement couplés.

Pour surmonter le problème de couplage entre paramètres rhéologiques, nous avons cherché, à travers le quatrième chapitre, des corrélations entre les caractéristiques mécaniques et physiques du sol pour les intégrer dans le processus d'optimisation. De nouvelles corrélations ont été établies pour les sables en se basant sur les résultats d'essais de laboratoire et sur les règles d'utilisation des techniques pressiométriques. En intégrant ces corrélations dans l'algorithme de résolution, nous avons mis au point une méthodologie de détermination des paramètres rhéologiques des sables. Cette méthodologie a été validée sur les sables de Wash et d'Hostun.

Le cinquième chapitre traite de la détermination des paramètres du modèle de Cam-Clay à partir des résultats d'essais pressiométriques réalisés dans les sols argileux.

## CHAPITRE I

### ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

*On présente dans ce chapitre les principaux travaux effectués sur l'interprétation de l'essai pressiométrique dans le but d'obtenir les caractéristiques du sol. Nous donnerons un aperçu historique de cet essai et nous exposerons les méthodes proposées pour l'utilisation de ses résultats à la détermination des paramètres mécaniques du sol.*

Depuis la naissance de l'humanité, le sol a toujours été l'objet d'interrogations et de recherches; il y a 5000 ans de ça, les Chinois battaient le sol avec du bambou pour tester sa consistance, aussi, dans toutes les civilisations, avant de bâtir, les hommes se sont toujours préoccupés des problèmes des sols.

Aujourd'hui, les mêmes préoccupations et les mêmes problèmes sont d'actualité mais les méthodes et les moyens de travail ont évolué. Une base théorique pour comprendre et interpréter les résultats des expérimentations est établie et vice-versa.

En mécanique des sols, les deux types d'essais (essais de laboratoire et essais in-situ) sont étudiés et interprétés avec différentes approches : approche théorique, approche numérique, statistique, etc....

L'essai pressiométrique suscite un intérêt particulier de la part des géotechniciens. Ses avantages se résument essentiellement à sa facilité d'exécution et à la nature des résultats qu'il permet d'obtenir, relativement faciles à interpréter comparativement aux autres essais in-situ, à savoir les essais de pénétration (statique et dynamique) qui sont des essais difficiles à modéliser et donnent des résultats instables, ou l'essai scissométrique qui se limite aux argiles saturées plastiques.

Depuis que Louis MENARD, en 1954, a mis au point le premier pressiomètre, des générations de pressiomètres sont sorties sur le marché. Le pressiomètre classique (type A,B,...,G), le DIFLUPRESS et le pressiomètre autoforeur sont très utilisés, suivant les besoins qui se présentent et les problèmes rencontrés. Si la forme, les dimensions ou les accessoires de ces appareils sont différents, le principe de leur fonctionnement est le même. Cette utilisation intense du pressiomètre a poussé les chercheurs et les mécaniciens de sols à étudier et à développer des outils théoriques pour modéliser l'expansion de cavité dans les sols. Ces recherches ont commencé avec Ménard, qui, pour mesurer les caractéristiques du sol, a eu recours à la théorie d'expansion de cavité cylindrique déjà formulée par Hill (1950), mais aussi à des expressions empiriques établies à partir d'études statistiques sur des résultats d'essais effectués en France et aux Etats-Unis (Ménard : 1957, 1963). Les travaux de Ménard ont conduit à l'utilisation directe de deux paramètres (le module pressiométrique et la pression limite) mesurés à partir de l'essai pressiométrique pour le dimensionnement des fondations (CTRE 1991). Par la suite, d'autres auteurs ont cherché à modéliser séparément l'essai pressiométrique dans les sols pulvérulents et dans les sols cohérents. Ces recherches seront résumées dans le présent chapitre qui sera scindé en trois parties. Dans la première, nous présentons un aperçu général sur le principe de l'essai pressiométrique ainsi que les différents appareils utilisés. Dans la deuxième partie sont décrits les différents travaux sur l'essai pressiométrique dans les sables. La troisième partie est consacrée à l'essai pressiométrique dans les argiles.

## **1.1. Présentation de l'essai pressiométrique**

### **Types de pressiomètres**

Le principe de l'essai pressiométrique consiste à solliciter latéralement le sol en place en gonflant, dans une cavité, une sonde dilatable à l'aide d'un système de tubulures et de contrôleur de pression-volume (C.P.V). Un champ de contraintes uniforme est créé au fur et à mesure que la pression et le volume dans la sonde augmentent et donnent naissance à des déformations dans le sol. La sonde, le CPV et les tubulures constituent le pressiomètre. L'essai

commence par l'introduction de la sonde dans le sol. Dans l'essai pressiométrique classique (essai Ménard), cette opération nécessite la réalisation d'un trou de forage préalable qui peut être réalisé soit à la tarière à main soit avec d'autres moyens de forage, manuels ou mécaniques, suivant la nature du sol et la profondeur de l'essai (Figure 1.1) (Norme AFNOR NF P91-110). Dans l'essai au pressiomètre autoforeur, la sonde est munie d'un module de perforation qui lui permet d'avancer en profondeur pendant que le sol est désagrégé puis remonté en surface (Figure 1.2).

Il y a également un pressiomètre destiné à mesurer le fluage de longue durée DIFLUPRESS L.D développé par EDF-TEGG. La sonde est similaire à celle d'un pressiomètre autoforeur. Cet essai sert à estimer les caractéristiques liées à la viscosité du sol. Il permet d'effectuer de façon autonome et automatique un essai de très longue durée (plusieurs mois).

### **Paramètres conventionnels mesurés à partir de l'essai pressiométrique**

Les paramètres habituellement mesurés à partir des courbes pressiométriques classiques de Ménard sont le module pressiométrique ( $E_p$ ), la pression limite ( $P_l$ ), la pression de fluage ( $P_f$ ) (Figure 1.3). Théoriquement, la pression limite est la pression pour laquelle la variation de volume de la sonde ( $\Delta V/V$ ) est égal à 1. Dans certains sols rigides (gravier), cette pression est si grande qu'elle ne peut pas être mesurée, en raison de la limitation de la capacité du pressiomètre à aller au delà d'une certaine valeur maximale de déformation. Dans le cas de l'essai pressiométrique Ménard, on définit une pression limite conventionnelle appelée aussi  $P_l$ , correspondant au doublement du volume de la sonde ( $\Delta V/V_0 = 1$ ).

Le module pressiométrique, noté  $E_p$ , est mesuré dans la partie de la courbe qui traduit le comportement quasi élastique du sol. Il peut être calculé à partir de la théorie de Lamé (1852). On rappelle que cette théorie suppose que le matériau est élastique-linéaire et isotrope. Ce qui n'est pas le cas du sol particulièrement en sollicitation déviatorique (Hardin, 1978). Le comportement du sol autour du pressiomètre est celui d'un matériau en micro plastification (Ménard et Rousseau 1962).

La pression de fluage  $P_f$  correspond au début de la plastification du sol au contact de la sonde. On l'appelle également la pression élastique limite.

$P_1$  et  $E_p$  sont utilisés dans des formules semi-empiriques pour le dimensionnement des fondations dans les terrains naturels et les remblais (Ménard 1963). Ils sont également utilisés dans le calcul des tassements (Gambin 1963)

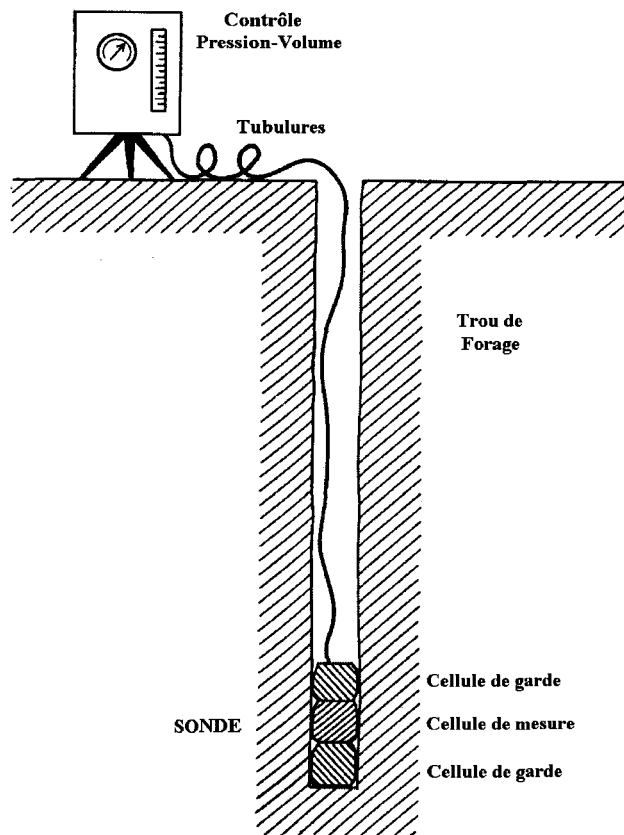


Fig 1.1 : Réalisation de l'essai pressiométrique classique de Ménard.

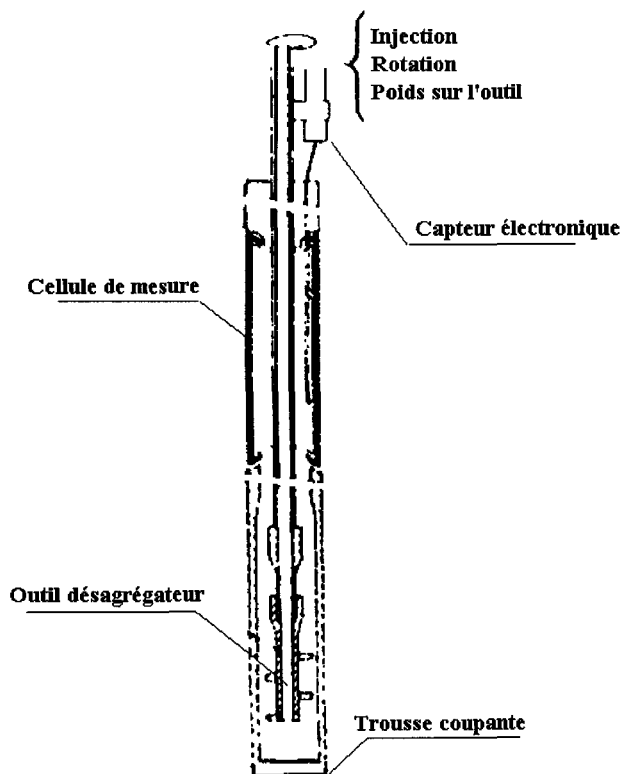


Fig 1.2 : Réalisation de l'essai pressiométrique autoforeur.

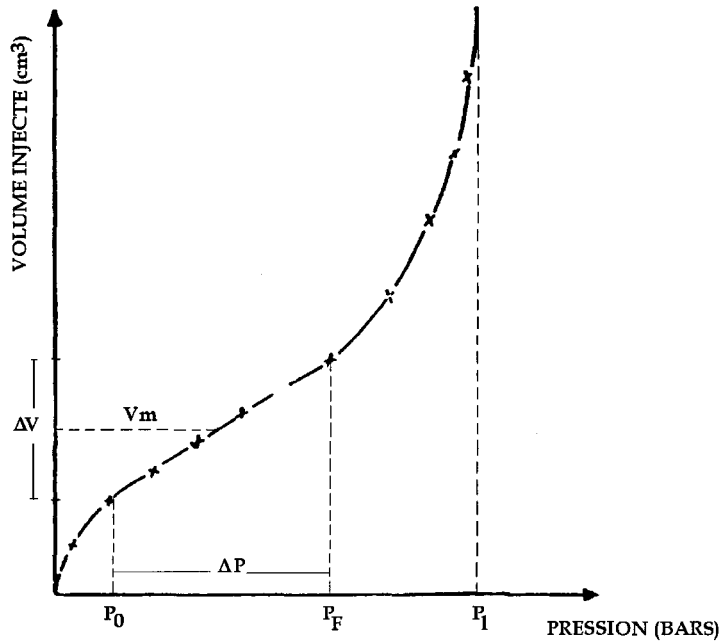


Fig 1.3 : Essai pressiométrique Ménard : paramètres mesurés

Dans un essai pressiométrique autoforeur, on définit trois modules de cisaillement ( $G_0$ ,  $G_2$  et  $G_5$ ) correspondant respectivement à des niveaux de déformation  $\left(2 \frac{u}{r_0}\right) = 0\%$ ,  $2\%$  et  $5\%$  (Figure 1.4) (CTRE 1991). La pression limite conventionnelle est la pression pour laquelle on atteint la déformation  $(\Delta V/V_0)=20\%$ . On peut mesurer la pression des terres au repos  $P_0$  par mesure de relaxation à l'origine.

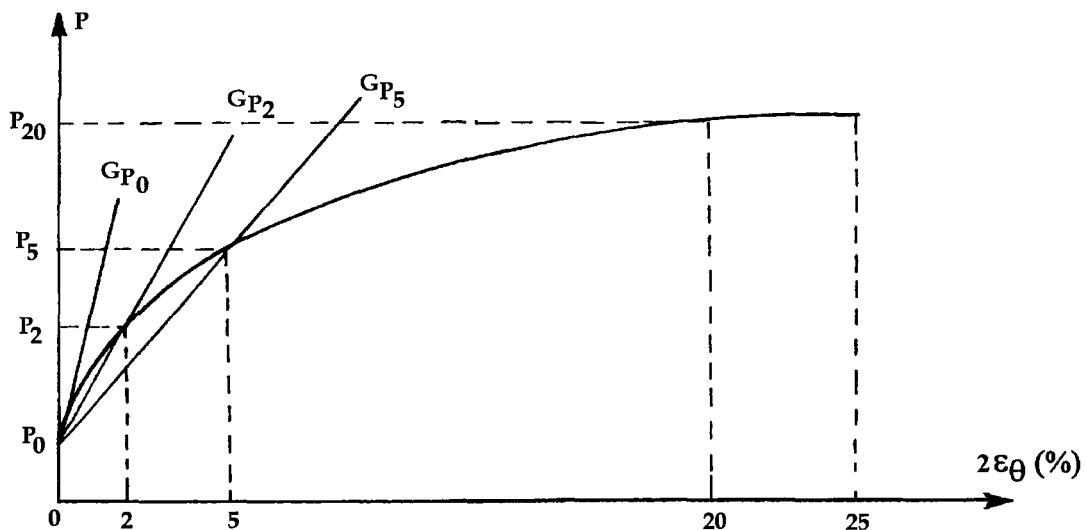


Fig 1.4 : Essai pressiométrique autoforeur : définition des paramètres.

## 1.2. Interprétation analytique de l'essai pressiométrique

L'essai d'expansion pressiométrique a été essentiellement interprété à partir de la théorie d'expansion de cavité cylindrique de longueur infinie dans un milieu élastique parfaitement plastique. Avant de passer en revue les travaux des différents auteurs, nous rappelons brièvement les principes de cette théorie.

### 1.2.1. Théorie d'expansion de cavité cylindrique

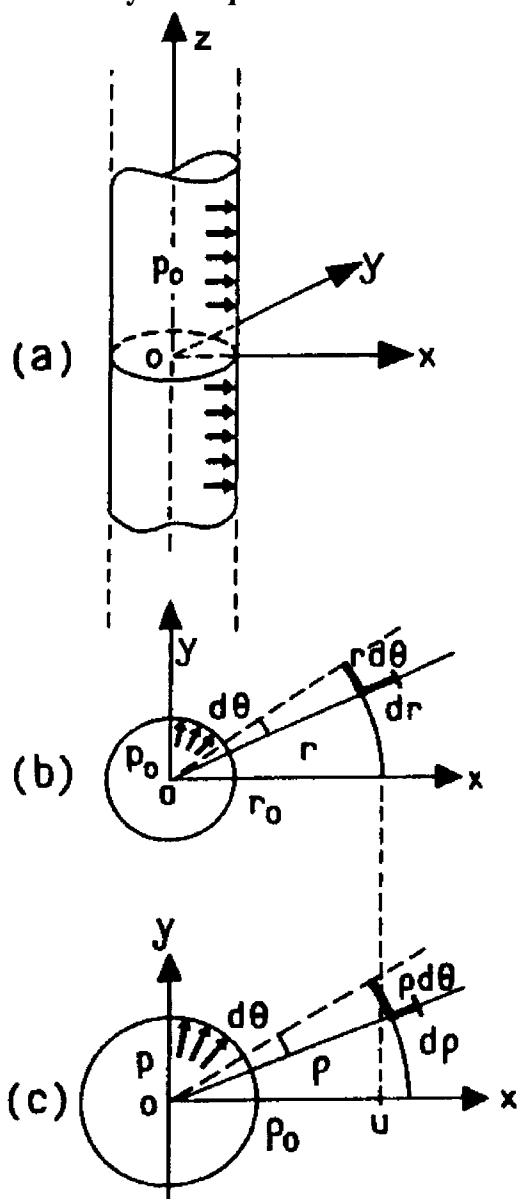


Fig 1.5 : Expansion d'une cavité cylindrique. Coordonnées initiales et coordonnées actuelles.

(D'après Baguelin, Jézéquel et Shields, 1978)

Soit une cavité cylindrique de rayon initial  $r_0$  dans un milieu infini (Figure 1.5). Le comportement du milieu est supposé élastique parfaitement-plastique modélisé soit avec le critère de Tresca (Hill, 1950: dans les métaux) ou le critère plus général de Mohr-Coulomb (Ménard 1959, Salençon 1966). Les propriétés élastiques sont caractérisées par le module de Young ( $E$ ) et le coefficient de poisson ( $\nu$ ). Les paramètres de résistance sont l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) et la cohésion ( $C$ ). Les forces de volume sont supposées négligeables et l'état des contraintes initial est supposé isotrope.

Les parois de la cavité sont soumises à une pression interne  $P$  croissante.

Etant donné la longueur infinie de la cavité, les déformations verticales sont supposées nulles, ce qui permet de traiter le problème en déformations planes. En raison de la géométrie axisymétrique de la cavité, les contraintes  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$  et  $\sigma_z$  sont principales.

### Phase élastique :

En appliquant la solution de Lamé (1852), l'étude en élasticité linéaire aboutit aux expressions suivantes du champ de contraintes en un point (A) situé à une distance  $r$  de l'axe de la cavité :

$$\begin{aligned}\sigma_r &= P_0 + (P - P_0) \frac{r_0^2}{r^2} \\ \sigma_\theta &= P_0 - (P - P_0) \frac{r_0^2}{r^2} \\ \sigma_z &= P_0\end{aligned}$$

le déplacement est donné par :  $u = \frac{1 + \nu}{E} (P - P_0) \frac{r_0^2}{r}$ .

### Phase plastique :

La contrainte  $\sigma_z$  est supposée intermédiaire. Dans le cas du critère de Tresca (sol purement cohérent), la plasticité apparaît lorsque  $\sigma_r - \sigma_\theta = 2C$ . Le sol est plastifié quand la pression à l'intérieur de la cavité est supérieure à la pression élastique limite ( $P_e$ ) définie par :

$$P_e = P_0 + C$$



Après déformation (Figure 1.5), le point A se retrouve à une distance  $\rho$  de l'axe de la cavité telle que :  $\rho = r+u$

$\rho$  est le rayon déformé :

le tenseur de contrainte est donné par :

$$\begin{aligned}\sigma_r &= P_e + C \cdot \ln \frac{\rho_e^2}{\rho^2} \\ \sigma_\theta &= \sigma_r - 2C\end{aligned}$$

$\rho_e$  est le rayon limite de la zone élastique et de la zone plastique.

Dans un sol frottant, la mise en plasticité suivant le critère de Mohr-Coulomb se fait quand :

$$\begin{aligned}\sigma_\theta - K_a \sigma_r &= 0 \\ K_a &= \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\end{aligned}$$

La pression élastique limite est, dans ce cas, donnée par :  $P_e = P_0(1 + \sin\varphi)$

Le tenseur de contraintes est donné par :

$$\begin{aligned}\sigma_r &= P_e \left( \frac{\rho_e^2}{\rho^2} \right)^{\frac{1-K_a}{2}} \\ \sigma_\theta &= K_a P_e \left( \frac{\rho_e^2}{\rho^2} \right)^{\frac{1-K_a}{2}}\end{aligned}$$

### 1.2.2. L'essai pressiométrique dans les sables

L'essai pressiométrique est particulièrement intéressant dans les sols pulvérulents qu'il est difficile d'extraire, sans altérer leur constitution, pour les tester en laboratoire. Sa réalisation nécessite cependant certaines précautions (AFNOR 1992). Le comportement mécanique du sable est complexe car il dépend de sa densité (lâche ou dense) et de l'aspect de ses grains (polis, fins, anguleux,...). Il est souvent dilatatant. Depuis l'apparition du premier pressiomètre, plusieurs études ont été réalisées pour interpréter le phénomène d'expansion de la sonde pressiométrique dans les sables. Ces études ont été formulées en considérant le sable

comme un matériau se déformant à volume constant. Cette hypothèse simplificatrice a conduit à des valeurs de la pression limite et de l'angle de frottement interne irréalistes. Pour améliorer l'interprétation de cet essai, le phénomène de la dilatance des sables a été introduit (Ladanyi, 1961,1963 ; Vésic, 1972 ; Frank, 1975 ; Hughes et al, 1977).

### 1.2.2.a. Interprétation avec l'hypothèse de déformation à volume constant

**Méthode de Ménard** : Ménard (1958) a donné l'équation de la courbe pressiométrique en considérant le sable comme un matériau élastique parfaitement plastique :

$$P = P_0(1 + \sin \varphi) \left[ \frac{E}{2(1 + \nu)(P_0 \cdot \sin \varphi)} \frac{V}{V_0 + V} \right]^{\frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi}}$$

Pour des déformations très grandes, la pression (P) dans la sonde tend vers la pression limite donnée par :

$$P_1 = P_0(1 + \sin \varphi) \left[ \frac{E}{2P_0(1 + \nu) \cdot \sin \varphi} \right]^{\frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi}}$$

Dans le plan logarithmique ( $\text{Log}P, \text{Log} \frac{V}{V + V_0}$ ), la courbe de cette fonction présente une partie linéaire dont la pente est égale à  $\left( -\frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)$ . Cependant, d'après Cassan(1978), les

valeurs de l'angle de frottement calculées avec cette méthode sont sous-estimées et nettement inférieures à celles mesurées en laboratoire. Pour le sable lâche du littoral du Languedoc, ces valeurs sont situées entre  $9^\circ$  et  $18^\circ$  pour des profondeurs allant de 4,5 à 9 mètres. Pour palier à ce problème, Ménard a proposé, dès 1960, une relation empirique pour le calcul de l'angle de frottement interne :

$$P_1 - P_0 = 2,5 \left( 2^{\frac{\varphi - 24}{4}} \right) \quad \varphi \text{ en degrés, } P_1 \text{ et } P_0 \text{ en bars}$$

**Méthode de Gibson et Anderson :** Gibson et Anderson (1961) considèrent que le sol, en cours d'expansion se comporte comme un matériau parfaitement élastique jusqu'à atteindre la rupture qui s'effectue à volume constant et à rapport constant des contraintes  $\sigma_r$  et  $\sigma_\theta$ . Cette interprétation a conduit les auteurs à une expression analytique de la courbe pressiométrique, de la forme :

$$P = \left( \frac{2P_0}{1+N} \right) \left[ \left( \frac{E}{2P_0(1+\nu)} \right) \left( \frac{1+N}{1-N} \right) \left( \frac{\Delta V}{V} \right) \right]^{(1-N)/2}$$

$P_0$  est la contrainte horizontale existant initialement dans le sol.

$N$  est le rapport des contraintes principales majeure et mineure :

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

$N$  peut être déterminé à partir de la pente  $\alpha$  de la partie linéaire de la courbe  $\text{Log } P$  en fonction de  $\text{Log}(\Delta V/V)$  :

$$\alpha = \frac{1}{2}(1 - N) = \frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

Les hypothèses énoncées par ces auteurs ne sont valables que dans des conditions particulières (sables moyennement lâches) qui se déforment sans variation de volume. L'expérience a montré que le cisaillement d'un sol pulvérulent, est accompagné d'une importante variation de volume. Cette spécificité du comportement des sables ne peut être ignorée dans l'interprétation de l'essai pressiométrique qui est fondamentalement un essai de cisaillement.

### 1.2.2.b. Interprétation de l'essai pressiométrique avec prise en compte de la dilatance

En raison de la sédimentation des sols, la majorité des sables se trouvent dans leurs sites naturels à l'état dense. La propriété mécanique qui distingue le sable dense du sable lâche est la dilatance. Au cours d'un chargement en cisaillement, le sable lâche développe un comportement contractant (diminution de volume élémentaire) alors que le sable dense présente un comportement dilatant.

#### Interprétation de la Dilatance

Dans un essai de cisaillement direct sur sable dense, on observe une augmentation de volume (Figure 1.6). Avant la stabilisation de la déformation volumique, le sable se déforme dans un rapport constant de déformations volumique et déviatoriques. Ce rapport est interprété par B. Hansen (1958) comme l'angle de dilatance maximum, il est défini par:

$$\sin \psi = \frac{\dot{\epsilon}_v}{\dot{\epsilon}_d}$$

Au delà de cette phase, dans l'intervalle des grandes déformations, la dilatance diminue et finit par s'annuler : le sol continue à se déformer à volume constant. Rowe (1962, 1969) décrit cet état comme l'état critique, caractérisé par un angle de frottement interne spécifique ( $\phi_{cv}$ ).

Les diverses interprétations physiques de la dilatance sont basées sur les phénomènes de dissipation et d'échange d'énergie au cours de la déformation. L'impact de l'effet de la dilatance sur les caractéristiques mécaniques des matériaux pulvérulents a d'abord été évoqué par Taylor (1948) à partir d'un bilan d'énergie.

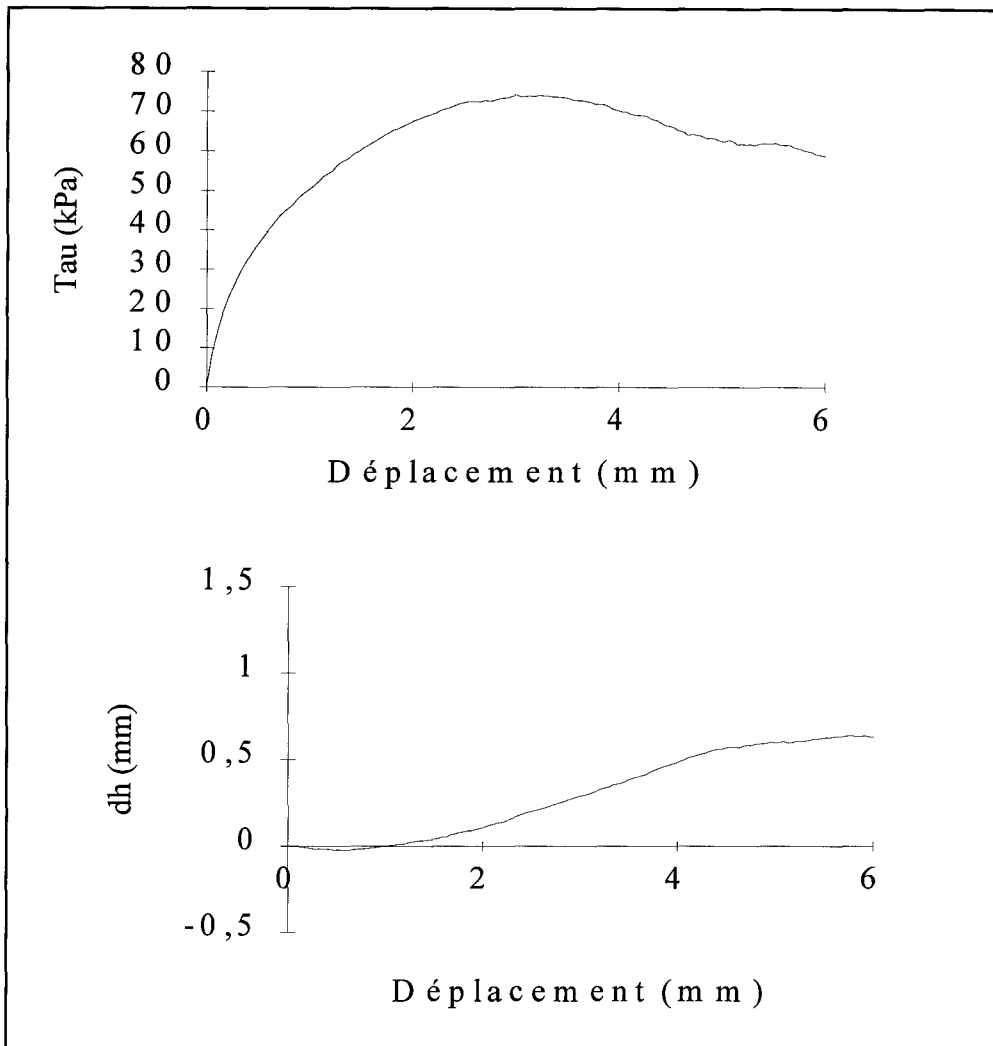


Fig 1.6 : Déformation et variation de volume d'un sable dans un essai de cisaillement direct.

Rowe a établi une théorie à partir d'une relation énergétique dans un système soumis à des sollicitations de cisaillement. Celle ci s'écrit sous la forme de :

$$R=K.D \tag{1.1}$$

où :

$$K = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_f}{2}\right) \tag{1.2}$$

avec  $\phi_f$  : l'angle de frottement inter-grains.

Dans le cas des déformations planes :

$$\phi_f = \phi_{cv}$$

et

$$K = \frac{1 + \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_{cv}} \quad (1.3)$$

R est le rapport des contraintes principales effectives majeure et mineure

$$R = \frac{\sigma_1}{\sigma_3}$$

$$D = 1 - \frac{\dot{\nu}}{\dot{\varepsilon}_1} \quad (1.4)$$

L'expression (1.1) relie l'angle de frottement interne  $\varphi'$  à l'angle de dilatance  $\psi$  par l'intermédiaire de l'angle de frottement spécifique  $\varphi_{cv}$  et peut s'écrire :

$$\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \left( \frac{1 + \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_{cv}} \right) \left( \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \right) \quad (1.5)$$

Stroud (1971) a montré que l'angle de dilatance est limité à une valeur maximale de  $20^\circ$ .

Les conclusions de Hansen (1958) à propos de l'effet de la dilatance sur le comportement des sols frottants ont été prises en compte dans les études de Ladanyi(1961), de Vésic(1972), de Wroth et Windle(1975), et de Frank(1975) dans l'analyse de l'essai pressiométrique dans les sables. Contrairement aux essais de cisaillement en laboratoire, l'essai pressiométrique ne permet pas la mesure du paramètre de dilatance. Pour cette raison, Ladanyi et Vesic ont réalisé des essais triaxiaux pour interpréter l'essai pressiométrique dans les sols dilatants.

### **Etude de Ladanyi (1961, 1963)**

Ladanyi a traité le problème de l'expansion d'une cavité cylindrique de rayon initial  $r_0=0$  dans un sol pulvérulent. A partir des résultats des essais triaxiaux, Ladanyi (1961) écrit la relation liant les contraintes et les déformations sous la forme :

$$F_1\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}, \varepsilon^d, \bar{\sigma}\right) = 0$$

$$F_2\left(\varepsilon_v, \varepsilon^d, \bar{\sigma}\right) = 0$$

avec :

$\bar{\sigma}$  : la contrainte moyenne :  $\bar{\sigma} = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ ,

$\varepsilon^d$  : la déformation déviatorique :  $\varepsilon^d = (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$

$\varepsilon_v$  : la variation de volume unitaire  $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$ .

Les fonctions  $F_1$  et  $F_2$  sont représentées sous forme de diagrammes, paramétrés par la contrainte moyenne  $\bar{\sigma}$ , reliant  $(\varepsilon_v)$  et le rapport  $\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)$  à la déformation déviatorique  $(\varepsilon^d)$ .

Ladanyi suppose que par le fait de la symétrie axiale, tous les points du massif vont suivre le même chemin aussi bien en déformation qu'en contrainte, mais à des vitesses différentes. La loi de variation de volume  $\varepsilon_v = f(\varepsilon^d)$  sera identique en tout point du massif du sol. Cette loi n'est pas connue mais peut être approchée en procédant par approximations successives.

En supposant une loi  $\varepsilon_v = f(\varepsilon^d)$ , Ladanyi déduit à partir des fonctions  $F_1$  et  $F_2$  une relation entre les contraintes et les déformations  $\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = g(\varepsilon^d)\right)$  qu'il introduit dans les équations

d'équilibre. Ceci lui permet d'obtenir une nouvelle distribution des contraintes et des déformations dans le massif, donc une nouvelle loi de variation de volume  $\varepsilon_v = f_1'(\varepsilon^d)$  en chaque point du massif. Un calcul itératif est ainsi effectué jusqu'à trouver une relation  $\varepsilon_v = f_n'(\varepsilon^d)$  identique à la loi de variation de volume supposée au début. Cette méthode est peu utilisée car elle est lourde à appliquer et le calcul ne converge pas dans tous les cas.

En 1963, Ladanyi a repris l'étude de Gibson et Anderson et a introduit une loi idéalisée de la variation de la déformation volumique en fonction de la distorsion  $\varepsilon^d$  (Figure 1.7). La rupture qui se produit au point B se poursuit à volume constant et à rapport de contraintes principales constant. En considérant uniquement la portion BC de la courbe de variation de volume, l'auteur propose des expressions donnant l'angle de frottement interne  $\varphi$  et la déformation volumique  $(V_f)$  à la rupture.

Dans le cas d'un sol incompressible, l'expression de l'angle de frottement interne est la même que celle de Gibson et Anderson (1961). Par ailleurs,  $V_f$  est déterminée par approximations successives de façon à obtenir une droite dans le plan ( $\text{Log}P$ ,  $\text{Log}[(\Delta V/V)+V_f]$ ). La valeur de  $V_f$  est prise constante durant tout l'essai. Celle-ci est déterminée pour vérifier également les résultats de l'essai dans la phase élastique, elle est donc proche de zéro, ce qui mène finalement à la même valeur de l'angle de frottement que pour un sol non dilatant.

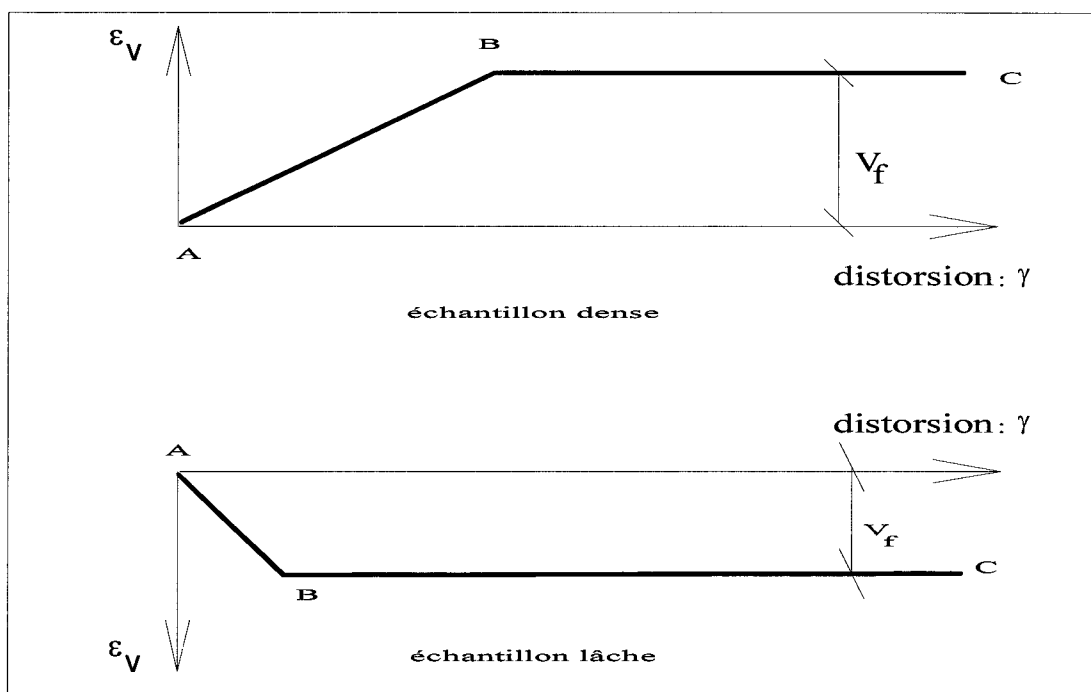


Fig 1.7 : Comportement d'un sable dilatant et contractant idéalisé par Ladanyi (1963).

### Étude de Vésic (1972)

Vésic a étudié l'expansion d'une cavité cylindrique et sphérique en supposant que le comportement du sol obéit au critère de plasticité de Mohr-Coulomb. Son interprétation tient compte de la variation de volume dans le sol et nécessite de mesurer ce paramètre à partir des essais de laboratoire effectués sur le même matériau de même densité. L'utilisation de cette méthode est limitée à cause des difficultés rencontrées dans la mesure de la densité des sols in-situ.



### **Etude de Frank (1975)**

Frank analyse le problème de l'expansion pressiométrique en considérant un modèle de comportement élastique linéaire comportant un paramètre supplémentaire ( $\psi$ ) qui permet de prendre en compte la variation de volume  $\Delta V$  liée à l'évolution du déviateur des contraintes

$$\Delta V = \psi(\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_\theta)$$

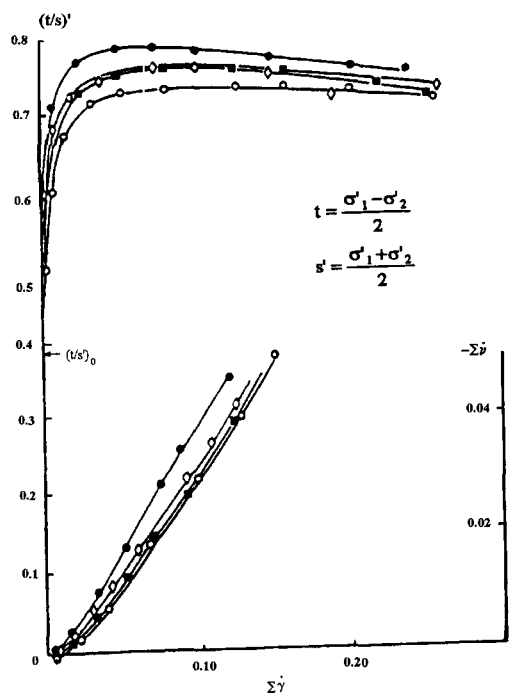
$\psi$  est positif quand il y a une augmentation de volume et négatif dans le cas contraire. Cette étude suppose l'apparition de la dilatance dès le début de l'essai et permet de calculer analytiquement le déplacement  $U_r$  et les contraintes  $\sigma_r$  et  $\sigma_\theta$ . Dans le cas d'un sol dilatant,  $U_r$ ,  $\sigma_r$  et  $\sigma_\theta$  décroissent moins vite dans le massif que pour un sol supposé élastique.

Toutes ces études montrent l'importance de la variation de volume dans l'analyse théorique de l'essai pressiométrique et son influence sur les valeurs des propriétés mécaniques du sol. Toutefois, les procédures présentées ci dessus sont quelques fois difficiles à mettre en oeuvre (approximations, tâtonnement, nécessité d'essais de laboratoire).

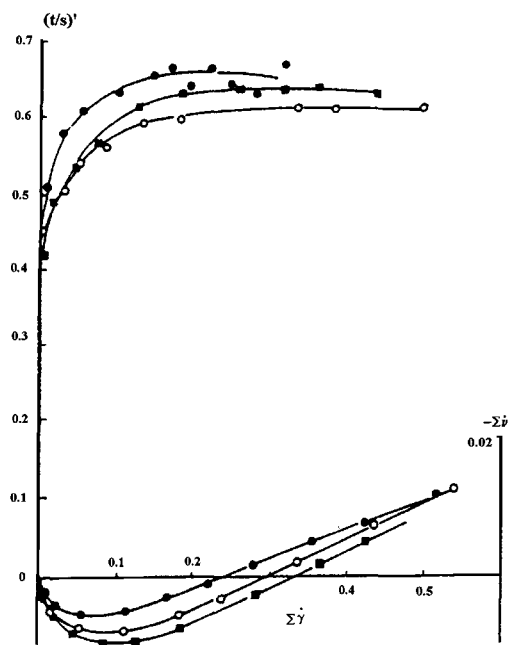
Salençon (1966) a étudié l'effet de la compressibilité plastique sur la pression limite dans un essai d'expansion de cavité sphérique et cylindrique. Le calcul de l'angle de frottement interne et de la cohésion a été effectué uniquement dans le cas où la variation de volume est nulle. D'autres auteurs ont cherché à déterminer les paramètres de résistance d'un sable dilatant en établissant des corrélations entre les paramètres recherchés (angle de frottement interne, angle de dilatance) et les paramètres mesurés (pression de fluage, pression limite). C'est dans l'étude de Hughes et al (1977) que l'on trouve la première analyse qui intègre le paramètre de dilatance comme une caractéristique rhéologique du sol pour interpréter l'essai pressiométrique (essai au PAF) dans les sols frottants.

### **Etude de Hughes, Wroth et Windle (1977)**

Cette étude utilise les résultats d'essais de cisaillement simple effectués par Stroud (1971) sur le sable de Leighton Buzzard (Figure 1.8). Elle est basée sur la théorie de la dilatance de Rowe (1962, 1972).



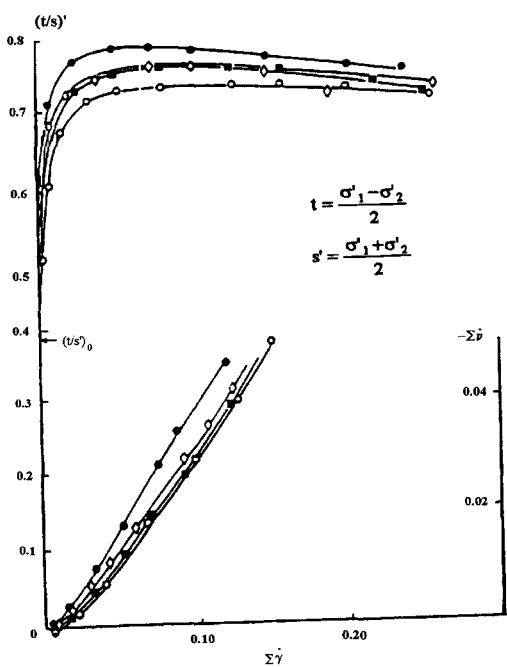
sable dense



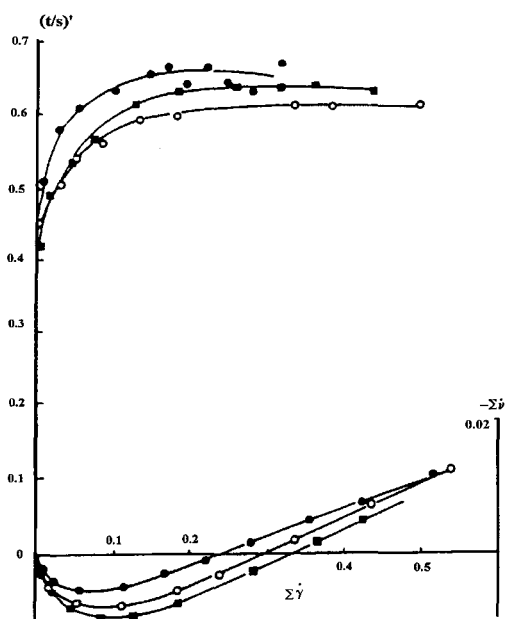
sable lâche

Fig 1.8 : Résultats d'un essai de cisaillement simple sur un sable dense et sur un sable lâche.

(D'après Stroud, 1971)



sable dense



sable lâche

Fig 1.9 : Comportement d'un sable autour d'une cavité cylindrique en cours d'expansion.

(D'après Hughes et al, 1977)

Dans cette analyse, les auteurs ont idéalisé le comportement du sable au cisaillement en conditions planes autour de la cavité cylindrique (Figure 1.9). Ils supposent un comportement de type élastique parfaitement plastique avec le critère de Mohr-Coulomb.

Après certains développements analytiques, les auteurs ont abouti à l'équation de la courbe pressiométrique, reliant la pression  $P$  appliquée dans la sonde à la déformation circonférentielle ( $\varepsilon = \Delta r / r_0$ ) :

$$\text{Ln}(P - u_0) = \frac{1 - N}{1 + n} \ln\left(\varepsilon + \frac{c}{2}\right) + \text{cte (voir figure 1.9.c)}$$

avec 
$$n = \frac{1 - \sin \psi}{1 + \sin \psi} = -\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_3} \quad \text{et} \quad N = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$$

$u_0$  : la pression interstitielle initiale,

$c$  : constante déterminée à partir des conditions à la frontière élastique-plastique,

$\psi$  : angle de dilatance.

Dans un repère logarithmique, la fonction  $P=f(\varepsilon)$  est une droite de pente  $S$  telle que :

$$S = \frac{1 - N}{1 + n} = \frac{(1 + \sin \psi) \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

En utilisant la loi de Rowe qui donne la relation entre  $\varphi$  et  $\psi$  sous la forme de :

$$\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = K \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad \text{avec} \quad K = \frac{1 + \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_{cv}}$$

on obtient :

$$\sin \varphi = \frac{(K + 1)S}{(K - 1)S + 2} \quad ; \quad \sin \psi = \frac{2KS - (K - 1)}{K + 1}$$

Connaissant  $\phi_{CV}$  qui est une caractéristique intrinsèque du sol (indépendante de la densité), l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance peuvent être déterminés directement à partir des résultats de l'essai pressiométrique en utilisant les expressions ci dessus.

Dans une application sur le sable de Wash, les auteurs montrent que les valeurs de l'angle de frottement interne et de l'angle de dilatance obtenues à partir du calcul précédent sont proches de celles mesurées en laboratoire sur le même matériau. Ce rapprochement est obtenu pour différents niveaux de profondeur.

### **Etude de l'influence du remaniement**

Sur la base de l'étude de Hughes et al (1977), Fahey et Randolph (1984) ont mis en évidence l'effet du remaniement dans l'essai au pressiomètre autoforeur. Le remaniement est dû à l'introduction par auto forage de la sonde dans le sol et qui se traduit par une erreur sur la mesure de la pression initiale des terres au repos ( $P_0$ ). La mesure de celle ci à partir de la courbe d'expansion est généralement sous-estimée. Les auteurs utilisent la méthode de Hughes et al pour mesurer les propriétés du sable de Wash à partir d'une série d'essais réalisés avec des outils de coupe de différents diamètres et de différents types. La différence relevée entre les angles de frottement calculés à un même niveau de profondeur pour deux outils de coupe différents est parfois très grande (Tableau 1.1).

Pour palier à ce problème, les auteurs proposent de prendre la valeur extrême de  $P_0$  en choisissant un coefficient des terres au repos ( $K_0$ ) maximum.

En traçant la courbe de pression  $P$  dans la sonde en fonction de  $\epsilon$ , la déformation résiduelle initiale  $\epsilon_c$  correspondant à  $P=K_0 \cdot \sigma_v$  est déduite. De cette manière Randolph et Fahey corrigent les courbes pressiométriques d'origine et déterminent, en utilisant les expressions de Hughes et al, l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance à partir de la droite  $\text{Log}(P-u_0)$  tracée en fonction de la déformation corrigée ( $\epsilon-\epsilon_c$ ).

Robertson et Hughes (1986) ont également étudié l'effet du remaniement de forage sur les propriétés du sol déterminées avec la méthode de Hughes. Ils ont examiné particulièrement le

cas de sables lâches et moyennement denses, où se développe une certaine contractance. Ces auteurs ont utilisé les essais de cisaillement simple réalisés par Vaid et al (1981) sur le sable d'Ottawa et proposent des abaques pour calculer  $\phi$  et  $\psi$ . Ils concluent qu'à cause du remaniement, les ordres de valeurs de  $\phi$  et de  $\psi$  sont difficiles à estimer en utilisant la méthode de Hughes et al.

Diamètre de la sonde (mm)	Numéro de l'essai	Profondeur (m)	$G_i$ (MPa)	$G_{ur}$ (MPa)	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)	$\phi$ corrigé (°)	$\psi$ corrigé (°)
81.6	1	2.84	9	12	40	10	38	7
	2	4.5	12	28	38	7	36	5
	3	5.84	14	25	39	9	39	9
	4	7.5	18	26	44	15	42	13
	1	2.84	4	14	44	17	38	8
	2	4.5	5	13	39	8	35	4
	3	5.84	8	27	51	25	45	16
	1	3	4	18	40	10	—	—
	2	4.5	4	17	46	18	41	12
	3	6	7	24	45	17	43	14
	4	7.5	10	35	48	20	42	13
85.7	1	2.84	2	12	50	23	35	4
	2	4.5	3	14	60	39	36	5
	3	5.84	2	13	70	55	41	11
	4	7.5	5	23	62	42	38	8
77.5	1	2.84	13	17	30	-3	28	-4
	2	4.5	15	27	33	2	32	0
	3	5.84	18	35	32	0	31	-1
	4	6.8	14	44	33	2	33	—

Tab 1.1 : caractéristiques du sol mesurées par Fahey et Randolph (1984) pour différents outils de forage.

Bellotti et al en 1989 ont étudié l'influence du niveau de contrainte sur le module de cisaillement mesuré à partir d'un cycle de déchargement rechargement au cours d'un essai pressiométrique autoforeur pour éviter l'effet du remaniement sur les caractéristiques élastiques mesurées. Pour l'évaluation et la validation de leur méthode, ils ont réalisé un programme d'essais sur le sable siliceux de la rivière de Pô. Ils ont utilisé une chambre d'étalonnage où il est possible de créer des conditions d'essais idéales. Dans leur travaux, Bellotti et al ont proposé une méthode pour calculer la valeur corrigée ( $G_{ur}^c$ ) du module de

cisaillement à n'importe quel niveau de contrainte, ce qui permet d'éviter les erreurs dues aux déformations de fluage et aux déformations plastiques qui croissent avec le chargement.

$$G_{ur}^c = G_{ur} \left( \frac{S_0}{S_{AV}} \right)^n$$

avec

$S_0 = \frac{1}{2}(\sigma_r + \sigma_\theta) = \sigma_{h0}$  : pression horizontale moyenne à l'état initial,

$S_{AV} = \sigma_{h0} + \alpha(P_c - \sigma_{h0})$  : pression horizontale moyenne dans la zone plastifiée calculée au moment du déchargement à partir de la loi élastique-parfaitement plastique,

$P_c$  est la pression dans la sonde au moment du déchargement,

$\alpha$  est un facteur de réduction qui est fonction de  $P_0$ ,  $P_c$  et de  $\varphi$ ,

$n$  est compris entre 0.4 et 0.5 pour les sables.

On trouve dans cette étude une bonne concordance entre le module  $G_{ur}^c$  calculé par cette méthode et le module de cisaillement initial  $G_i$  correspondant au domaine des déformations élastiques ( $\varepsilon < 10^{-4}$ ) mesuré à partir des essais à la colonne résonnante.

### **Effet des déformations élastiques dans le comportement plastique**

Dans les études précédentes où le sol est considéré élastique parfaitement plastique, les déformations élastiques qui continuent à se développer en phase plastique sont négligées. Seules sont prises en compte les déformations volumiques plastiques. Bigoni et Laudiero (1989) montrent que l'influence de celles-ci sur les résultats de l'essai pressiométrique n'est pas pour autant négligeable. Les auteurs considèrent le modèle de Mohr-Coulomb non associé. Ils donnent l'équation de la courbe d'expansion de cavité cylindrique. Ils présentent une application numérique pour les deux cas extrêmes correspondant respectivement à un degré de non associativité nul (loi associée : Figure 1.10.a) et à un degré de non associativité

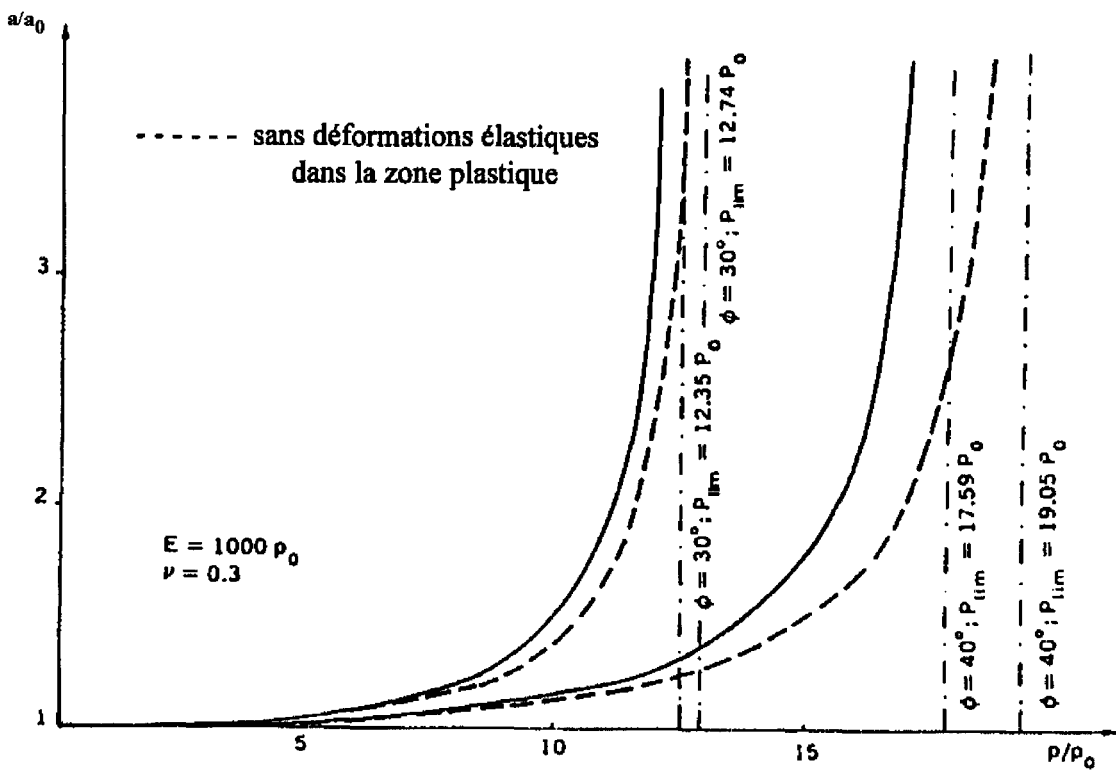
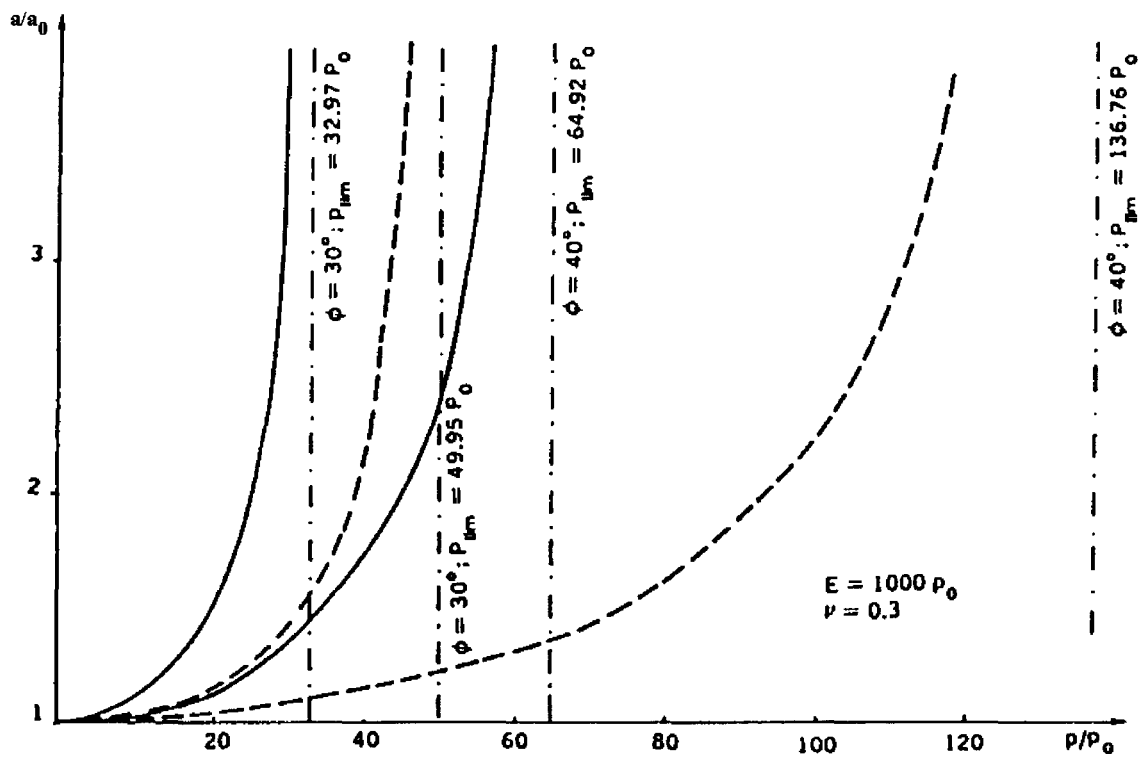


Fig 1.10 : Influence des déformations élastiques lors de l'écoulement plastique

a : modèle associé,

b : modèle non associé (avec  $\epsilon_v^p = 0$ ).

maximum où les déformations volumiques plastiques sont nulles (Figure 1.10.b). La comparaison entre les résultats de ces figures montre que l'influence des déformations élastiques développées en cours de l'écoulement plastique augmente avec les déformations plastiques volumiques.

### **Hypothèse des grandes déformations**

L'essai d'expansion en grandes déformations a été étudié par plusieurs auteurs. La première étude apparue qui tient compte du développement des grandes déformations est celle de Chadwick (1963) qui a proposé une solution analytique au problème d'une cavité sphérique gonflant dans un milieu purement cohérent et incompressible. Plus tard Chung et al (1986) et Wilson et Myers (1990) ont interprété l'expansion d'une cavité cylindrique en grandes déformations dans un matériau compressible supposé élastique. Salençon (1966), Baguelin et al (1978), Carter et al (1986), Yu et Houlsby (1991) ont introduit dans leurs analyses le comportement élastoplastique des sols dilatants.

Yu et Houlsby (1991) ont étudié l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastoplastique modélisé par le critère de Mohr-Coulomb non associé.

Les déformations sont définies suivant la formulation de Chadwick (1963) :

$$\varepsilon_r = \ln \frac{dr}{dr_0}$$

$$\varepsilon_\theta = \ln \frac{r}{r_0}$$

Le sol autour de la cavité de rayon  $a_0$ , atteint sa limite d'élasticité quand la pression interne appliquée est égale à  $P_e$ . Celle ci est donnée par :

$$P_e = \frac{Y + (\alpha - 1)P_0}{1 + \alpha} + P_0$$

avec

$$\alpha = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et} \quad Y = \frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et} \quad P_0 \text{ la pression initiale dans le sol.}$$



Une expression explicite de la courbe d'expansion est donnée par les auteurs :

$$\frac{a}{a_0} = \left\{ \frac{R^{-\gamma}}{(1-\delta)^{(\beta+1)/\beta} - (\gamma/\eta)\Lambda_1(R, \xi)} \right\}^{\beta/\beta+1}$$

avec  $a$  : le rayon déformé de la cavité

$$\beta = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}, \quad \gamma = \frac{\alpha(1+\beta)}{(\alpha-1)\beta}, \quad \delta = \frac{Y + (\alpha-1)P_0}{2(1+\alpha)G}, \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$E$  le module de Young et  $\nu$  le coefficient de Poisson,

$$\eta = \exp \left\{ \frac{(\beta+1)(1-2\nu)[Y + (\alpha-1)P_0][1+\nu]}{E(\alpha-1)\beta} \right\}$$

$$\xi = \frac{2\delta(1-\nu^2)}{(1+\nu)(\alpha-1)\beta} \left[ 1 + \alpha\beta - \frac{\nu(\alpha+\beta)}{1-\nu} \right]$$

$$R = \frac{(1+\alpha)[Y + (\alpha-1)P]}{2\alpha[Y + (\alpha-1)P_0]},$$

$$\Lambda_1(R, \xi) = \sum_{n=0}^{\infty} A_n^1 \quad \text{où} \quad \begin{aligned} A_n^1 &= \frac{\xi^n}{n!} \ln R && \text{si } n=\gamma \\ A_n^1 &= \frac{\xi^n}{n!(n-\gamma)} [R^{n-\gamma} - 1] && \text{si } n \neq \gamma \end{aligned}$$

Cette expression est valable uniquement dans le cas d'un domaine infini. Yu (1992) a donné une expression semblable, généralisée à une cavité délimitée par un rayon extérieur  $r=b_0$ .

Dans ce cas, la pression d'élasticité limite à l'intérieur de la cavité est donnée par :

$$P_e = \frac{(b_0^2 - a_0^2)(Y + (\alpha-1)P_0)}{(1+\alpha)b_0^2 + (\alpha-1)a_0^2} + P_0$$

et la relation qui donne l'évolution du domaine plastifié dans le milieu est :

$$\frac{\rho}{a} = \left\{ \frac{\left[ \left( \frac{\rho}{b} \right)^2 + 1 + \frac{2}{\alpha - 1} \right] (Y + (\alpha - 1)P)}{\left( 2 + \frac{2}{\alpha - 1} \right) (Y + (\alpha - 1)P_0)} \right\}^{\frac{\alpha}{\alpha - 1}}$$

$\rho$  est le rayon de la zone plastifiée,

$a$  et  $b$  sont les rayons intérieur et extérieur de la cavité déformée que l'auteur calcule à partir de relations implicites qu'il déduit d'un développement analytique. Avec cette méthode,  $P$  est calculée pour tous les rayons ( $a$ ) de la cavité.

Dans un sol ayant les propriétés  $\varphi=30^\circ$ ,  $\nu=0.3$ ,  $E/[(\alpha-1)P_0+Y]=130$ , l'auteur fait une comparaison entre les résultats trouvés en petites et en grandes déformations (Figure 1.11) et conclut sur le rôle majeur de l'hypothèse des grandes déformations. En effet, les pressions limites sont surestimées avec l'hypothèse des petites déformations.

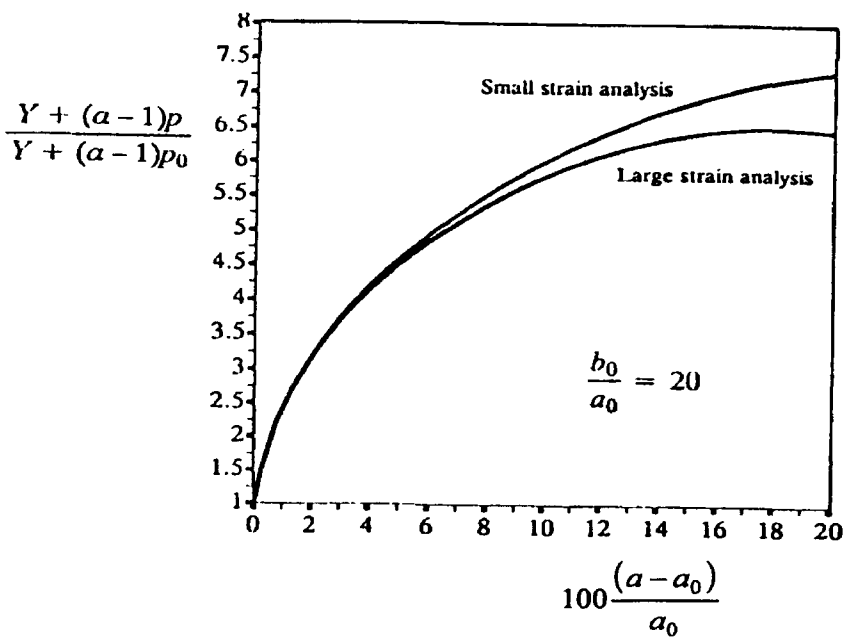


Fig 1.11 : Influence des grandes déformations sur la simulation de l'essai pressiométrique (D'après Yu, 1992).

## Evolution de la résistance au cisaillement au cours de l'expansion

De Sousa (1990) a utilisé la théorie de Rowe pour formuler la solution en grands déplacements du problème d'expansion de cavité cylindrique dans le sable. Le comportement rhéologique est décrit par un modèle rigide-plastique suivant le critère de Mohr-Coulomb. Cette solution consiste à utiliser le principe de similitude entre des cavités cylindriques concentriques et une technique numérique graphique de résolution d'équations différentielles :

Les déformations radiale et tangentielle s'écrivent :

$$\begin{aligned}\varepsilon_r &= \frac{(d\rho)^2 - (dr)^2}{2(d\rho)^2} \\ \varepsilon_\theta = \varepsilon &= \frac{\rho^2 - r^2}{2\rho^2}\end{aligned}\tag{1.6}$$

où :  $\rho=r+u$

La déformation volumique  $\Lambda$  développée au cours de l'expansion s'écrit :

$$(1 - \Lambda)^2 = (1 - 2\varepsilon_r)(1 - 2\varepsilon_\theta)\tag{1.7}$$

à partir des relations (1.6) et (1.7) découle :

$$\frac{d\rho}{\rho} = \frac{d\varepsilon_\theta}{\Lambda - 2\varepsilon_\theta}\tag{1.8}$$

et l'équation d'équilibre sous la forme :

$$\frac{d\sigma_r}{\sigma_r - \sigma_\theta} + \frac{d\varepsilon_\theta}{\Lambda - 2\varepsilon_\theta} = 0\tag{1.9}$$

Le principe de similitude de cavités cylindriques concentriques permet d'écrire le frottement mobilisé entre deux cavités voisines de rayons  $\rho_i$  et  $\rho_{i+1}$  sous la forme :

$$\varphi_{i,i+1} = \arcsin \frac{\left( \frac{\sigma_r}{\sigma_\theta} \right)_{i,i+1} - 1}{\left( \frac{\sigma_r}{\sigma_\theta} \right)_{i,i+1} + 1} = \arcsin \frac{R-1}{R+1} \quad (1.10)$$

L'équation d'équilibre dans le cylindre délimité par  $\rho_i$  et  $\rho_{i+1}$  s'écrit en utilisant la relation (1.9) :

$$\frac{d\sigma_r}{\sigma_r} = \frac{R-1}{R} \frac{d\varepsilon_\theta}{2\varepsilon_\theta - \Lambda}, \text{ avec } \varepsilon_i < \varepsilon_\theta < \varepsilon_{i+1}. \quad (1.11)$$

La loi de Rowe s'écrit :  $R=KD$  avec  $K = \frac{1 + \sin\phi_{cv}}{1 - \sin\phi_{cv}}$  et  $D = -\frac{d\varepsilon_\theta}{d\varepsilon_r}$

A la suite d'un développement analytique, les cavités concentriques successives sont assimilées aux différentes étapes de l'expansion de la sonde au bord de la cavité. Ce principe permet d'arriver à une expression qui donne la variation de volume  $d\Lambda/d\varepsilon$  à partir de la courbe pressiométrique :  $\Psi=f(\varepsilon_0)$ .

$$\frac{d\Lambda}{d\varepsilon_0} = \frac{1-\Lambda}{1-2\varepsilon_0} - K \frac{1-2\varepsilon_0}{1-\Lambda} \left[ 1 - \frac{d \ln(\Psi - u_0)}{d\varepsilon_0} (2\varepsilon_0 - \Lambda) \right] \quad (1.12)$$

avec  $u_0$  la pression interstitielle sur la paroi de la cavité.

La résolution de cette équation est faite à l'aide d'une méthode numérique pour chaque étape d'expansion ( $i, i+1$ ). Une fois la variation de volume ( $\Lambda_i$ ) calculée, on déduit à partir de l'équation (1.12) l'expression de  $R_i$  à un niveau ( $i$ ) de l'expansion :

$$R_i = \frac{1}{1 - \left[ \frac{d \ln(\Psi - u_0)}{d\varepsilon_0} \right]_i (2\varepsilon_0 - \Lambda)_i} \quad (1.13)$$

$R_i$  permet de calculer le frottement mobilisé à l'étape ( $i$ ) de l'expansion en utilisant la relation (1.10).

En résumé, connaissant  $\phi_{CV}$ , il est possible de tracer, à partir de la courbe pressiométrique, la courbe de variation de déformation volumique d'un volume élémentaire de sol situé sur la paroi de forage et de déduire la courbe de variation de l'angle de frottement interne mobilisé au cours de l'expansion. Une application de cette méthode sur un essai réalisé dans le sable de la rivière de Guadiana (Portugal-Espagne) caractérisé par un angle  $\phi_{CV}=35^\circ$  donne des valeurs de l'angle de frottement interne et de l'angle de dilatance maximums proches des valeurs calculées en utilisant la méthode de Hughes et al (1977).

### **1.2.3. L'essai pressiométrique dans les argiles**

L'expansion dans les sols fins (sols cohérents) fait apparaître un paramètre supplémentaire qui est la pression interstitielle. Parmi les chercheurs qui se sont intéressés à ce problème nous citerons Vesic (1972), Randolph et Wroth (1979), Baguelin, Frank et Nagra (1986) et Frank et Nagra (1986).

Le comportement de l'argile dépend fortement de son état de consolidation et de sa structure minéralogique. Si l'argile est molle, plastique et saturée, son frottement est nul et sa cohésion et son coefficient de perméabilité sont importants. La sollicitation pressiométrique est suffisamment rapide pour que le drainage soit faible, voire nul, et l'expansion se fait sans variation de volume. Les études effectuées dans ce sens sont utilisées soit pour déterminer la cohésion non drainée  $C_u$ , soit pour calculer le module de cisaillement  $G$ . Ces paramètres peuvent être déterminés à partir de la courbe d'expansion si la pression des terres au repos et la pression de fluage sont bien mesurées, ou encore à partir de la courbe de déformation tracée à partir de l'essai pressiométrique avec la méthode de la sous tangente donnée par Baguelin et al (1972). Un autre aspect de l'argile, c'est qu'elle peut être raide et se trouver dans un état surconsolidé. Son comportement est écouissable. Il est caractérisé par un angle de frottement interne élevé et une dilatance importante. Dans ce cas, les modèles élastiques parfaitement plastiques sont incapables de décrire la réalité complexe de ces matériaux.

Pour les argiles purement cohérentes, l'équation de la courbe pressiométrique et l'expression de la pression limite sont données par Ménard (Cassan, 1978) :

$$P = P_0 + Cu \left[ 1 + \text{Log} \left( \frac{E}{2(1+\nu)Cu} \frac{V}{V_0 + V} \right) \right]$$

$$P_1 = P_0 + Cu \left[ 1 + \text{Log} \frac{E}{2(1+\nu)Cu} \right]$$

La relation  $P = P_1 - Cu \text{Log} \left( 1 + \frac{V_0}{V} \right)$  déduite des expressions ci dessus donne la cohésion non drainée  $Cu$ .

Cette détermination directe de la cohésion à partir de la courbe pressiométrique donne, d'une façon générale, des valeurs de  $(Cu)$  surestimées qui sont de l'ordre de :  $Cu = \frac{P_1 - P_0}{4}$ .

Pour corriger ces valeurs, Ménard a proposé :  $Cu = \frac{P_1 - P_0}{\beta}$  avec une valeur moyenne de

$\beta=5,5$  (Ménard, 1963).

Amar et Jezequel (1972) ont accepté cette expression (avec  $\beta=5,5$ ) pour des cohésions  $Cu < 50$  kPa et ont proposé  $Cu = \frac{P_1 - P_0}{10} + 25 \text{kPa}$  si  $(P_1 - P_0) > 300$  kPa.

Palmer (1972) et Baguelin, Jézéquel, Le Mee et Le Mehaute (1972) ont proposé une méthode de dérivation de la courbe de cisaillement :  $\tau(\varepsilon_r) = \varepsilon_r \frac{dP}{d\varepsilon_r}$  à partir de la courbe d'expansion

de l'essai au pressiomètre autoforeur. Cette courbe, reconstituée pas à pas avec la méthode de la sous tangente, permet de mesurer la résistance ultime au cisaillement  $S_u = (\sigma_r - \sigma_\theta) / 2$ . Le principe de cette méthode est illustré sur la Figure (1.12).

S. Thevanayagam, J-L. Chameau et A.G. Altschaeffl (1994) ont utilisé la méthode de dérivation de la courbe de déformation à partir de l'essai pressiométrique pour déterminer l'angle de frottement interne et le degré de consolidation (OCR). Ces auteurs considèrent une loi de rupture représentée par une surface de charge décrite par l'évolution de l'intersection d'une surface déviatorique (critère de Von-Mises) et d'une surface hydrostatique (critère de Drucker-Prager). Ils supposent également que le comportement de l'argile obéit au concept

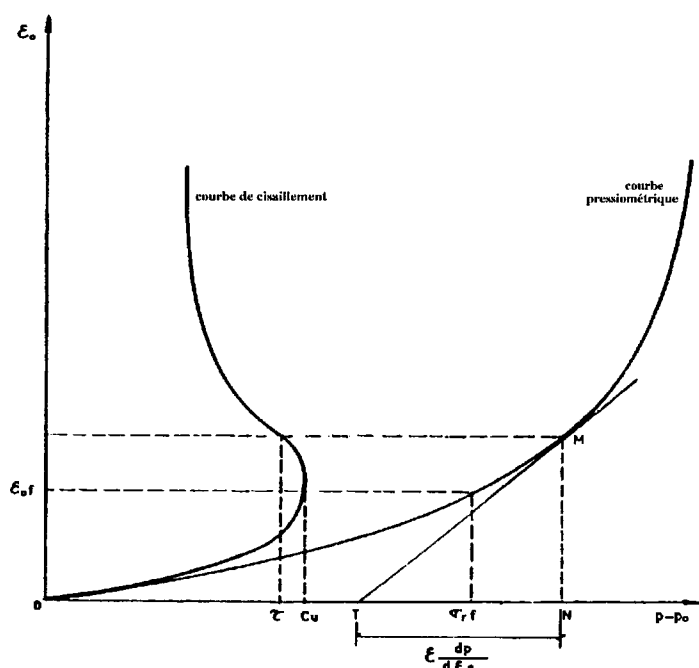


Fig 1.12 : Dérivation de la courbe de déformation à partir de la courbe d'expansion (D'après Baguelin et al, 1972).

d'état critique de Roscoe et al (1963) modifié par Dafalias (1987) pour tenir compte de l'anisotropie du sol. Ces équations de base permettent de formuler les relations qui donnent la résistance ultime au cisaillement ( $S_u$ ) dans un essai de compression triaxial (TC) et dans un essai pressiométrique (PM) :

$$\left[ \frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \right]_{TC} = \frac{1 + 2K_{0,nc}}{6} M_c \left( \frac{M_c^2 + \eta_0^2 - 2\alpha\eta_0}{2M_c^2 - 2\alpha M_c} \right)^\lambda OCR^\lambda \quad (1.14)$$

$$\left( \frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{PM} = \left( \frac{\sigma'_r - \sigma'_\theta}{2\sigma'_{v0}} \right) = \frac{2M_c + 0.5\alpha}{\sqrt{3}(M_c + \alpha)} \left( \frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{TC} \quad (1.15)$$

$$\left( \frac{\sigma'_r}{S_u} \right)_{PM} = \left[ \frac{\sqrt{(3X^2 + 2.25)} / (M_c + X - 0.5)}{X} \right] \quad (1.16)$$

où :  $X = (2M_c + 0.5\alpha)\sqrt{3\alpha}$

$$M_c = \frac{6 \sin \varphi_{tc}}{3 - \sin \varphi_{tc}}$$

$\varphi_{tc}$  : angle de frottement interne correspondant à un essai triaxial de compression,

$\alpha$  paramètre introduit par Dafalias pour tenir compte de l'anisotropie dans le sol.

$\alpha = \alpha_0$  pour les argiles très raides,

$\alpha = 0.6\alpha_0$  pour la plupart des argiles,

avec

$$\alpha_0 = \frac{3(1 - \kappa / \lambda) \eta_0^2 - M_c^2}{3(1 - \kappa / \lambda)}$$

$$\eta_0 = 3(1 - K_{0,nc}) / (1 + 2K_{0,nc}),$$

$K_{0,nc}$  est le coefficient des terres au repos dans un état normalement consolidé,

$\Lambda = 1 - \kappa / \lambda$  : le coefficient de compressibilité de l'argile.

Par la méthode de la sous tangente de Palmer (1972), il est possible de tracer à partir de l'essai pressiométrique la courbe de cisaillement  $\tau(\varepsilon_r)$  qui donne  $(S_u / \sigma'_{v0})_{pm}$ . Si les paramètres  $\lambda$  et  $\kappa$  sont connus, on peut déduire l'angle de frottement interne  $\varphi_{tc}$  et OCR qui vérifient les relations (1.14 à 1.16).

De la même manière, on peut évaluer la déformation radiale initiale due au remaniement du sol par le forage. La procédure suivie est :

On suppose une erreur sur la déformation tangentielle  $\Delta\varepsilon_\theta$  tel que :  $\varepsilon_\theta = (\varepsilon_\theta)_{mesurée} + \Delta\varepsilon_\theta$  et on corrige la courbe d'expansion,

avec la méthode de la sous tangente, on dérive la courbe de déformation pour mesurer la résistance ultime ( $S_u$ ) et on déduit OCR comme décrit précédemment (à partir des relations ci dessus),

on recommence la même procédure avec d'autres valeurs de  $\Delta\varepsilon_r$ ,

on trace OCR déterminé en fonction de  $\Delta\varepsilon_\theta$  supposée.

Pour les argiles plastiques et moyennement raides (normalement consolidées, légèrement surconsolidées), l'erreur induite par le remaniement est  $\Delta\varepsilon_\theta$  correspondant à OCR=1 (Figure 1.13). Pour les argiles surconsolidées, l'évaluation de  $\Delta\varepsilon_\theta$  nécessite la connaissance préalable du coefficient OCR.



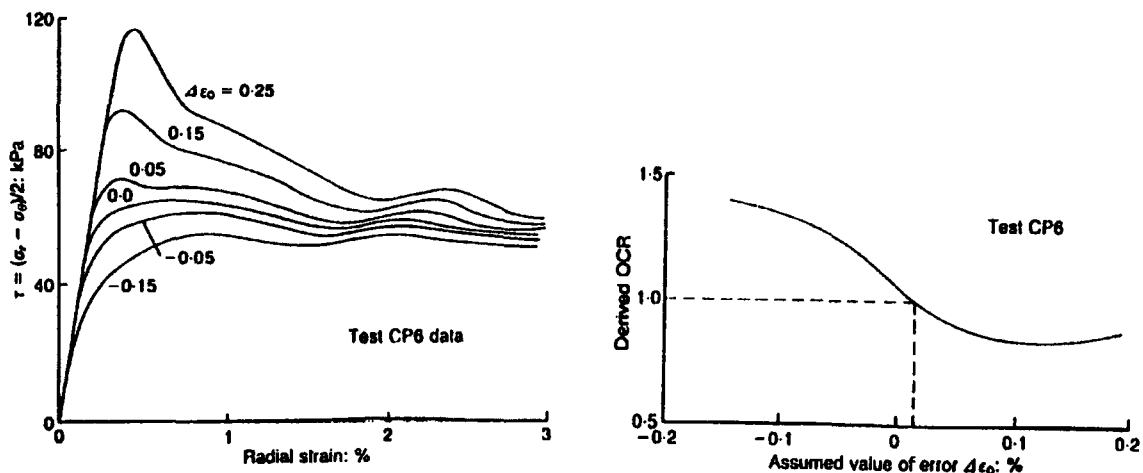


Fig 1.13: Evaluation de l'erreur de la déformation due au remaniement par le forage (D'après Thevanayagam, 1994).

### 1.3. Interprétation numérique

L'évolution des lois de comportement du sol ainsi que le développement des méthodes numériques et de l'outil informatique ont poussé les chercheurs à s'orienter vers la modélisation numérique de l'essai pressiométrique. On donne, ci-après, une synthèse des travaux réalisés dans ce domaine.

#### Etude de la géométrie de la sonde

Des études expérimentales et des simulations numériques ont été effectuées pour analyser l'effet de la géométrie de la sonde et pour vérifier la validité de l'hypothèse des déformations planes.

Faugeras, Gourves, Meunier, Nagura, Matsubara et Sugawara (Rapporté par Frank 1983) ont montré que le fait que la sonde soit monocellulaire ou tricellulaire influence peu les résultats pressiométriques. Sur sept sites testés en France et au Japon constitués de sables lâches et moyennement denses et d'argiles molles et raides, la comparaison des valeurs de la pression

initiale  $P_0$ , du module  $E$  et des pressions de fluage  $P_f$  et limite ne montre pas de différences significatives pour les deux sondes.

Zanier (1985) a utilisé le modèle cyclique "CYCLADE" implanté dans un programme de simulation par éléments finis. Il a par ailleurs utilisé le modèle de Von-Mises pour étudier l'influence des dimensions de la sonde pressiométrique sur la pression limite. Il trouve que pour ( $L/D=2$ ), la pression limite est atteinte pour une déformation volumique de 20%, tandis que pour ( $L/D=4$ ) il faut arriver à une déformation volumique de 40% pour atteindre la pression limite théorique.

La figure (1.14) illustre les déformées de la sonde obtenues pour différents élancements et à différents taux de déformation volumique. Cette figure montre que la déformée évolue vers une forme cylindrique au fur et à mesure que l'élancement augmente.

Pour les sondes d'élancement faible (inférieur à 4), la sonde se déforme en cylindre aux faibles taux de déformation et évolue vers une forme en tonneau au fur et à mesure que la déformation de la sonde augmente.

Ce problème a été analysé par Borsetto et al (1983) en utilisant le modèle de Nova-Wood. Borsetto et al trouvent que plus l'élancement est faible plus les courbes d'expansion sont raides (ce qui va dans le sens d'une expansion sphérique), mais pour ce qui est du module de cisaillement aux très petites déformations, ils ne trouvent pratiquement pas de différence avec le calcul en déformation planes dès que  $L/D > 4$ .

Fawaz (1993) a également examiné cet aspect du problème pour le sable fin d'Hostun, en utilisant le logiciel de simulation PLAXIS. Il a validé son étude sur des essais pressiométriques réalisés en chambre de calibration. L'analyse de ces résultats a conduit l'auteur à conclure que l'utilisation d'une sonde pressiométrique d'élancement fini ( $L/D=5$ ) et le raisonnement avec l'hypothèse de déformation plane sous-estiment le déplacement au milieu de la membrane pressiométrique d'environ 20%. Il montre que le champ de

déplacement autour de la sonde n'est pas cylindrique et la membrane prend la forme d'un tonneau.

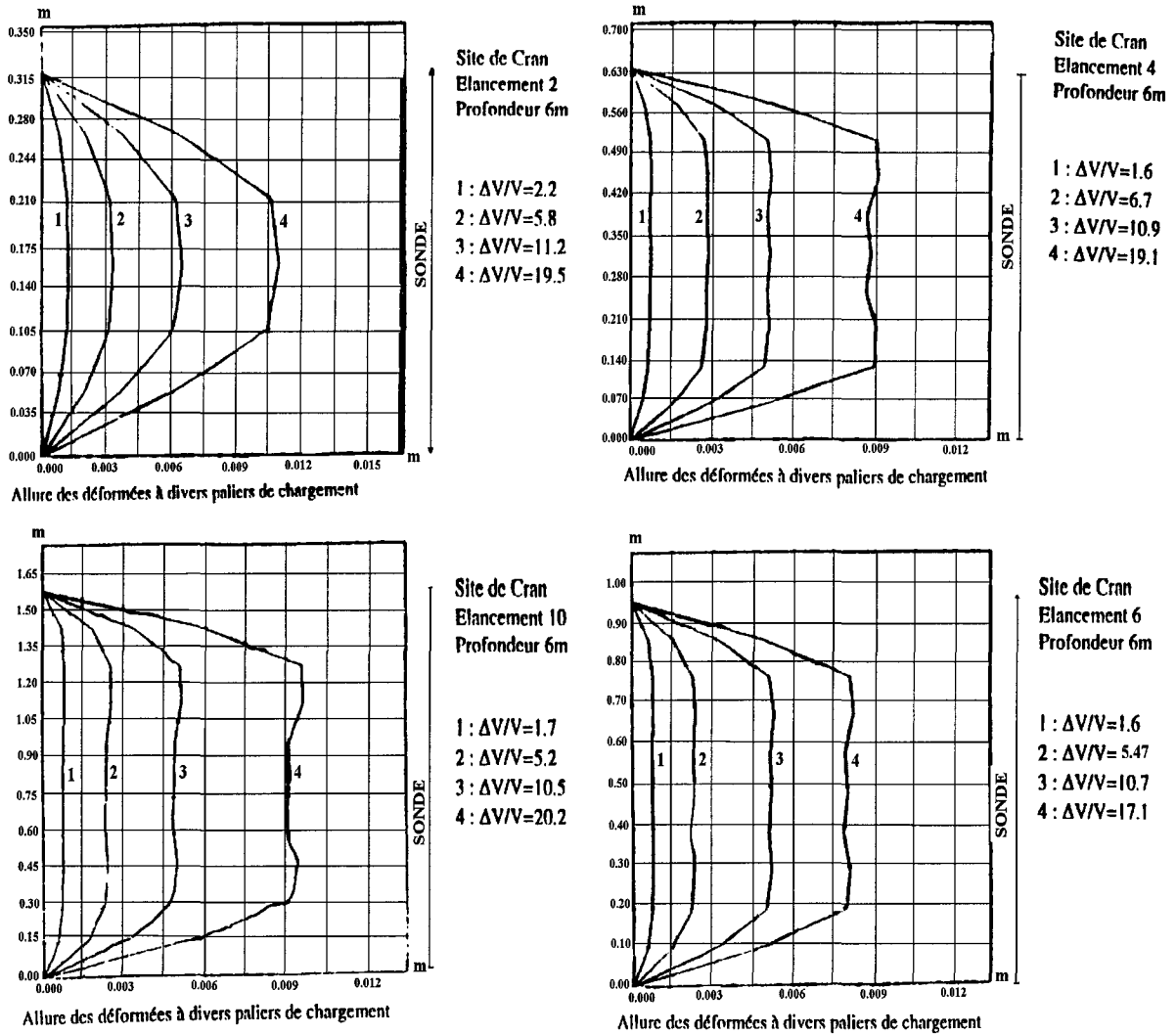


Fig 1.14 : Champs de déformation autour de la sonde pour différents élancement et à différents niveaux de déformation (D'après Zanier,1985).

### Couplage fluide-squelette

Randolph et Wroth (1979) ont proposé une théorie de consolidation linéaire en déformation plane et en conditions de symétrie axiale. Ils considèrent que le sol se comporte élastiquement. Enfin, Ils arrivent à des équations de dissipation de la pression interstitielle données sous forme de dérivées partielles. Ils définissent dans ces conditions, un coefficient de consolidation :

$$C = \frac{Ek}{\gamma_w} \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (1.17)$$

$E, \nu$  : module de Young, coefficient de Poisson,

$k$  : coefficient de perméabilité,

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau.

Des abaques ont été tracés par les auteurs pour calculer la variation en fonction du temps, des surpressions interstitielles au bord de la cavité (Figure 1.15).

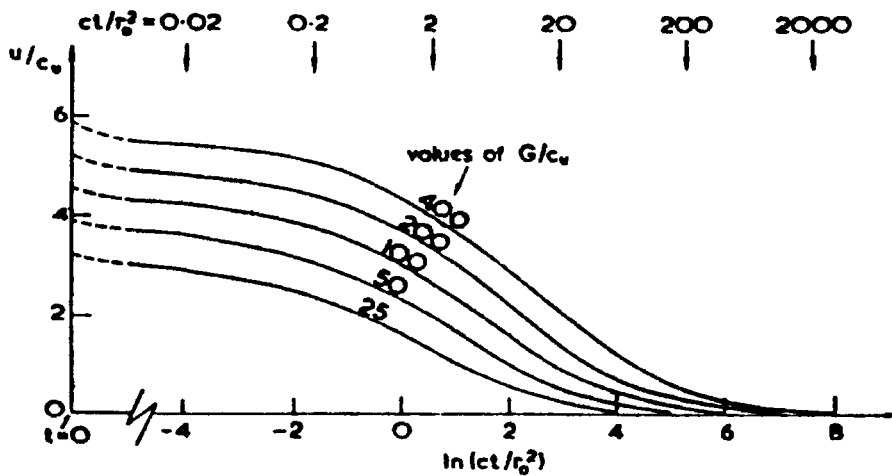


Fig 1.15 : Diagramme de consolidation de Randolph et Wroth (1979).

Ils montrent que le calcul élastique donne des résultats valables pour la variation de la pression interstitielle. Ceci s'explique par le fait que le processus de consolidation est largement contrôlé par le flux d'eau au niveau des rayons intermédiaires (large zone où le sol se décharge effectivement).

En utilisant la méthode des éléments finis, Carter et al (1979) ont analysé ce problème pour divers types de sol. Ils montrent que la théorie de consolidation linéaire de Randolph et Wroth (1979) demeure applicable dans les sols élastoplastiques. En effet, le choix du modèle de comportement affecte fortement la variation des contraintes, mais très peu la variation de la pression interstitielle.

Nahra et Frank (1986) ont analysé l'expansion pressiométrique dans les argiles en utilisant le programme de calcul par éléments finis Rosalie-LCPC. Deux modèles de comportement ont été utilisés : le modèle élastique parfaitement plastique avec le critère de Tresca et le modèle de Cam-clay modifié. Ils trouvent que le coefficient des terres au repos  $K_0$  peut influencer d'une manière non négligeable l'évolution des contraintes et des pressions interstitielles générées au cours de l'expansion. Le coefficient de consolidation est majoré lorsque l'élançement diminue, la majoration étant fonction du modèle de sol considéré (34% dans le sol écouissable et elle varie de 0 à 34% lorsque l'élançement passe de 6 à 2 dans le sol élastique-parfaitement plastique).

Fioravante, Jamiolkowski et Lancellotta (1994) ont utilisé des essais pressiométriques à contrainte constante ou à déformation constante pour définir les caractéristiques de perméabilité de l'argile de Fucino. La sonde est gonflée normalement jusqu'à un certain niveau de déformation, puis la pression ou la déformation est maintenue constante pendant que la pression interstitielle continue à évoluer (Figure 1.16), (Figure 1.17).

Cette étude est basée sur l'interprétation de Gibson et Anderson (1961) qui donne la surpression interstitielle maximale à la fin d'un essai d'expansion dans un milieu élastoplastique non drainé (Equation 1.18) et sur la théorie de Randolph et Wroth (1979) pour le calcul du coefficient de perméabilité (Equation 1.17) à partir des diagrammes de la figure (1.15)

$$\frac{\Delta u_{\max}}{C_u} = \text{Ln} \left[ \left( \frac{G}{C_u} \right) \frac{\Delta V}{V} \right] \quad (1.18)$$

A l'aide des simulations numériques, ils ont montré l'influence du coefficient de surconsolidation (Figure 1.18) et celle du coefficient de perméabilité ( $k$ ) (Figure 1.19) sur la dissipation de la pression interstitielle.

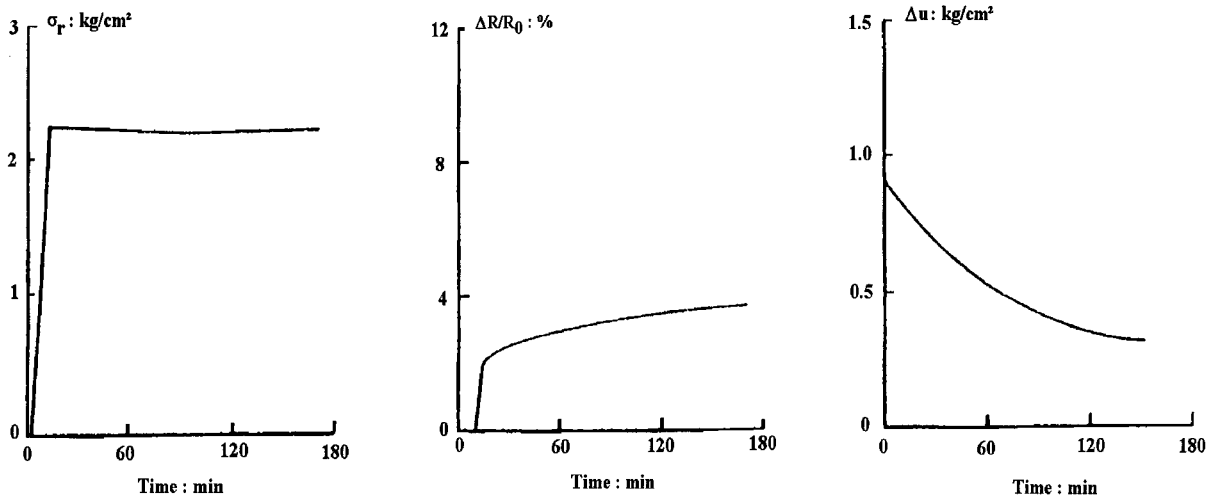


Fig 1.16 : Essais pressiométrique à contrainte constante. (D'après Fioravante et al, 1994).

a : Evolution de la pression en fonction du temps. b: Evolution de la déformation circonférentielle de la sonde. c : Dissipation de la pression interstitielle.

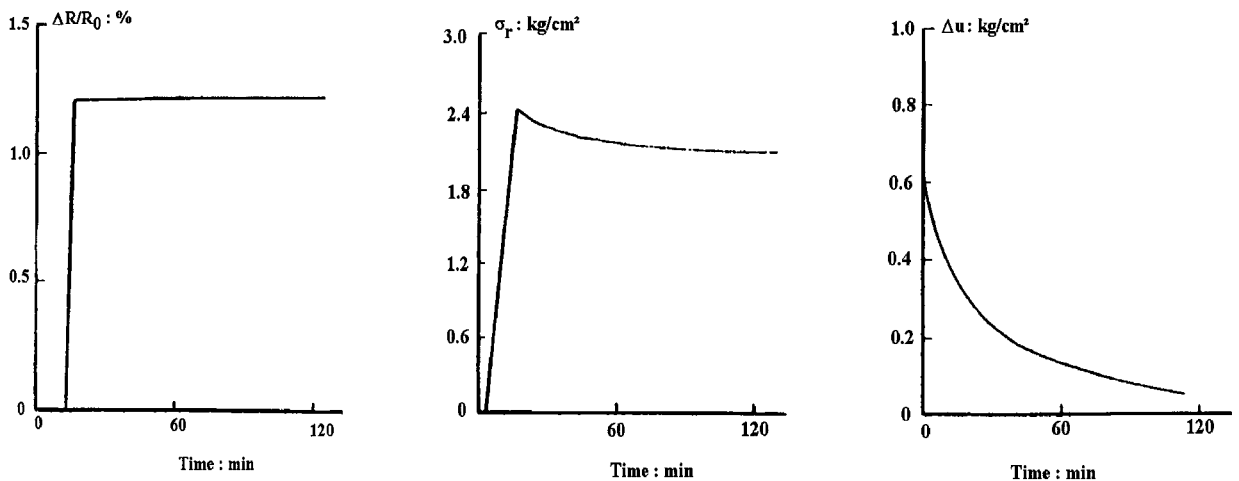


Fig 1.17 : Essai pressiométrique à déformation constante (D'après Fioravante et al, 1994),

a : Evolution de la déformation radiale de la sonde en fonction du temps. b: Evolution de la pression dans la sonde. c : Dissipation de la pression interstitielle.

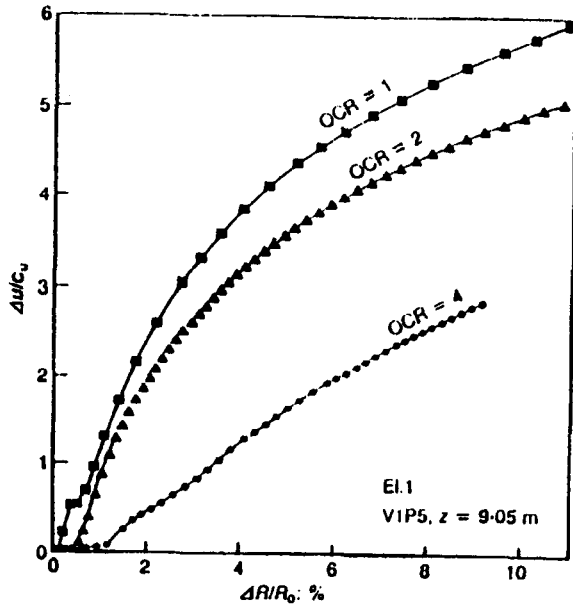


Fig 1.18 : Influence du degré de consolidation (OCR) sur la dissipation de la pression interstitielle (D'après Fioravante et al, 1994).

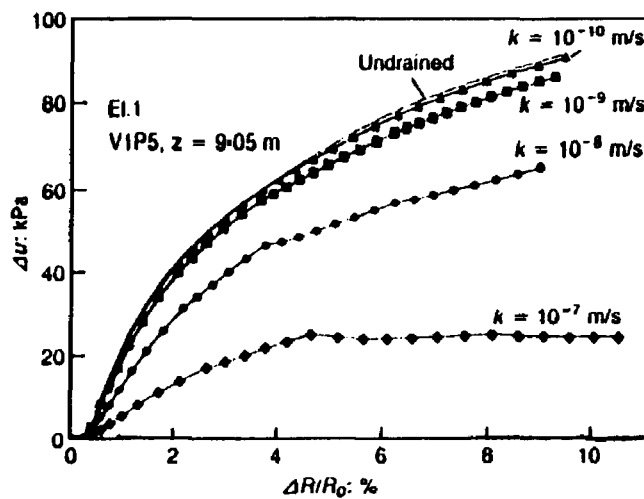


Fig 1.19 : Influence du coefficient de perméabilité sur la pression interstitielle (D'après Fioravante et al, 1994).

**Détermination numérique des paramètres de comportement :**

Un important programme de recherche a été mené à l'Ecole Centrale de Lyon, avec la collaboration de EDF et de l'IFP, pour l'identification des paramètres mécaniques du sol. Ce

travail s'est traduit par la construction d'un logiciel d'identification des sols à partir de l'essai pressiométrique baptisé : Press'ident (Boubangua 1990), (Bahar, 1992). Ce programme permet de déterminer les paramètres du modèle de Duncan et les paramètres du modèle CJS (Cambou, Jaffari et Sidoroff). Les auteurs ont par ailleurs appliqué cette méthode pour caractériser plusieurs matériaux pulvérulents et cohérents à partir des résultats d'essais pressiométriques, réalisés in-situ ou en laboratoire dans une chambre de calibration. La figure (1.20) montre un exemple de cette étude où les paramètres du modèle CJS ont été déterminés sur le sable d'Hostun.

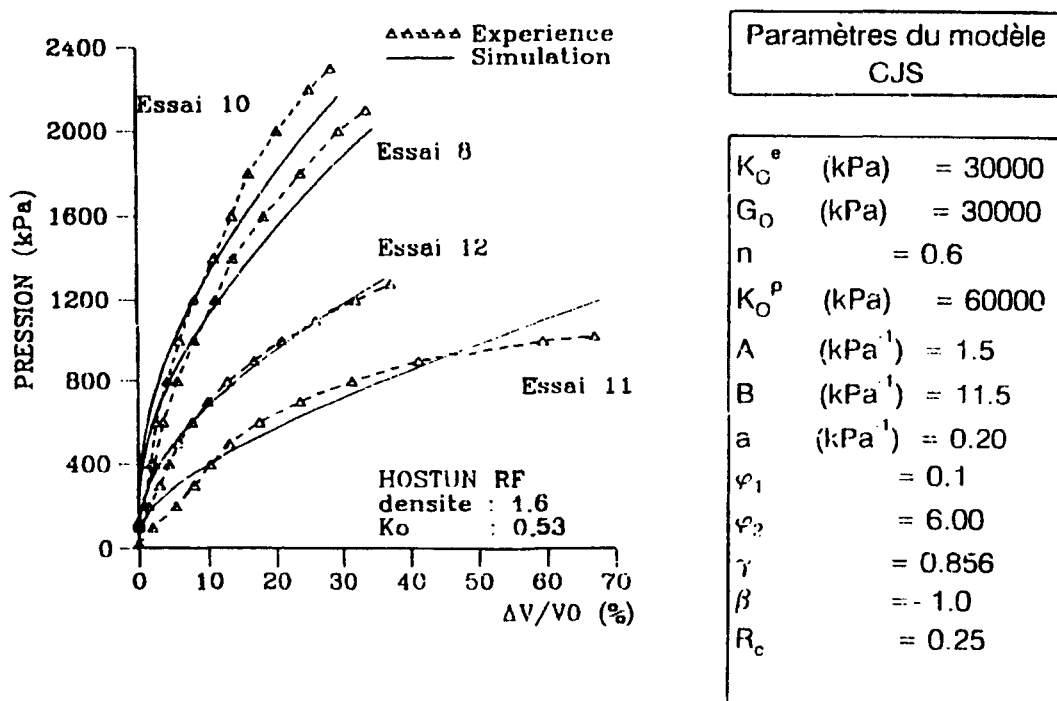


Fig 1.20 : Identification des paramètres du modèle C.J.S à partir de l'essai pressiométrique.

(D'après Bahar, 1992).



## CHAPITRE II

### ANALYSE NUMERIQUE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

*L'utilisation de la méthode de résolution des problèmes inverses pour déterminer les paramètres du sol à partir de l'essai pressiométrique, nécessite la résolution numérique ou analytique du problème d'expansion. L'efficacité de cette méthode dépend de la qualité des simulations (rapidité de calcul, précision des résultats). Les résolutions analytiques se trouvent limitées quand il s'agit d'intégrer des modèles sophistiqués capables de décrire des aspects complexes du comportement du sol. Dans ce cas, la modélisation numérique (éléments finis, différences finies) permet d'aboutir à des solutions approchées.*

*Les résultats obtenus avec la méthode des éléments finis dépendent étroitement des paramètres tels que les dimensions du domaine discrétisé, la configuration de maillage adopté ou encore le schéma de résolution choisi. Dans ce chapitre on propose d'analyser l'influence de chacun de ces paramètres sur les résultats de simulation numérique de l'essai pressiométrique par un programme d'éléments finis que nous avons élaboré. Cette étude est effectuée avec le modèle de Mohr-Coulomb non associé.*

#### 2.1. Formulations

##### 2.1.1. Position du problème

L'essai pressiométrique peut être modélisé avec l'hypothèse de déformations planes dans la direction verticale ( $\epsilon_z=0$ ). Cette hypothèse est justifiée par l'élanement de la sonde ( $\frac{L}{D} > 4$ ) comme il a été montré dans l'étude bibliographique (Zanier, 1985 ; Bahar, 1992).

Etant donné la forme cylindrique de la sonde, l'expansion est axisymétrique et le problème se réduit au cas unidimensionnel. Il fait intervenir uniquement le déplacement radial, noté  $U$ .

L'essai pressiométrique sollicite un domaine cylindrique délimité de l'intérieur par la circonférence de la sonde où est appliquée la pression  $P$  et à l'extérieur par une circonférence de rayon  $r_{\text{ext}}$ . Les conditions aux limites de ce problème peuvent être établies en déplacement ou en contrainte (Figure.2.1).

au bord de la sonde ( $r=r_0$ ) :  $U=\bar{U}$  ou  $\sigma_r = P$

à l'extrémité du domaine ( $r=r_{\text{ext}}$ ) :  $U=0$  ou  $\sigma_r=P_0$

$\sigma_r$  est la contrainte radiale et  $P_0$  la pression horizontale initiale dans le sol.

Le tenseur des contraintes doit vérifier l'équation d'équilibre :

$$\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = -\frac{d\sigma_r}{dr} \quad (2.1)$$

$\sigma_\theta$  est la contrainte orthoradiale dans le plan horizontal.

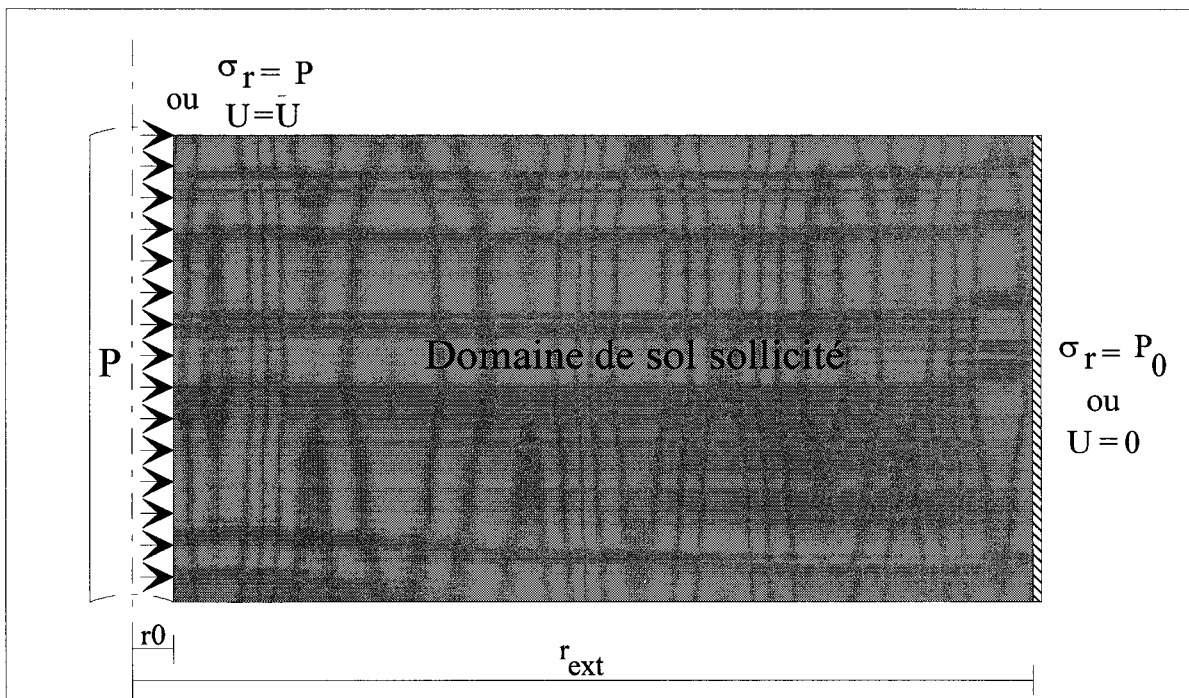


Fig 2.1 : Conditions d'expansion de la sonde pressiométrique dans le sol.

En raison de l'étude en déformations planes et du caractère axisymétrique de ce problème, les contraintes  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$  et  $\sigma_z$  sont principales.

Avec l'hypothèse des petites déformations, le tenseur des déformations est défini par:

$$\varepsilon_r = \frac{dU}{dr} \quad ; \quad \varepsilon_\theta = \frac{U}{r} \quad ; \quad \varepsilon_z = 0 \quad (2.2)$$

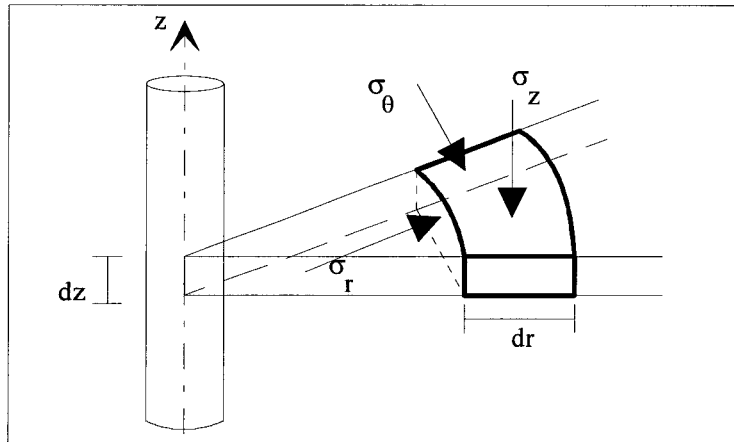


Fig 2.2 : Disposition des contraintes principales lors de la sollicitation pressiométrique.

Initialement les contraintes dans le sol sont supposées de type oedométrique :

$$\sigma_z = \sum \gamma_i h_i$$

$$\sigma_r = P_0 = K_0 \sigma_z$$

$$\sigma_\theta = \sigma_r$$

$\gamma_i$ ,  $h_i$  : les poids volumiques et les épaisseurs des couches au dessus du niveau de l'essai,

$K_0$  : le coefficient des terres au repos.

### 2.1.2. Formulation variationnelle

La formulation variationnelle de ce problème peut être obtenue par application du théorème des travaux virtuels. Pour tout champ de déplacement virtuel cinématiquement

admissible ( $V^*$ ) on a :

$$W_i + W_e = 0$$

$W_i$  est le travail des forces intérieures donné par :  $W_i = - \int_{\Omega} \varepsilon(v^*) : \sigma(u) \, d\Omega$

$W_e$  est le travail des forces extérieures :  $W_e = \int_{\Gamma} {}^t v_i^* T_i \, d\Omega$

$u$  est le champ de déplacement réel,

$\varepsilon$  : tenseur de déformations totales,

$\sigma$  est le tenseur de contraintes :  $\sigma = C(\varepsilon - \varepsilon^p)$

$\varepsilon^p$  : tenseur des déformations plastiques,

$C$  : tenseur d'élasticité.

### 2.1.3. Discrétisation

Du fait que le problème est unidimensionnel, le massif de sol est représenté par un segment de droite AB (Figure.2.3) discrétisé en éléments de base monodimensionnels.

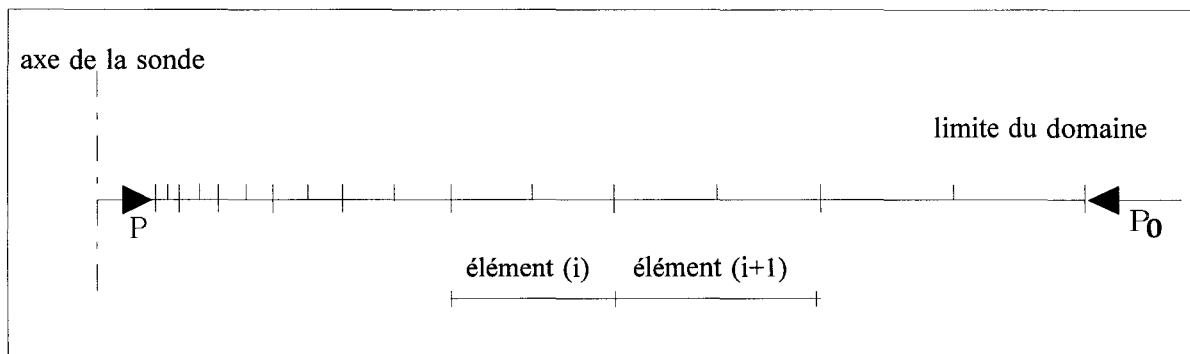


Fig 2.3 : Discrétisation du domaine en éléments unidimensionnels.

Le déplacement dans un élément de base est donné en fonction des déplacements aux noeuds :

$$U = N \cdot U^e \quad (2.3)$$

$U^e$  est le vecteur des déplacements aux noeuds de l'élément considéré,

$N$  : la matrice des fonctions d'interpolation.

Le tenseur de déformations est donné par l'expression matricielle suivante :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial r} \\ \frac{N_i}{r} \end{bmatrix} [u_i] = \mathbf{B} U^e \quad (2.4)$$

où,  $B$  est la matrice cinématique.

A partir de la formulation variationnelle de ce problème on arrive à la relation générale :

$$R \Delta U = \Delta F \quad (2.5)$$

$R$  : la matrice de rigidité de tout le domaine,

$\Delta U$  : le vecteur des incréments de déplacements des noeuds,

$\Delta F$  : le vecteur des incréments de forces nodales.

$$R = \sum R_e$$

$R_e$  est la matrice de rigidité élémentaire qui s'écrit sous la forme :

$$R_e = \int_{\Omega_i} {}^t B C B \, d\Omega_i \quad (2.6)$$

$$F_e = \sum F_e$$

$F_e$  est le vecteur des forces élémentaires :

$$F_e = \int_r {}^t N P \, d\Gamma \quad (2.7)$$

On note également que, mis à part la première composante  $\Delta F_1$  qui représente la force appliquée par la sonde sur le premier noeud du segment AB (Figure 2.3), toutes les autres composantes du vecteur  $\{F\}$  sont nulles.

#### 2.1.4. Intégration de modèles élastoplastiques :

En élastoplasticité, la loi de comportement s'écrit sous la forme :

$$d\sigma = C^{ep} d\varepsilon \quad (2.8)$$

avec

$$C^{ep} = C - \frac{{}^tC \left( \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right) \left( \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right) C}{H + \left( \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right) C \left( \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right)} \quad (2.9)$$

où,

f est la fonction de charge,

g est le potentiel de plasticité,

H est le module d'écrouissage.

Les schémas d'intégration de modèles élastoplastiques dans un programme de résolution par éléments finis sont de différents types. Le choix d'un type de schéma est déterminant pour le temps de calcul et la précision des résultats. Dans notre programme, nous avons utilisé les schémas suivants :

- Le schéma direct qui utilise la méthode de Newton-Raphson (ou la méthode de rigidité) (Figure 2.6) : la matrice de rigidité est calculée à partir de la relation (2.6) en remplaçant (C) par ( $C^{ep}$ ) déterminée à l'incrément (i-1) par la relation (2.9), (Zienkiewicz, 1967).

- Le schéma itératif qui utilise la méthode de Newton-Raphson modifiée (méthode de force) : dans ce cas, un calcul itératif est effectué avec la matrice de rigidité calculée avec la

matrice d'élasticité ( $C$ ) pour ramener par des itérations successives, le point résultat sur la surface de charge du modèle (Figure 2.5). A chaque itération, les forces de déséquilibre (les forces résiduelles) dues aux déformations plastiques, sont réintroduites dans le second membre.

Dans l'algorithme de la figure (2.7), on montre le schéma d'intégration d'un modèle élastoplastique en utilisant cette méthode (Zienkiewicz, 1967).

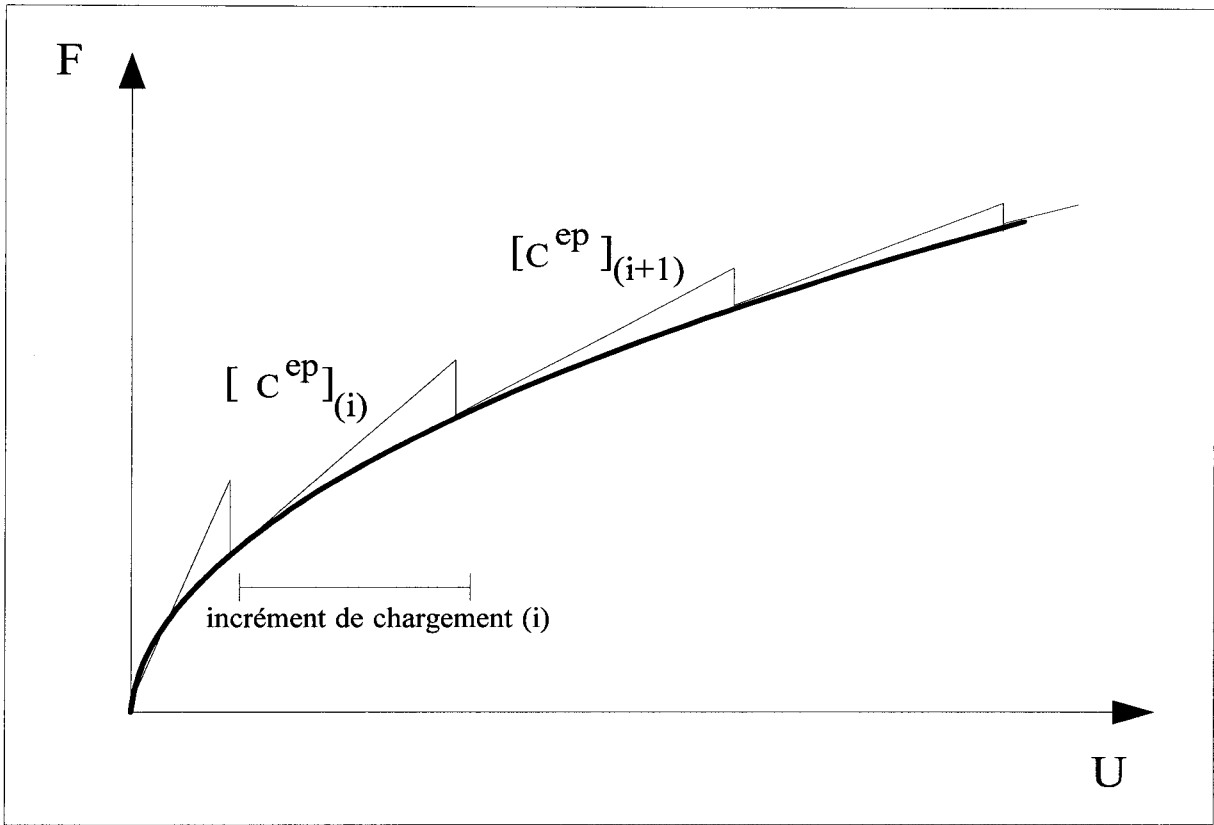


Fig 2.4 : Schéma d'intégration par la méthode de rigidité (Newton-Raphson).

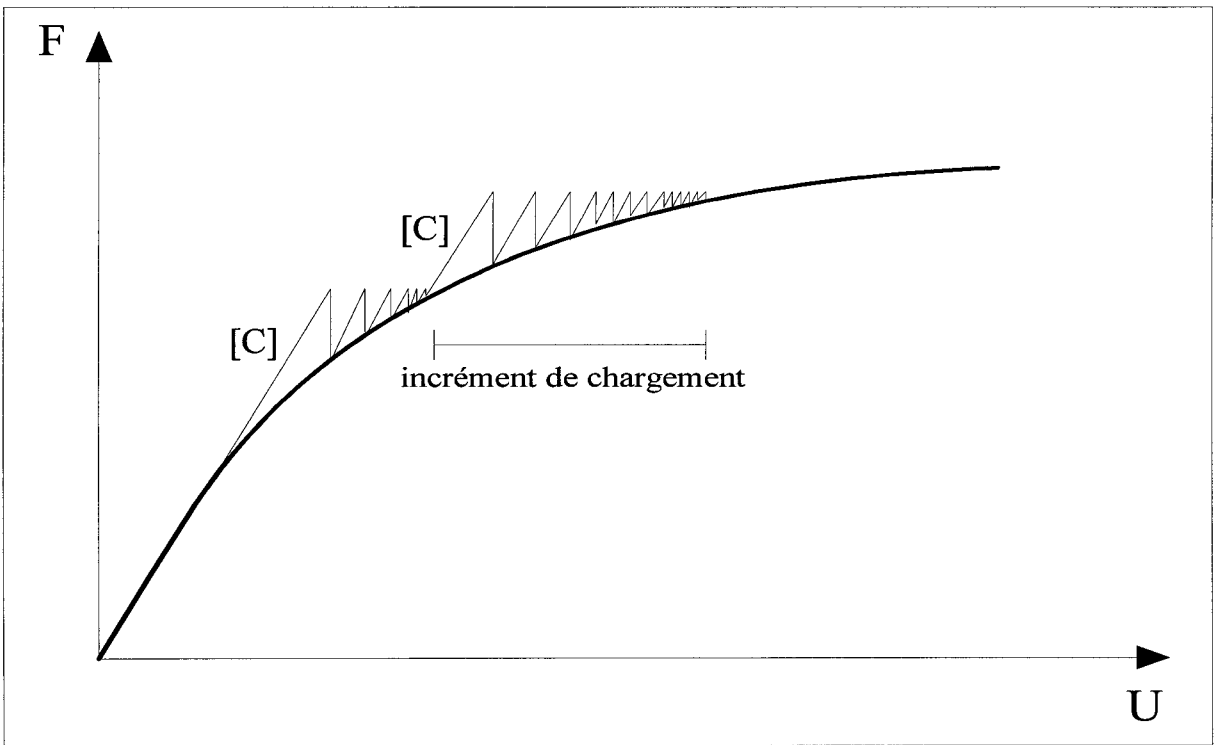


Fig 2.5 : Schéma d'intégration par la méthode de force (Newton-Raphson modifié).



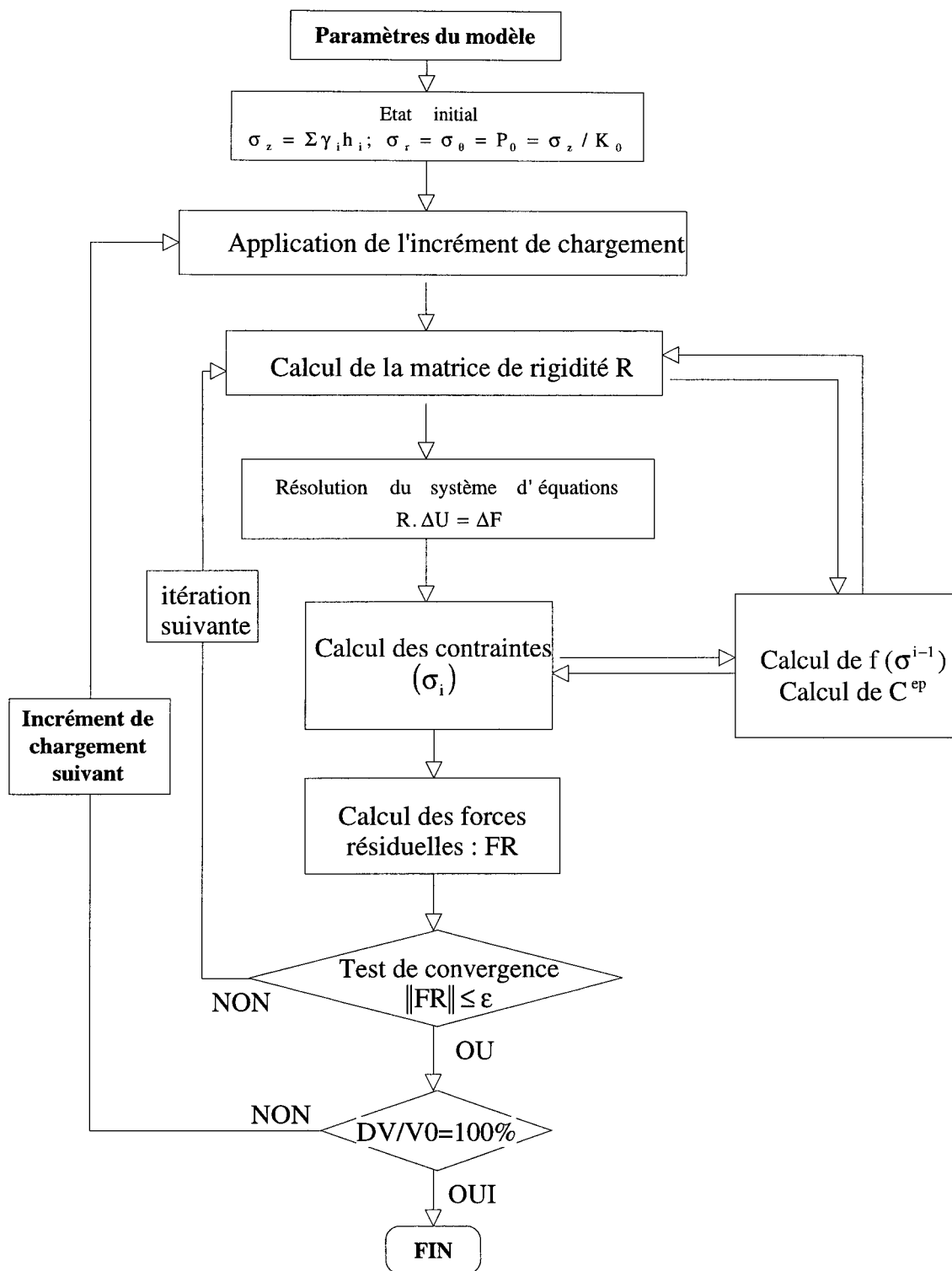


Fig 2.6 : Programme de simulation de l'essai pressiométrique avec la méthode de rigidité

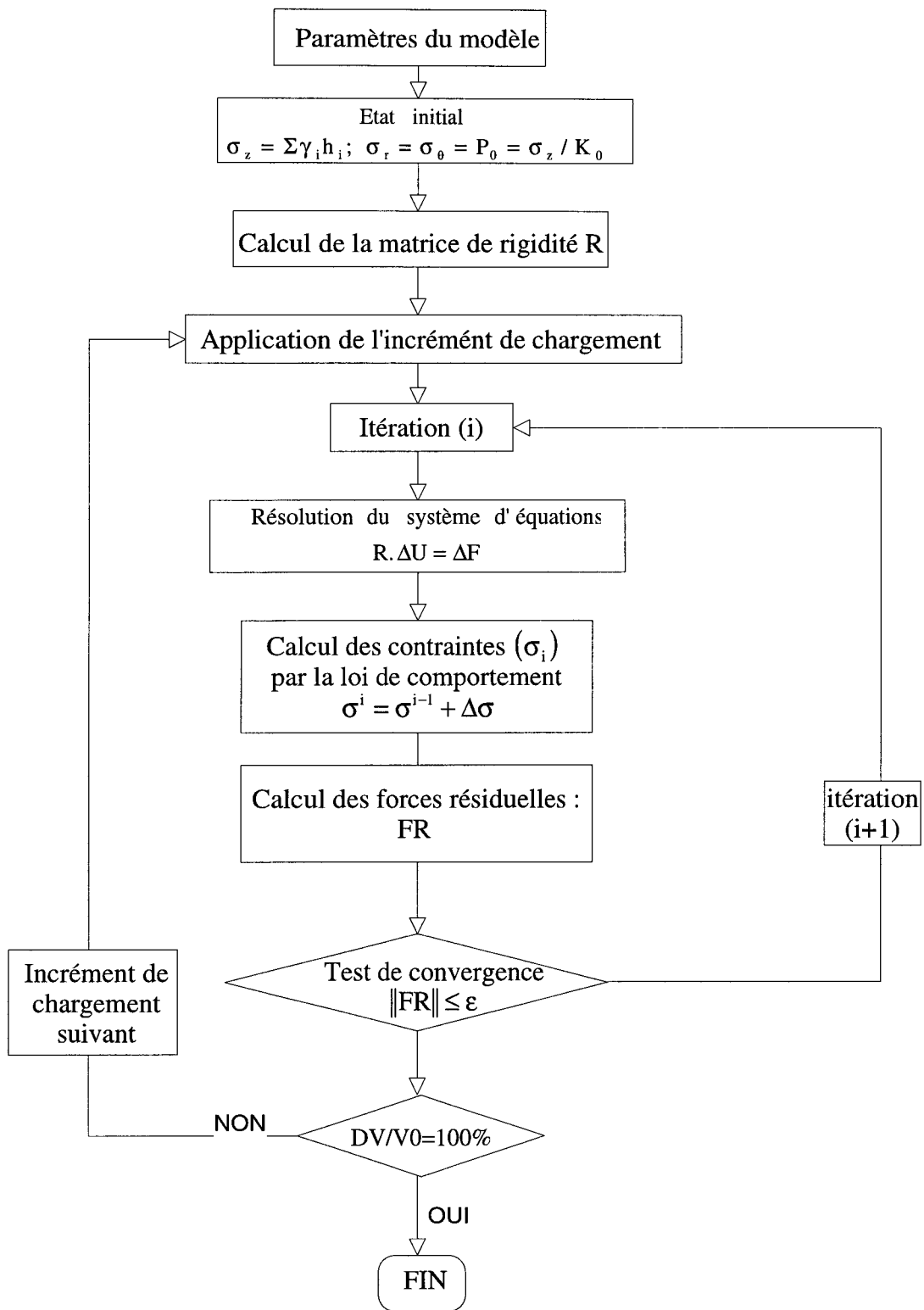


Fig 2.7 : Programme de simulation de l'essai pressiométrique avec la méthode de force

## 2.2. Etude paramétrique de l'essai pressiométrique

La simulation numérique de l'essai pressiométrique par la méthode des éléments finis dépend de nombreux paramètres, notamment la discrétisation géométrique, la discrétisation temporelle (incrémentale), la schématisation des conditions aux limites, et le schéma d'intégration du modèle rhéologique.

On analyse dans ce qui suit l'influence de chacun de ces paramètres. Nous donnons ensuite dans une récapitulation de cette étude, les recommandations nécessaires pour une utilisation optimale d'un logiciel de simulation numérique de l'essai pressiométrique.

Pour confirmer la validité de cette étude, les résultats des simulations seront confrontés aux solutions analytiques proposées par H.S. YU (1992).

### 2.2.1. Le comportement du sol

Le comportement du sol est modélisé par une loi élastique-parfaitement plastique qui obéit au critère de Mohr-Coulomb non associé, défini par sa fonction de charge ( $f$ ) et le potentiel plastique ( $g$ )

$$f = (\sigma_1 - \sigma_2) - (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \varphi - 2C \cos \varphi \quad (2.10)$$

$$g = (\sigma_1 - \sigma_2) - (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \psi \quad (2.11)$$

$\varphi$  : l'angle de frottement interne,

$\psi$  : l'angle de dilatance,

$C$  : la cohésion inter granulaire,

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont respectivement les contraintes principales majeure et mineure.

Dans cette étude, on considère un sable dense dont les caractéristiques sont données dans le tableau (2.1). Celles-ci sont choisies voisines de celles mesurées par Flavigny (1993) à partir des essais triaxiaux sur le sable d'Hostun dense.

$\nu$	E (MPa)	C (kPa)	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)
0.33	95	5	40	18

Tableau 2.1 : Paramètres de comportement du sol étudié.

Les conditions initiales sont définies par :

$$P_0=220 \text{ kPa} ; K_0=0.5$$

### 2.2.2. La configuration géométrique

Les éléments de base choisis pour effectuer cette étude sont des éléments à trois noeuds avec trois points de Gauss. Les éléments sont disposés suivant une suite géométrique de raison  $A=1,25$ . Le rayon de la sonde utilisée dans cette étude est de 3 cm.

### 2.2.3. Influence des conditions aux limites

Pour analyser l'influence des conditions aux limites du domaine étudié, on a effectué deux simulations. La première est réalisée avec la condition de déplacement bloqué à l'extrémité du domaine. Dans la deuxième simulation on impose la contrainte  $\sigma_r=P_0$  à la frontière extérieure. Les résultats obtenus dans les deux cas, avec un nombre d'éléments de maillage  $NEL=50$ , sont présentés dans la figure (2.8).

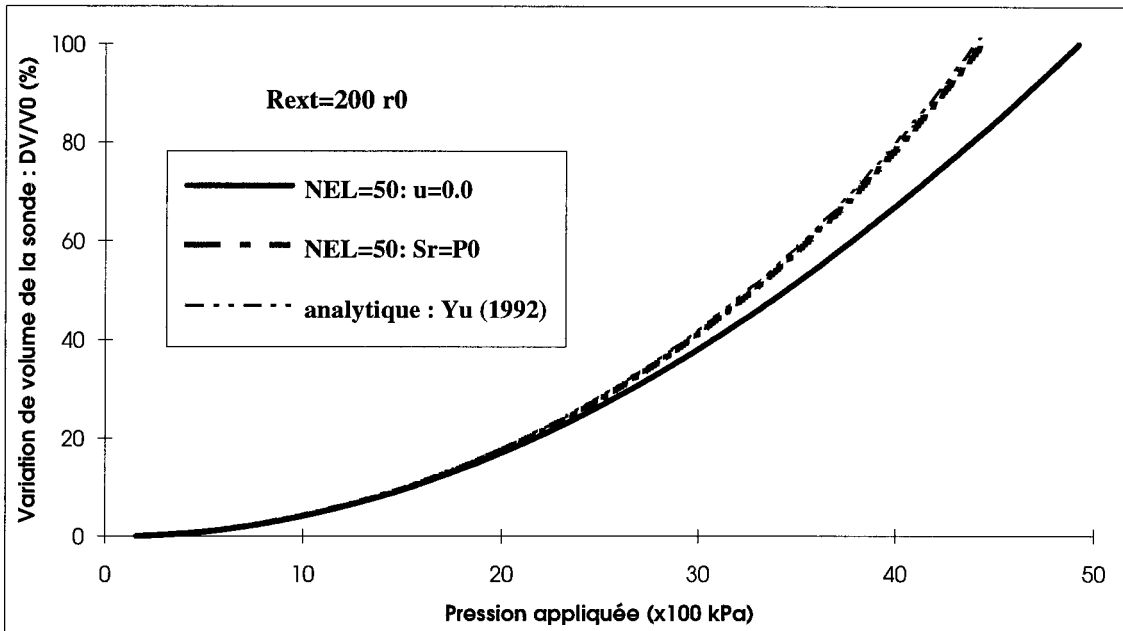
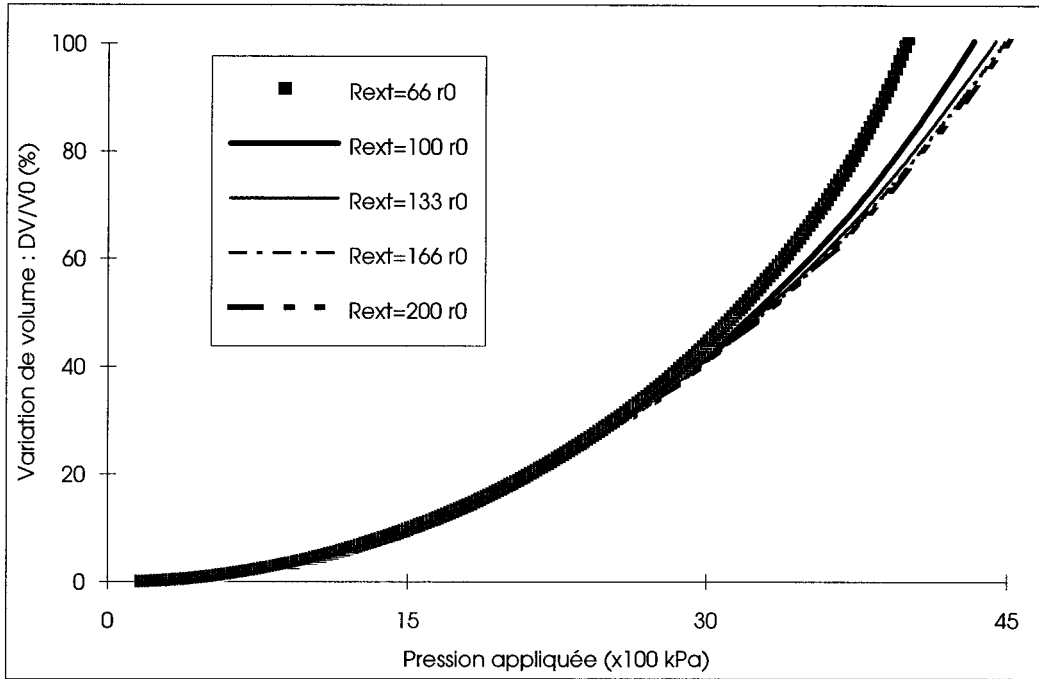


Fig 2.8 : Influence du type de condition imposée à la frontière extérieure du domaine.

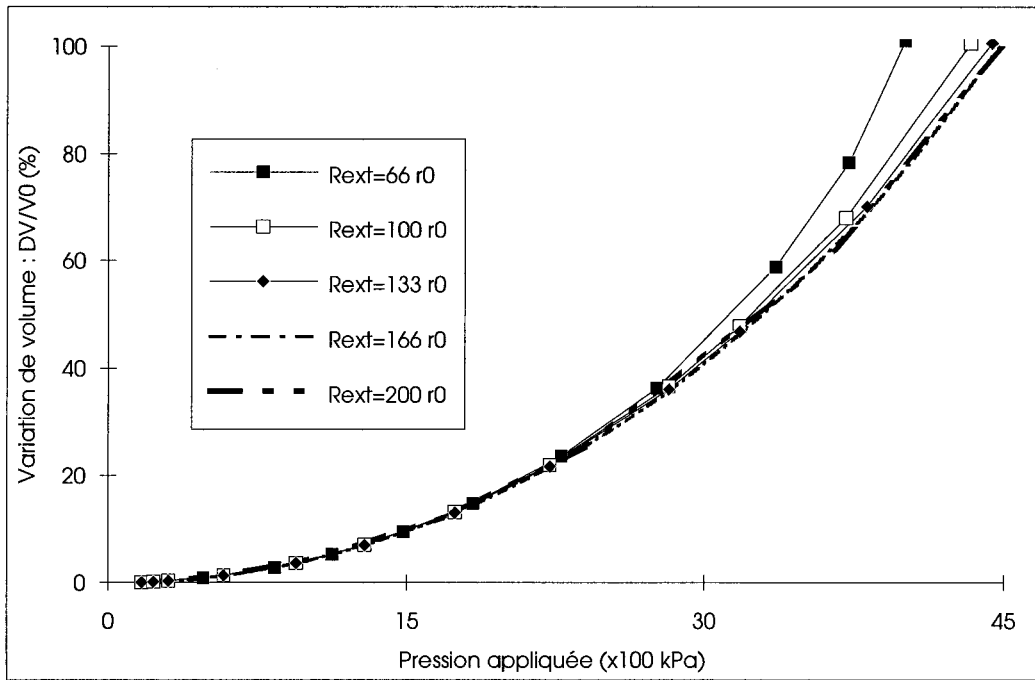
La figure (2.8) montre que la simulation est sensible au type de condition imposée à l'extrémité extérieure du domaine discrétisé. La simulation avec la condition de déplacement nulle à l'extrémité du domaine dépend de l'étendue du domaine choisi. La différence entre les pressions limites calculées dans les deux cas est de l'ordre de 10%. Les conditions en contraintes permettent d'obtenir des résultats qui coïncident parfaitement avec les résultats analytiques. Pour cette raison, ces conditions seront retenues dans la suite de cette étude.

#### 2.2.4. Influence de l'étendue du domaine :

Avec un calcul en condition de contraintes à l'extrémité du domaine, des simulations ont été effectuées avec différentes valeurs du rayon extérieur (figure 2.9.a). On constate que les résultats obtenus pour un domaine de faible étendue ( $r_{ext}=66r_0$ ) se distinguent des autres résultats. Au delà d'un rayon extérieur  $r_{ext}=133r_0$ , l'influence de la sollicitation s'estompe et les courbes pressiométriques sont quasiment confondues.



a)



b)

Fig 2.9 : Influence de l'étendue du domaine.

2.9.a : résolution numérique.

2.9.b : résolution analytique (Yu, 1991).

Les résultats ci-dessus montrent qu'un domaine de  $133r_0$  convient pour décrire avec précision l'effet de la sollicitation pressiométrique dans un champ infini. Cette conclusion est confirmée par la solution analytique (Figure 2.9.b).

### **2.2.5. Influence du maillage**

#### **Le nombre d'éléments de maillage**

Pour un rayon extérieur du domaine  $r_{\text{ext}} = 133r_0$ , on cherche à déterminer le maillage nécessaire pour l'obtention d'une précision satisfaisante des calculs. La figure (2.10) montre qu'en deçà de 30 éléments, les résultats changent très sensiblement. Pour une différence de 5 éléments (entre 25 et 30), la pression limite (conventionnelle) passe de 4 à 6 MPa. Ceci n'est pas le cas quand NEL (le nombre d'éléments de maillage) est supérieur à 30 où on note une bonne convergence avec la solution analytique. Ce qui permet de conclure que 30 éléments suffisent pour discrétiser un domaine de rayon  $133r_0$ .

#### **La raison géométrique du maillage**

Au cours de l'essai d'expansion pressiométrique, on note de fortes variations de contraintes et de déformations au voisinage de la sonde. Pour tenir compte de cette réalité, un bon maillage doit être plus serré à proximité de la sonde et moins serré dans le reste du domaine, ceci se traduit par une raison géométrique  $A > 1$ . Pour fixer la valeur de  $A$ , on étudie la sensibilité de la simulation numérique par rapport à ce paramètre. La figure (2.11) illustre les résultats obtenus avec différentes valeurs de  $A$ .

On constate que la raison géométrique minimale qui permet de trouver les résultats numériques les plus proches des résultats analytiques est  $A = 1,25$ . Dans ce cas, avec une sonde de 3 cm de rayon, la longueur du premier élément de maillage est :  $d_1 = 0,123$  cm.

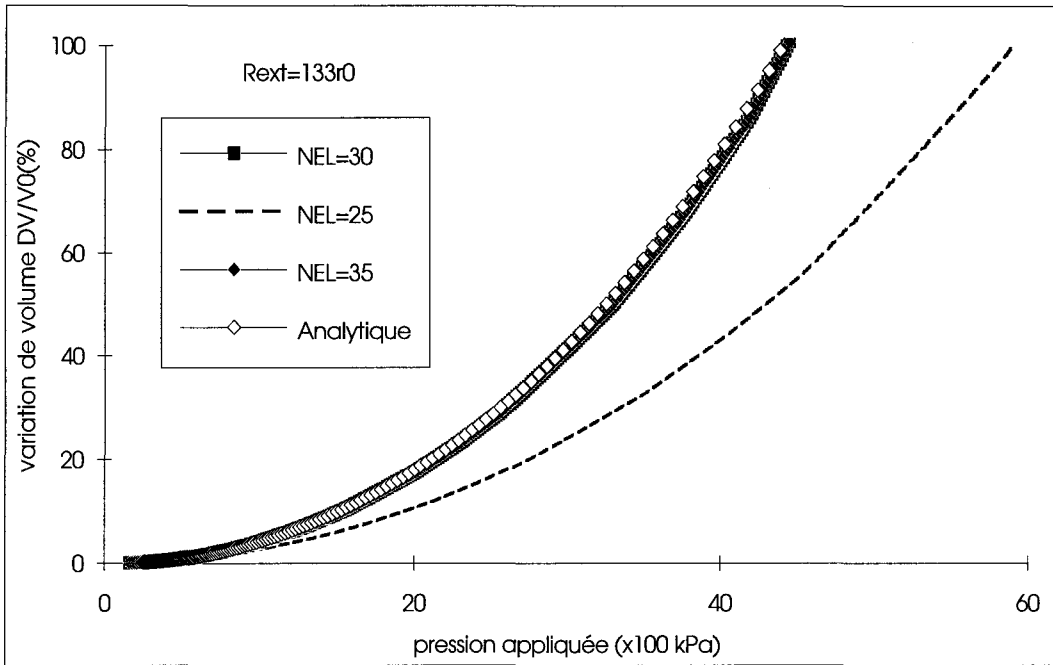


Fig 2.10 : Effet du nombre d'éléments de maillage (NEL).

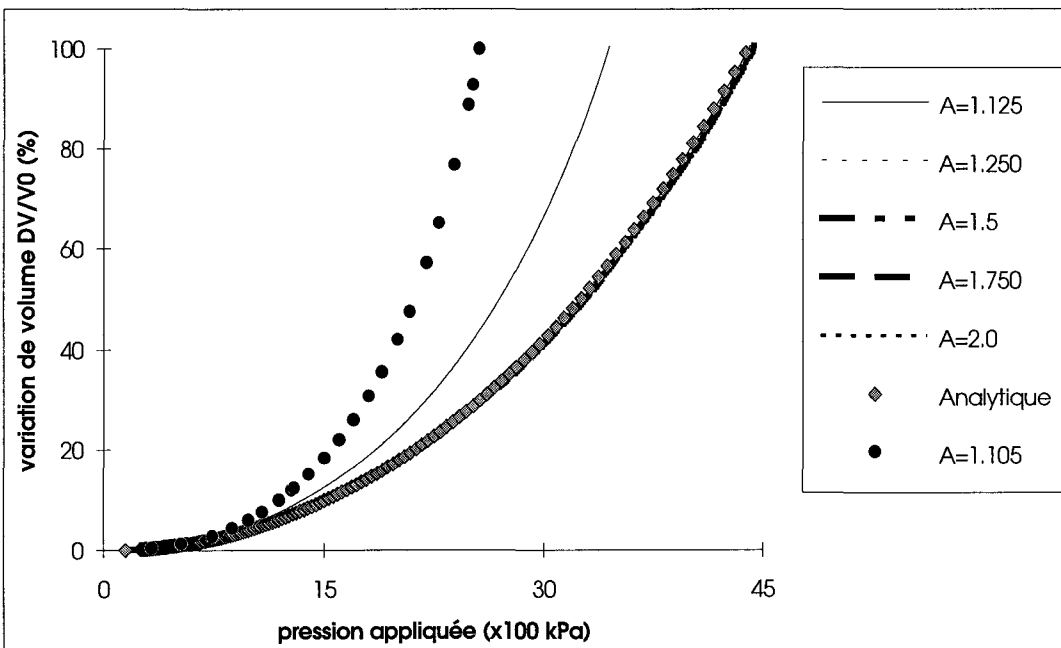


Fig 2.11 : Influence de la raison géométrique de maillage sur la simulation de l'essai pressiométrique.



Si on trace, pour cette configuration, la distribution des contraintes principales dans le massif (contraintes aux points de Gauss) à la fin de l'expansion (Figure 2.12), on note que la zone plastifiée autour de la sonde s'étend sur un rayon  $R_{plas}=40r_0$ ; mais c'est seulement dans une région de sol très réduite, délimitée par un rayon  $AD=2r_0$ , que des fortes variations des contraintes sont enregistrées. Dans le reste du domaine l'influence de la sollicitation est relativement faible.

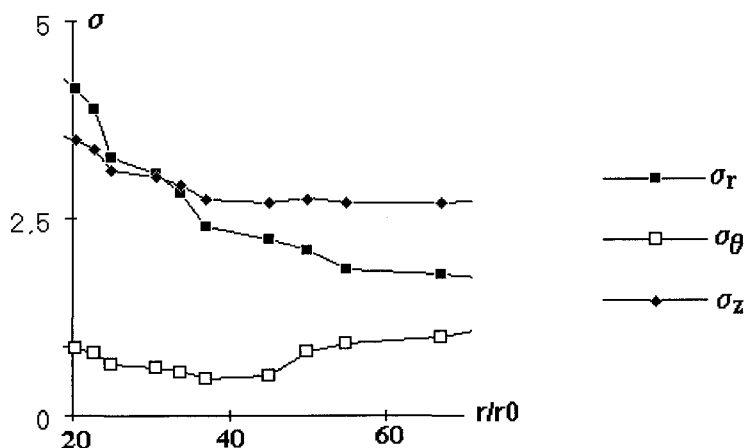
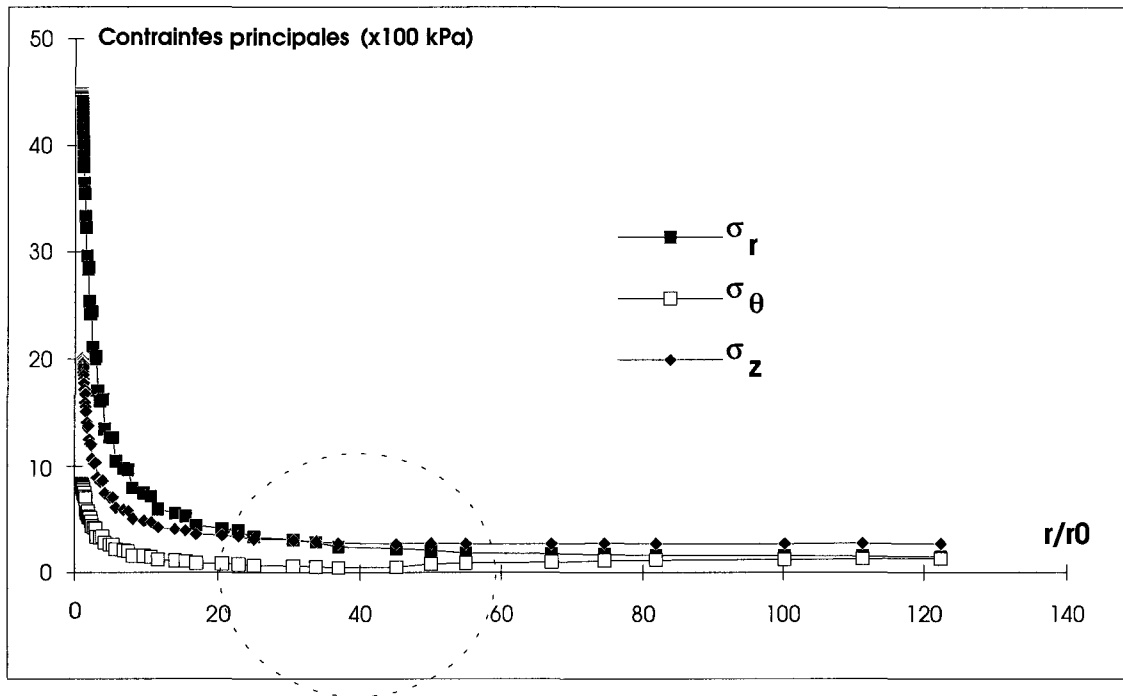


Fig 2.12 : Distribution des contraintes dans le sol à la fin de l'expansion.

Pour prendre en considération ce phénomène dans le programme de calcul, on propose de générer deux types de maillages : le premier maillage serré et régulier dans la région (AD)

puis lâche et régi par une suite géométrique dans le reste du massif (Figure 2.13). Le deuxième maillage est celui présenté dans la figure (2.3), classique avec une raison géométrique  $A=1,25$ .

Les courbes d'expansion simulées dans les deux cas de maillage sont également identiques (Figure 2.14). Ce qui explique que c'est le nombre d'éléments imposé à proximité de la sonde qui est prépondérant dans la simulation de l'essai pressiométrique. Il est donc possible d'optimiser le maillage si on trouve le nombre d'éléments nécessaire et suffisant dans cette zone. D'après les simulations effectuées, nous avons trouvé de bons résultats avec un nombre d'éléments dans la zone AD de  $NEL/2$ , et un nombre d'éléments total  $NEL=20$ . Les simulations réalisées en appliquant cette condition avec différentes valeurs du nombre d'éléments ( $NEL=30, 25, 20$  et  $15$ ) (Figure 2.15) confirment ce résultat.

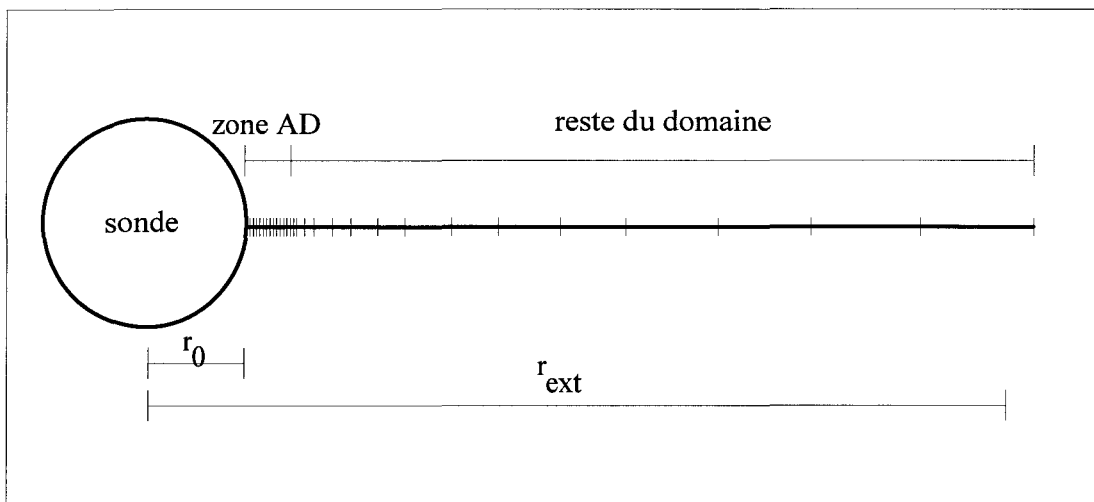


Fig 2.13 : Nouvelle configuration de maillage (Maillage 1).

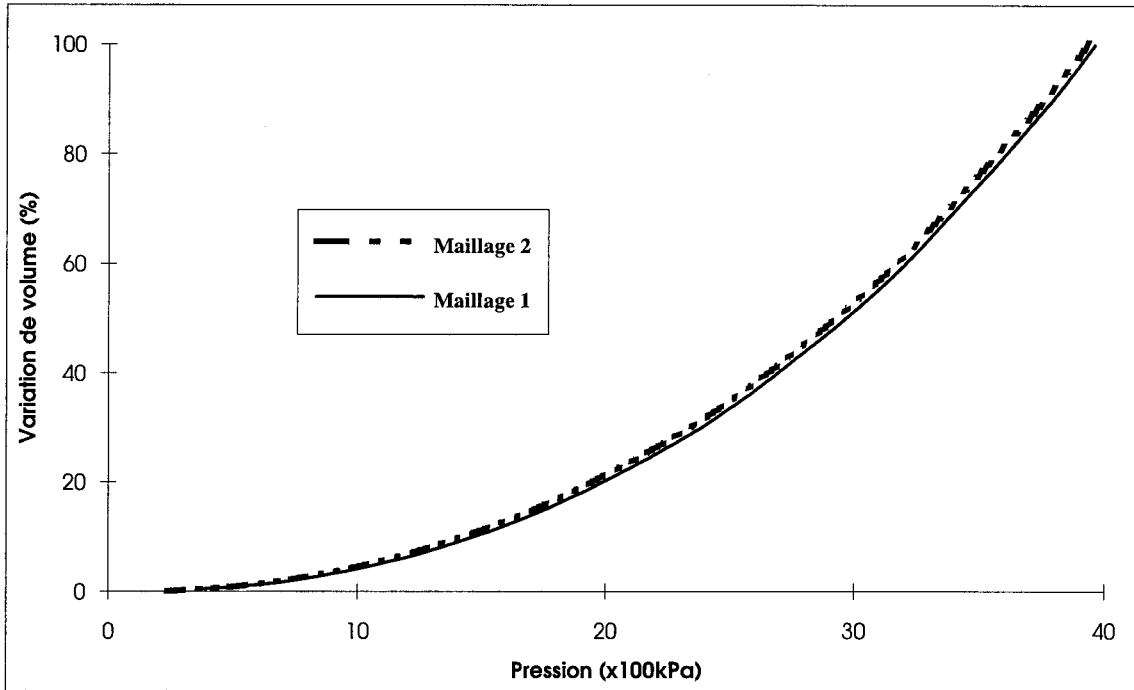


Fig 2.14 : Comparaison des simulations données par les deux types de maillages.

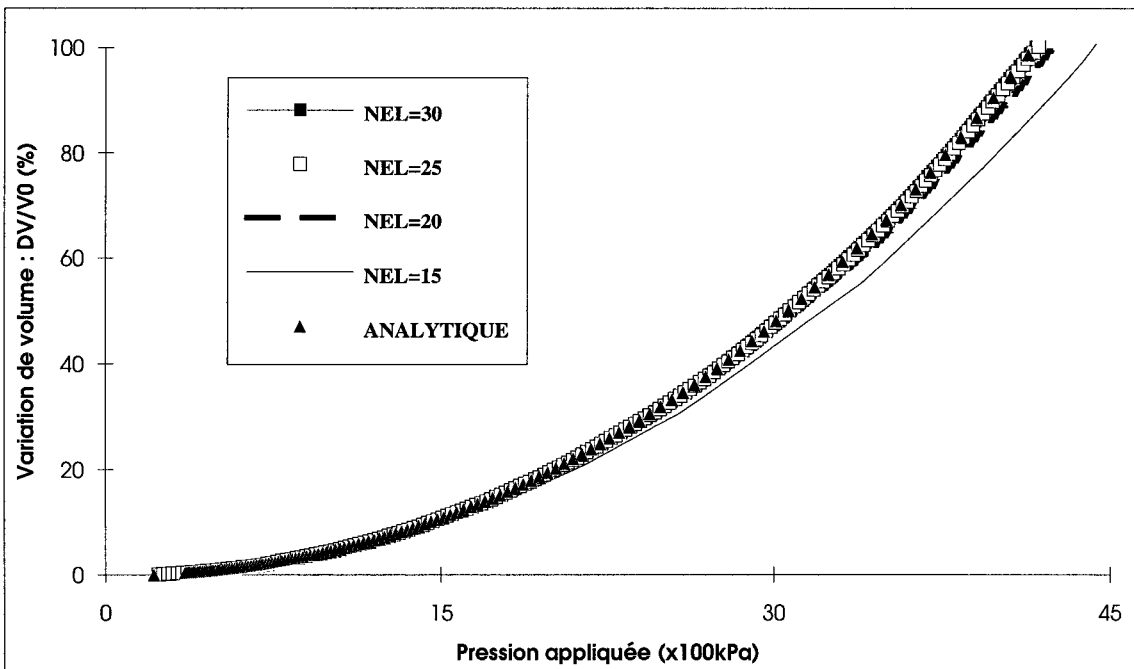


Fig 2.15 : Résultats obtenus avec le nouveau maillage.

## 2.2.6. Influence du mode de chargement

Le calcul incrémental peut se faire soit en contrainte imposée (pression imposée), soit en déplacement imposé. Le déplacement maximum à atteindre au bord de la sonde, est égal à  $r_0\sqrt{2}$ . Ce déplacement correspond au doublement du volume de la sonde. La figure (2.16) illustre les résultats obtenus avec les méthodes de Newton-Raphson (rigidité) et de Newton-Raphson modifiée (force). Le calcul itératif (méthode de force) donne de bons résultats mais nécessite un temps de calcul plus long que le calcul par la méthode de rigidité. Pour les hauts niveaux de plastification, on arrive à un nombre d'itérations supérieur à cent.

Avec la méthode de rigidité, le temps de calcul diminue sensiblement. Concernant le nombre d'incrément mis en jeu, la figure (2.16) montre qu'un bon calcul peut être obtenu avec un nombre supérieur ou égal à 250. Dans le cas où le calcul est effectué par incrémentation de la pression, la figure (2.17) illustre l'influence du pas de chargement en pression sur la simulation. On constate qu'on obtient une bonne concordance entre les résultats numériques et les résultats analytiques pour un pas de chargement de l'ordre de  $P_0/5$ .

**Récapitulation** : Nous avons montré dans cette étude que la simulation numérique est très sensible aux paramètres géométriques : de maillage ou de calcul. Il y a un effet de couplage entre ces paramètres qui peut induire de grandes erreurs. Il ne sert à rien, par exemple, de fixer le rayon du domaine à une valeur très élevée si le nombre d'éléments de maillage reste faible. Ceci augmenterait inutilement les temps de calcul et serait même préjudiciable aux résultats. Il ressort de cette étude qu'une bonne simulation de l'essai pressiométrique peut être obtenue avec les conditions suivantes :

- conditions en contraintes à l'extrémité extérieure du domaine ;
- rayon extérieur du domaine  $r_{ext}=133r_0$  ;
- un maillage avec 20 éléments à trois noeuds, disposés comme il est décrit dans la section (2.3.5),
- incrémentation avec un pas de déplacement  $\Delta u=5,994.10^{-3}$  si le calcul est effectué en incrémentant les déplacements,
- un pas de chargement de  $P_0/5$  si le calcul est effectué en incrémentant la force.

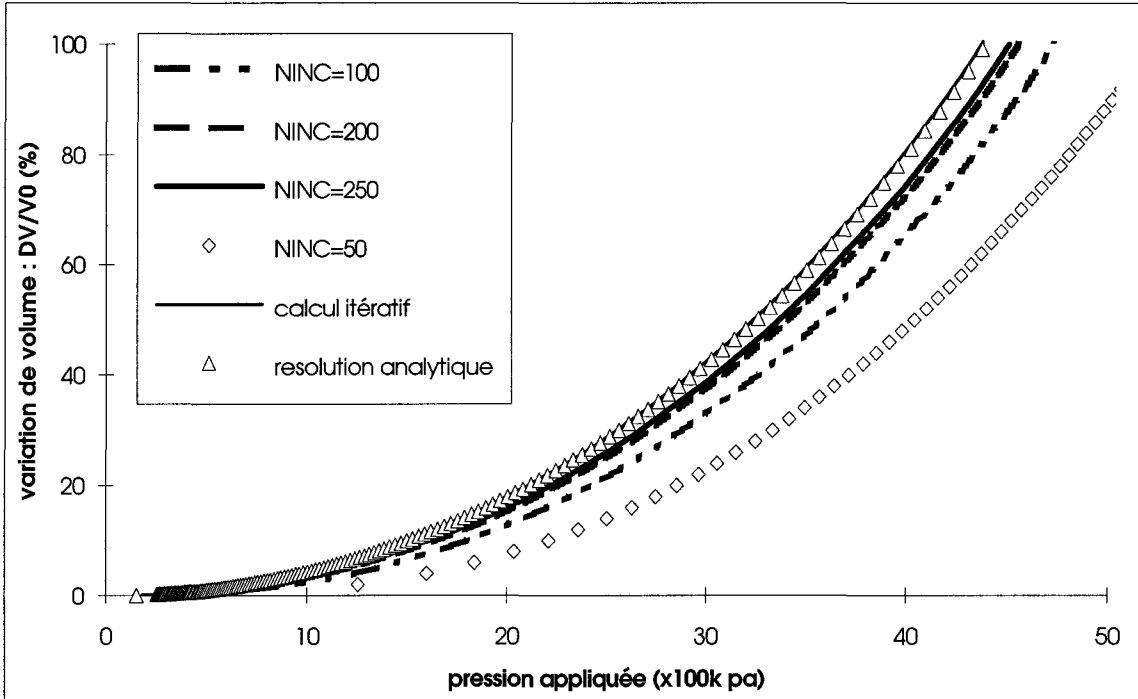


Fig. 2.16 : Influence du nombre d'incrément de déplacements imposés avec la méthode de rigidité. Comparaison avec la calcul itératif et la calcul analytique.

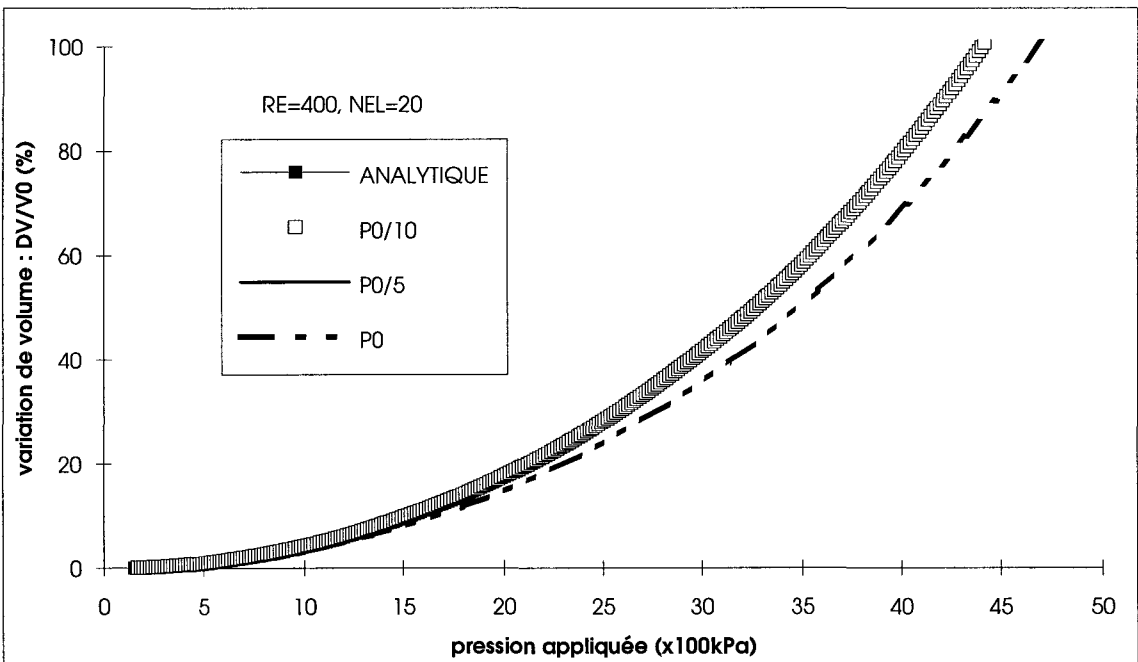


Fig 2.17 : Influence du pas de chargement (incrément de pression imposé).

### 2.2.7. Validation sur un autre jeu de paramètres :

Les recommandations données au chapitre précédent sont établies pour un cas de sol dense avec une forte dilatance. Nous avons choisi ce type de sol pour se placer dans le cas le plus défavorable. Pour vérifier la validité de cette étude, on effectue avec le programme défini ci-dessus une simulation de l'essai pressiométrique dans un autre type de sol (Figure 2.18). On considère le jeu de paramètres donné dans le tableau (2.2) correspondant à un sable lâche.

E (MPa)	$\nu$	C(kPa)	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)
25	0.33	0	30	5

Tab 2.2: Paramètres d'un sable lâche.

On constate une bonne concordance entre la simulation numérique et la solution analytique. Ceci permet de vérifier la validité de nos recommandations pour d'autres sol.

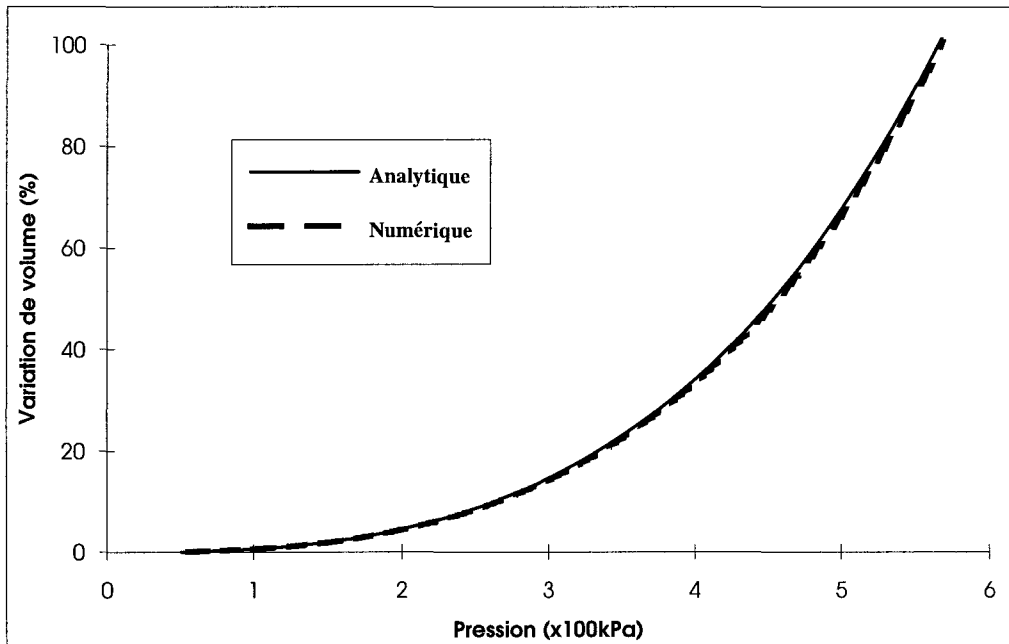


Fig 2.18 : Simulations numérique et analytique d'un essai pressiométrique dans le sable lâche.

### 2.3. Analyse numérique de l'essai pressiométrique en grandes déformations

Nous avons vu dans l'étude bibliographique que la majorité des études du phénomène d'expansion de cavité cylindrique, aussi bien les études analytiques (Hill, 1950 ; Gibson-Anderson, 1961 ; Hughes et al, 1977) que les études numériques (Zanier, 1985 ; Nahra et Frank, 1986 ou Bahar, 1992) ont été menées en admettant l'hypothèse des petites déformations. D'un point de vue physique, cela signifie que la géométrie des éléments reste inchangée tout au long du chargement. C'est ce qui nous permet de faire l'approximation de linéarité des déformations assimilées à des infiniment petits du premier ordre. Cependant l'essai pressiométrique ne vérifie pas complètement cette hypothèse. En effet, au cours du chargement, les petites déformations laissent place aux grandes déformations. Dans ce cas, la non linéarité d'origine géométrique se trouve combinée à la non-linéarité d'origine rhéologique. Nous présentons dans ce qui suit la formulation théorique de ce problème et sa programmation.

#### 2.3.1. Formulation du problème

Le tenseur de déformations comme défini par Green et Saint-Venant et rapporté à un repère orthonormé, s'écrit en coordonnées cylindriques sous la forme :

$$\begin{aligned}\varepsilon_r &= \left[ \frac{\partial U}{\partial r} + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial U}{\partial r} \right)^2 \right] \\ \varepsilon_\theta &= \left[ \frac{U}{r} + \frac{1}{2} \left( \frac{U}{r} \right)^2 \right]\end{aligned}\tag{2.12}$$

Dans ce cas, le tenseur des déformations peut être exprimé en fonction des déplacements aux noeuds (Zienkiewicz, 1967) :

$$\{\varepsilon\} = [\bar{\mathbf{B}}] \{U^e\}\tag{2.13}$$

où :

$$[\bar{\mathbf{B}}] = [\mathbf{B}_0] + [\mathbf{B}_L \{ \mathbf{U}^e \}] \quad (2.14)$$

$[\mathbf{B}_0]$  est la matrice calculée en petites déformations (relation 2.4).

La matrice  $\mathbf{B}_L$  représente l'effet du terme de grande déformation. Son expression est donnée sous la forme de :

$$[\mathbf{B}_L] = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{du}{dr} & 0 \\ 0 & \frac{u}{r} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{dN_i}{dr} \\ \frac{N_i}{r} \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

La matrice de rigidité élémentaire notée  $[\bar{\mathbf{R}}_e]$  est donnée par :

$$[\bar{\mathbf{R}}_e] = \int_V [\mathbf{B}]^t [\mathbf{C}] [\mathbf{B}] \cdot dV = [\mathbf{R}_{e0}] + [\mathbf{R}_{eL}] \quad (2.16)$$

$$[\mathbf{R}_{eL}] = \int_V [(\mathbf{B}_0^t \mathbf{C} \cdot \mathbf{B}_L) + (\mathbf{B}_L \mathbf{C} \cdot \mathbf{B}_L) + (\mathbf{B}_L \mathbf{C} \cdot \mathbf{B}_0)] \cdot dV \quad (2.17)$$

$[\mathbf{R}_{e0}]$  est la matrice de rigidité élémentaire donnée en petites déformations

Aussi pour tenir compte de la déformation des éléments, le maillage est réactualisé à chaque incrément de calcul. Le calcul des contraintes totales et des déformations totales sur les points de Gauss se fera par rapport à la configuration initiale. Cette approche des grands déplacements servira uniquement pour le calcul de la matrice cinématique en grandes déformations.

### 2.3.2. Validation et programmation

Pour tenir compte des grandes déformations, nous avons changé l'algorithme de la figure (2.6) pour introduire la nouvelle formulation. Nous avons ajouté un nouveau module



pour le calcul des forces résiduelles dues à la non linéarité géométrique. Cet algorithme est présenté sur la figure (2.19). Pour valider ce programme, nous avons choisi les propriétés de sol données dans le tableau (2.1). On compare sur la figure (2.20) les résultats de ces simulations avec les résultats obtenus par un calcul numérique en petites déformations et ceux obtenus par la solution analytique en grandes déformations donnée par Yu (1992). On constate qu'en deçà de 5% de la variation volumique de la sonde, la différence entre les deux simulations est quasiment nulle, mais elle devient importante au delà de 20% et ne cesse d'augmenter avec l'augmentation de la pression appliquée. Dans ce cas, les déformations ne peuvent plus être considérées comme petites. La figure (2.20) montre également qu'en grandes déformations, les résultats numériques obtenues sont identiques aux résultats analytiques.

Les courbes données dans les figures (2.21 à 2.23) sont simulées en grandes et en petites déformations avec un angle de dilatance respectivement égal à  $0^\circ$ ,  $15^\circ$  et  $30^\circ$ . On constate que l'écart dû à ces deux hypothèses augmente avec la dilatance.

Si on poursuit les essais de grandes déformations au delà de la pression limite conventionnelle ( $DV/V_0=100\%$ ), on constate qu'à un certain niveau de sollicitation, le massif est complètement plastifié et sa géométrie a sensiblement changé. On enregistre un pic de pression maximum dû au rétrécissement du domaine discrétisé (Figure 2.24). Il est par conséquent important de considérer un massif suffisamment grand pour s'approcher des conditions d'un milieu infini qui sont les conditions réelles de l'essai pressiométrique.

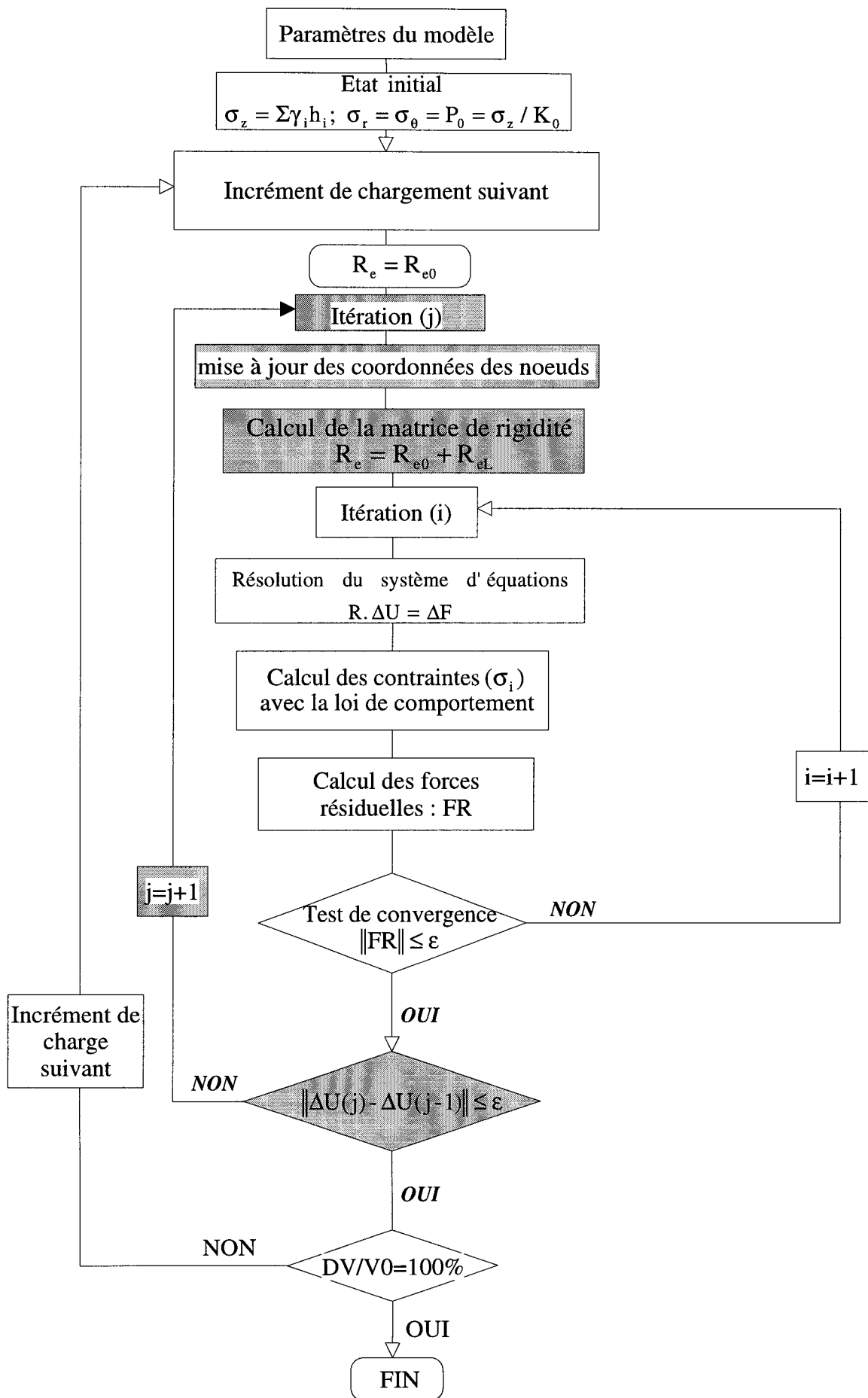


Fig 2.19 : Programme de simulation de l'essai pressiométrique en grandes déformations.

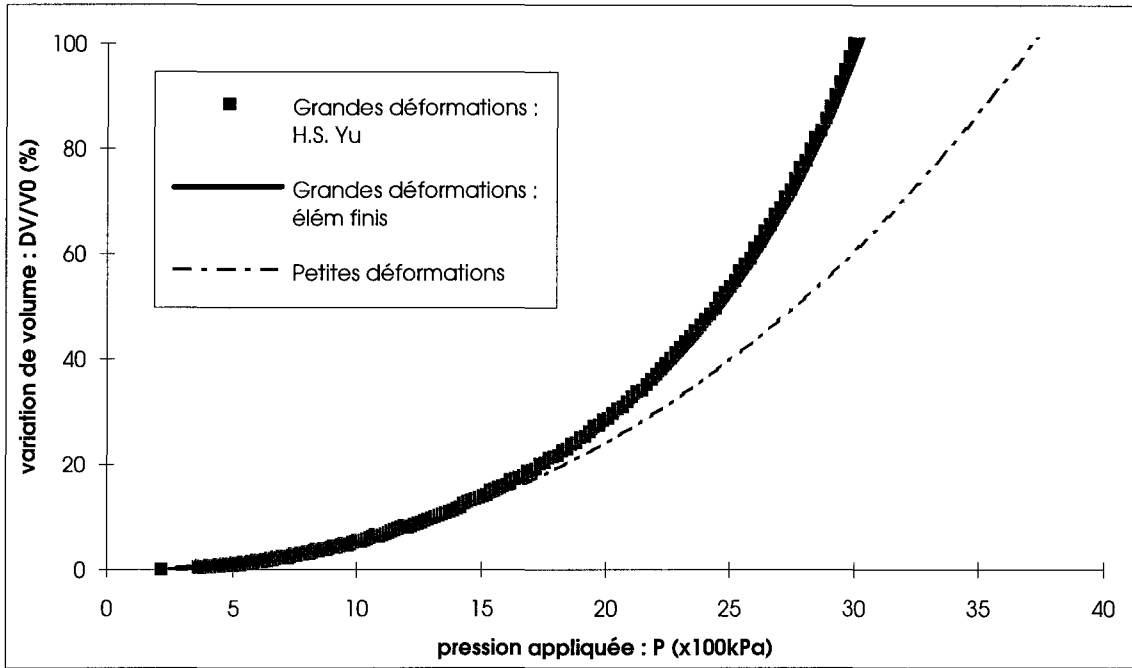


Fig.2.20: Comparaisons entre les simulations en petites et grandes déformations.

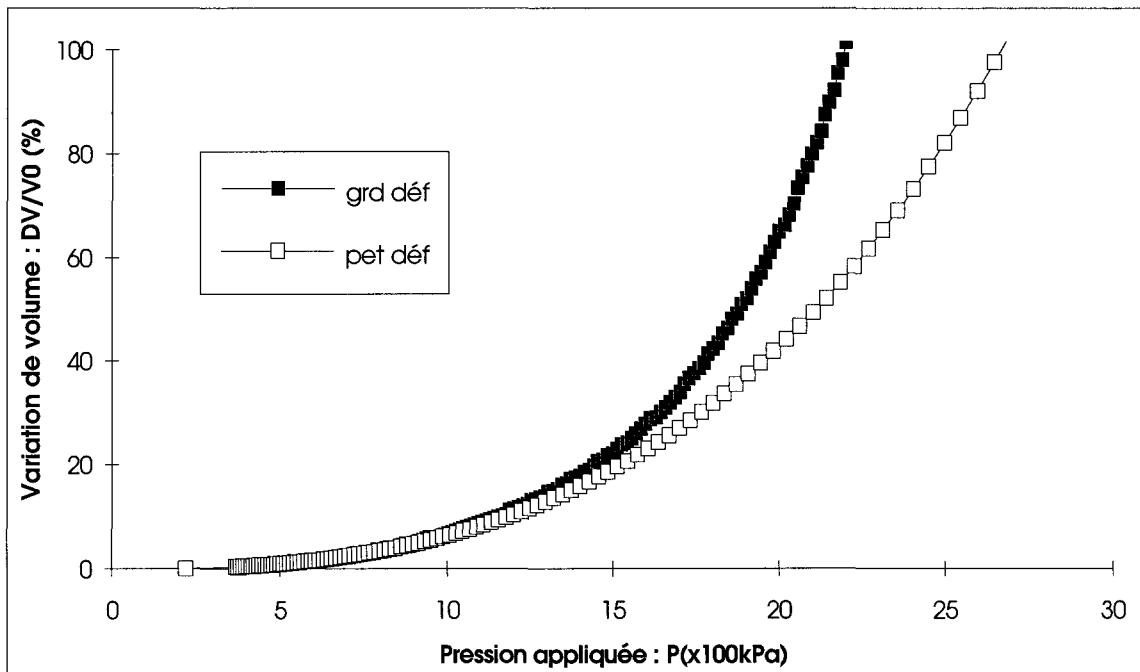


Fig.2.21 : Simulation en petites et grandes déformations dans un sol avec  $E=95\text{MPa}$ ,  $\phi=40^\circ$  et  $\psi=0^\circ$

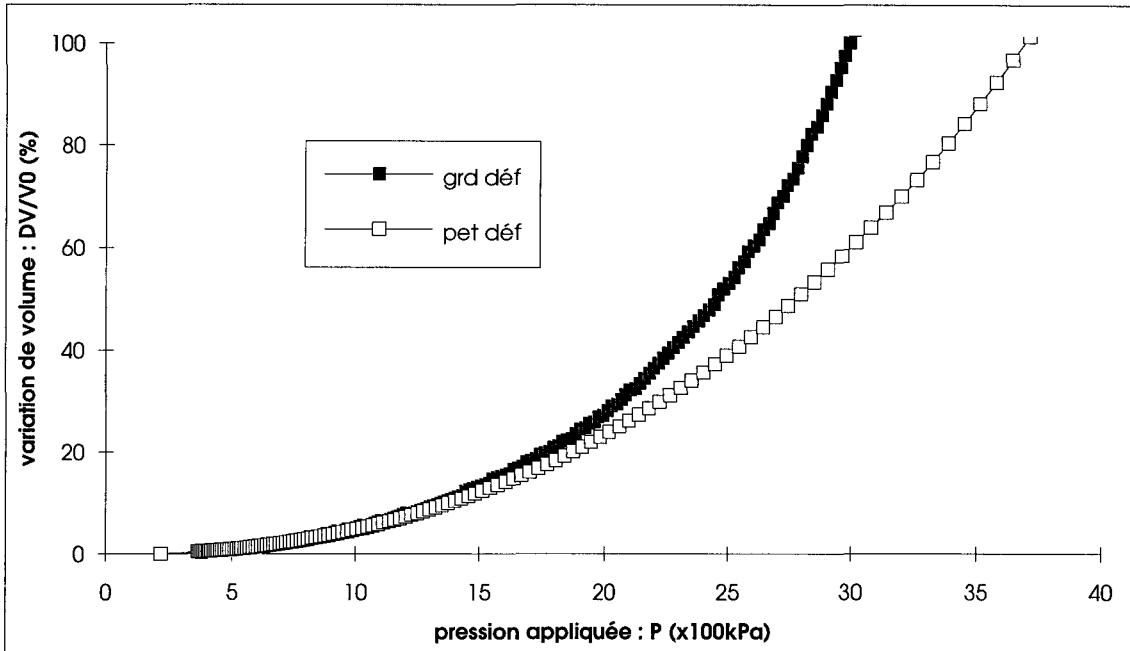


Fig 2.22 : Simulation en petites et grandes déformations dans un sol avec  $E=95 \text{ MPa}$ ,  $\phi=40^\circ$  et  $\psi=15^\circ$ .

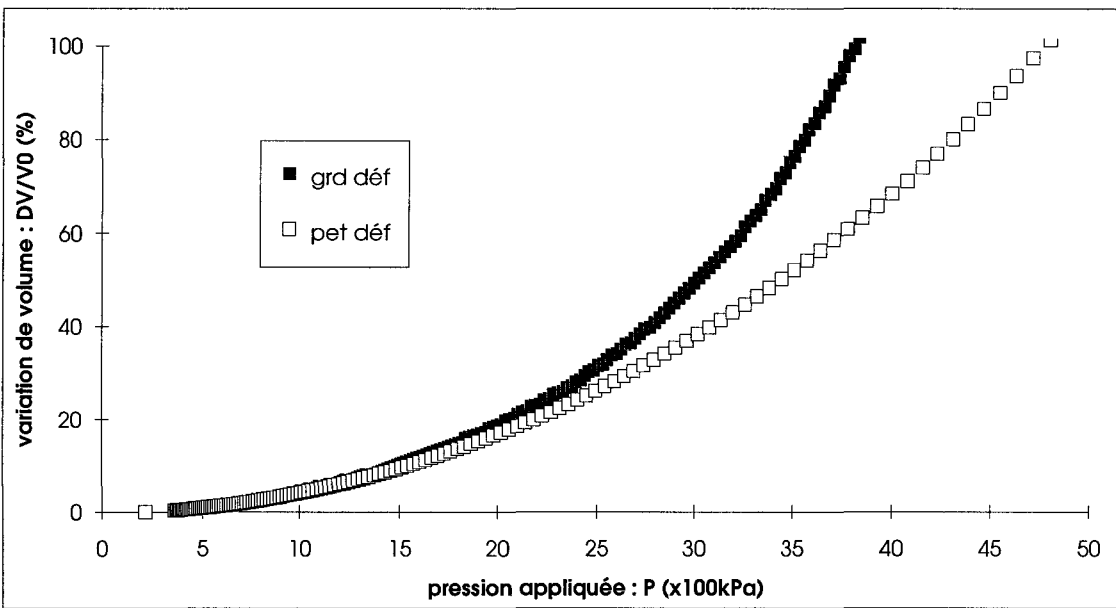


Fig 2.23 : Simulation en petites et grandes déformations dans un sol avec  $E=95 \text{ MPa}$ ,  $\phi=40^\circ$  et  $\psi=30^\circ$ .

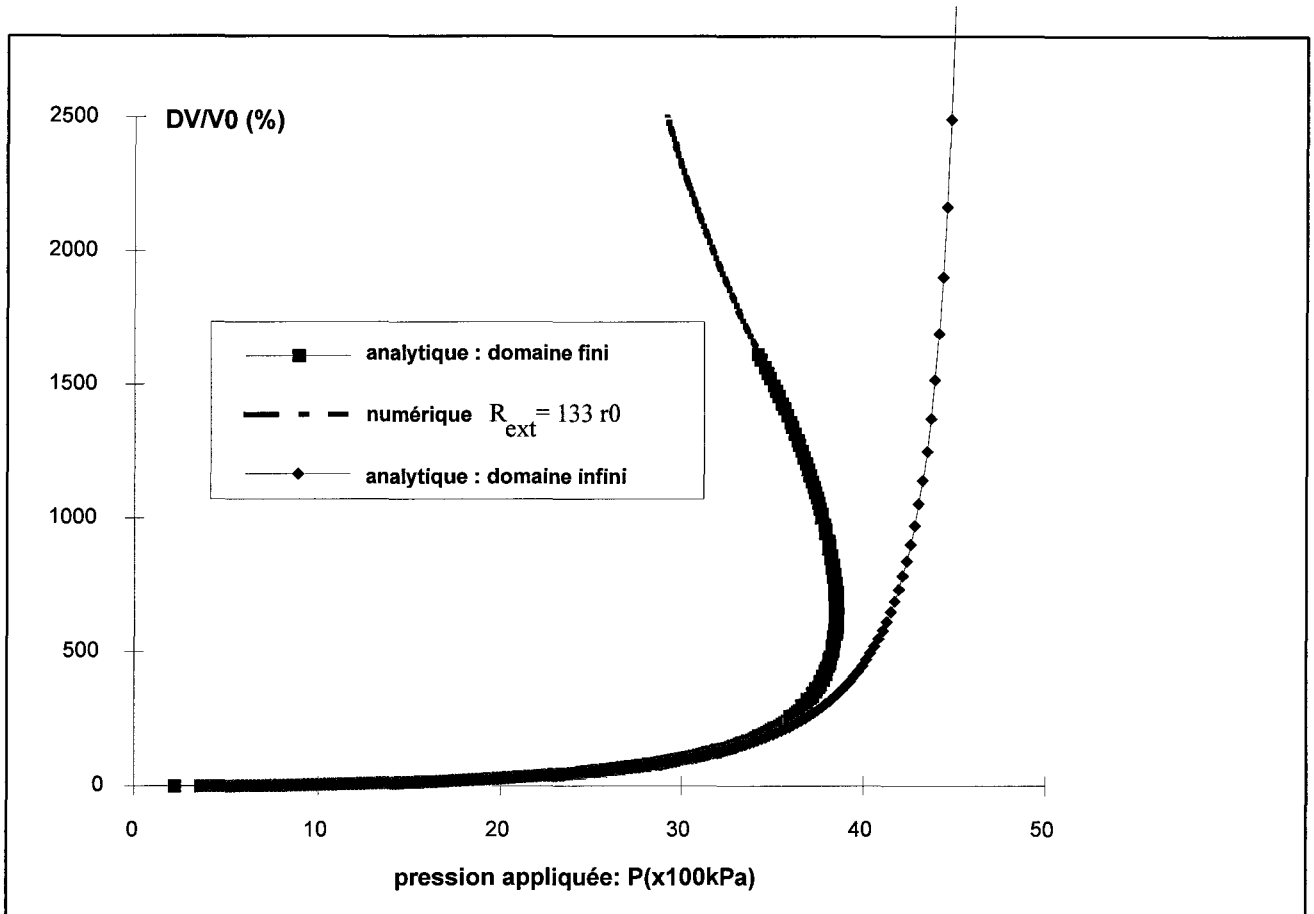


Fig.2.24 : Comparaison des essais simulés dans un champ infini et un champ fini.

### Variation de la pression limite avec la profondeur

A partir d'essais pressiométriques effectués dans une cuve à sable sur le sable d'Hostun, Mokrani (1991) et Renould-Lias (1978) ont reconstitué l'évolution de la pression limite avec la profondeur. Dans la gamme des faibles pressions de confinement, cette évolution est une fonction linéaire et devient ensuite hyperbolique dans la plage des fortes pressions de confinement (Figure 2.25).

On effectue un calcul numérique pour simuler des essais pressiométriques à différentes pressions de confinement (pour simuler la profondeur). On montre sur la figure (2.25) les pressions limites calculées en fonction de la profondeur. On constate qu'avec l'augmentation de la profondeur, les pressions limites calculées en petites déformations s'éloignent de plus en

plus des pressions limites calculées en grandes déformations. L'hypothèse des grandes déformations décrit mieux la réalité de l'essai pressiométrique puisque la variation de la pression limite avec la profondeur concorde mieux avec celle obtenue expérimentalement.

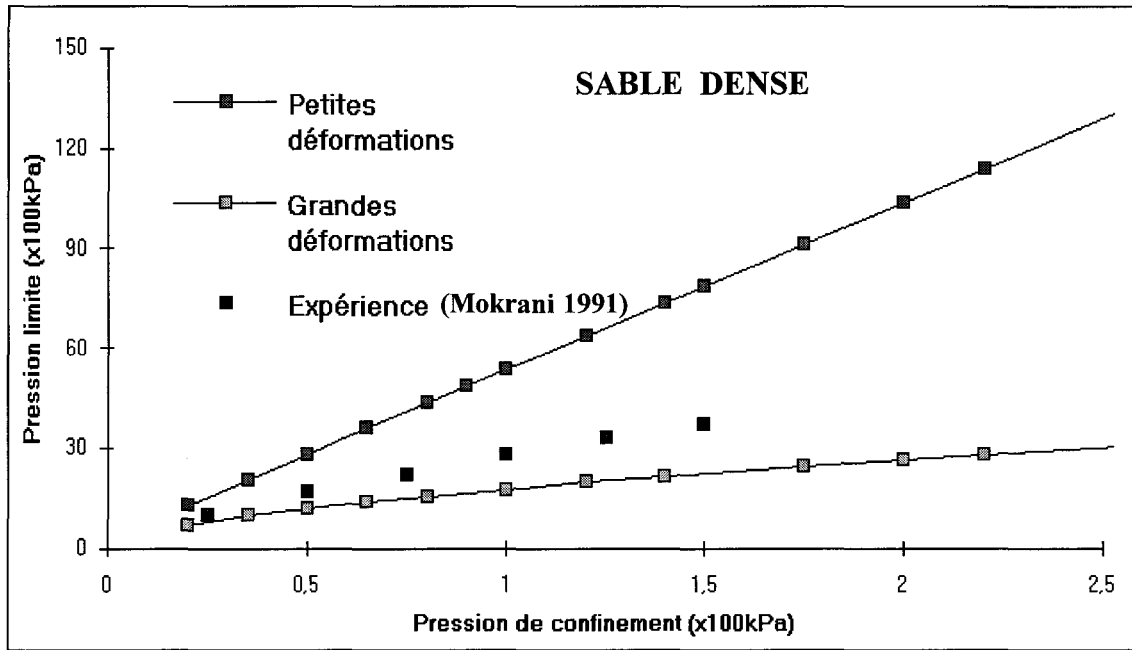


Fig 2.25 : Variation de la pression limite en fonction de la profondeur. Comparaison entre les pressions limites mesurées et les pressions limites simulées.

## CHAPITRE III

### METHODOLOGIE DE DETERMINATION DES PARAMETRES RHEOLOGIQUES DES SOLS

*Dans ce chapitre, on présente l'application des techniques des méthodes inverses à la détermination des paramètres du modèle rhéologique à partir de l'essai pressiométrique. Après une présentation du principe de cette méthode, on décrit sa programmation et la validation du programme développé. Ce chapitre s'achève par une étude des difficultés rencontrées dans l'application de ces techniques à la détermination des paramètres couplés.*

#### **3.1. Présentation des techniques des méthodes inverses**

Les méthodes inverses consistent à déterminer, à partir de mesures globales, les paramètres d'un modèle physique destiné à décrire un phénomène. Cette opération nécessite une technique d'optimisation qui fait évoluer, par un calcul itératif, ces paramètres pour minimiser l'écart entre les données mesurées et les données calculées par l'intégration directe du modèle (Figure 3.1).

Si  $\delta_{\text{mes}}(P)$  est l'ensemble des points expérimentaux mesurés en fonction de la variable  $(P)$  et si  $\delta_{\text{cal}}(P, \beta)$  désigne le vecteur de points calculés à partir d'un modèle théorique

dépendant du vecteur des paramètres ( $\beta$ ), la distance entre  $\delta_{\text{mes}}(P)$  et  $\delta_{\text{cal}}(P, \beta)$  (Figure 3.1) est dans ce cas appelée la fonction objective, elle est définie par :

$$S = \sum_{k=1}^p |\delta_{\text{mes}}(P)_k - \delta_{\text{cal}}(P, \beta)_k| \quad (3.1)$$

$k$  est le nombre de points expérimentaux mesurés,  $S$  donne la distance totale entre les points mesurés et les points calculés.

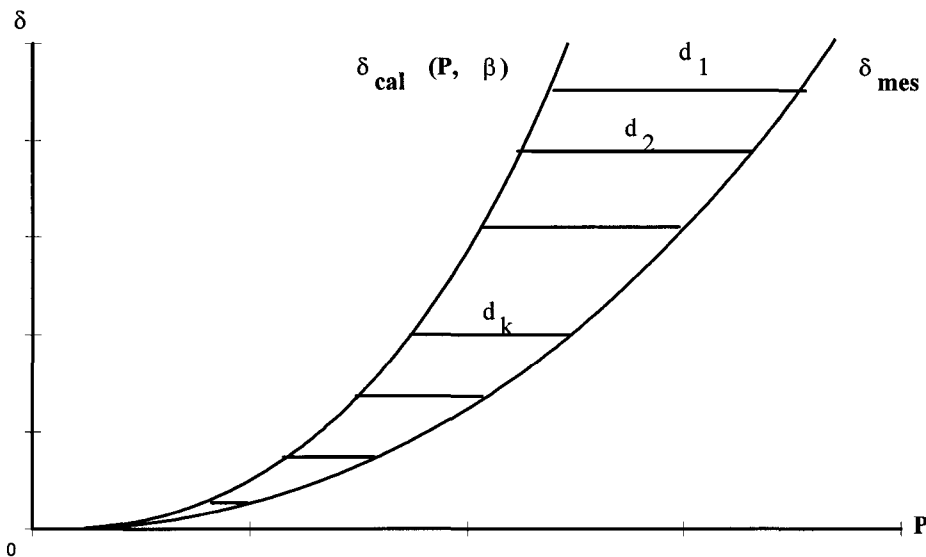


Fig.3.1 : Ecart à minimiser entre les données expérimentales et de simulation.

Pour trouver les paramètres ( $\beta$ ) du modèle de comportement, il suffit de minimiser la fonction ( $S$ ) par un processus d'optimisation. Dans ce travail, nous avons retenu la méthode de Newton-Gauss dont le principe est décrit ci-après.

### 3.2. Principe de la méthode de NEWTON-GAUSS

Lorsque le vecteur des paramètres ( $\beta$ ) à l'itération de calcul ( $n$ ) est perturbé par des variations  $\Delta\beta_i$  tel que :  $\beta^{n+1} = \beta^n + \Delta\beta$ ; un développement limité au second ordre de la fonction  $S(P, \beta)$  donne :

$$S(P, \beta^{n+1}) = S(P, \beta^n) + \frac{\partial S(P, \beta)}{\partial \beta} \Delta\beta + \frac{1}{2} \frac{\partial^2 S(P, \beta)}{\partial \beta \partial \beta} \Delta\beta \Delta\beta + o(\|\Delta\beta\|^2) \quad (3.2)$$



Le principe de la méthode de Newton-Gauss consiste à chercher le vecteur  $\Delta\beta$  qui tend à minimiser la fonction  $S = [\delta_{\text{mes}}(P) - \delta_{\text{cal}}(P, \beta)]$  ou annuler la différence entre  $S$  calculée à l'itération ( $n$ ) et  $S$  à l'itération ( $n+1$ ). Ceci revient à résoudre l'équation suivante :

$$S(P, \beta^{n+1}) - S(P, \beta^n) = \frac{\partial S(P, \beta)}{\partial \beta} \Delta\beta + \frac{1}{2} \frac{\partial^2 S(P, \beta)}{\partial \beta \partial \beta} \Delta\beta \Delta\beta = 0 \quad (3.3)$$

Sous la forme matricielle cette équation s'écrit :

$$\left[ \frac{\partial S}{\partial \beta} \right] = \left[ \frac{\partial^2 S}{\partial \beta^2} \right] [d\beta] \quad (3.4)$$

Le calcul du gradient  $\partial S / \partial \beta$  et du hessien  $\partial^2 S / \partial \beta^2$  est effectué par les techniques de la méthode des différences finies.

$$\frac{\partial S}{\partial \beta} = \frac{S(P, \beta + \delta\beta) - S(P, \beta - \delta\beta)}{2\delta\beta} \quad (3.5)$$

$$\frac{\partial^2 S}{\partial \beta^2} = \frac{S(P, \beta + \delta\beta) + S(P, \beta - \delta\beta) - 2S(P, \beta)}{(\delta\beta)^2}$$

La recherche du minimum de  $S$  est illustrée sur la figure (3.2). La solution du problème est représentée par le point au centre des iso-valeurs. Cette figure montre que la méthode de Newton peut mener à des solutions multiples.

Le critère de convergence peut être fixé à partir du gradient ( $\partial S / \partial \beta$ ). Lorsque le gradient est nul ou inférieur à une certaine tolérance, le vecteur  $\beta$  correspondant représente la solution du problème (Figure 3.3).

Il faut également noter qu'il apparaît souvent des problèmes de convergence tels que l'existence de points de convergence secondaires (Figure 3.4). Il faut par conséquent prendre des précautions particulières dans l'utilisation de cette méthode.

Pour tenir compte des incertitudes sur les mesures, il est possible d'introduire une fonction "densité de probabilité" définie en fonction de l'opérateur de covariance de Gauss ( $C_d$ ). Les erreurs qui affectent les paramètres peuvent être modélisées par l'opérateur de covariance ( $C_M$ ). Enfin, les erreurs dues à l'approximation du comportement du sol par un modèle rhéologique sont prises en compte par l'opérateur  $C_T$  (Tarantola,1987).

La fonction densité de probabilité, notée  $\sigma_M(\beta)$ , est définie par :

$$\sigma_M(\beta) = A \cdot \exp\left(-\frac{1}{2}\left((\delta_{cal} - \delta_{mes})^t C_D^{-1} (\delta_{cal} - \delta_{mes}) + (\beta - \beta_0)^t C_M^{-1} (\beta - \beta_0)\right)\right) \quad (3.6)$$

où : A est une constante et  $C_D = C_d + C_T$

Le vecteur des paramètres  $\beta$  tend vers la solution quand  $\sigma_M(\beta)$  est maximum.

La fonction objective (S) s'écrit :

$$S(\beta) = \frac{1}{2}\left((\delta_{cal} - \delta_{mes})^t C_D^{-1} (\delta_{cal} - \delta_{mes}) + (\beta - \beta_0)^t C_M^{-1} (\beta - \beta_0)\right) \quad (3.7)$$

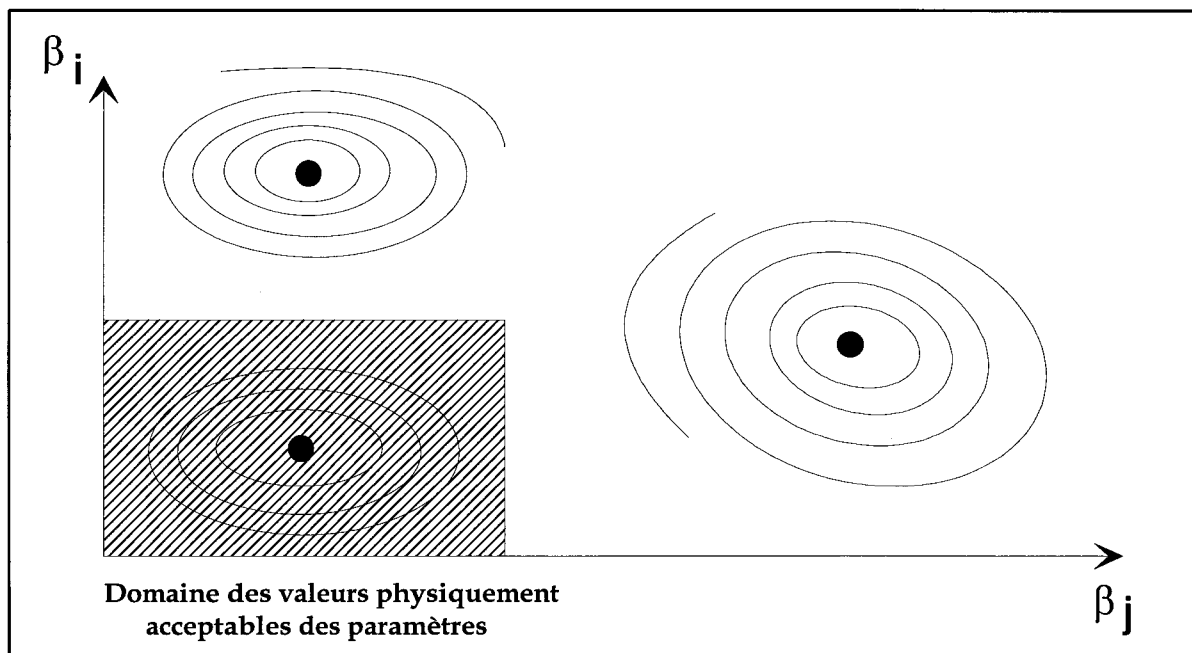


Fig 3.2 : Iso-valeurs de (S) calculées pendant l'optimisation.

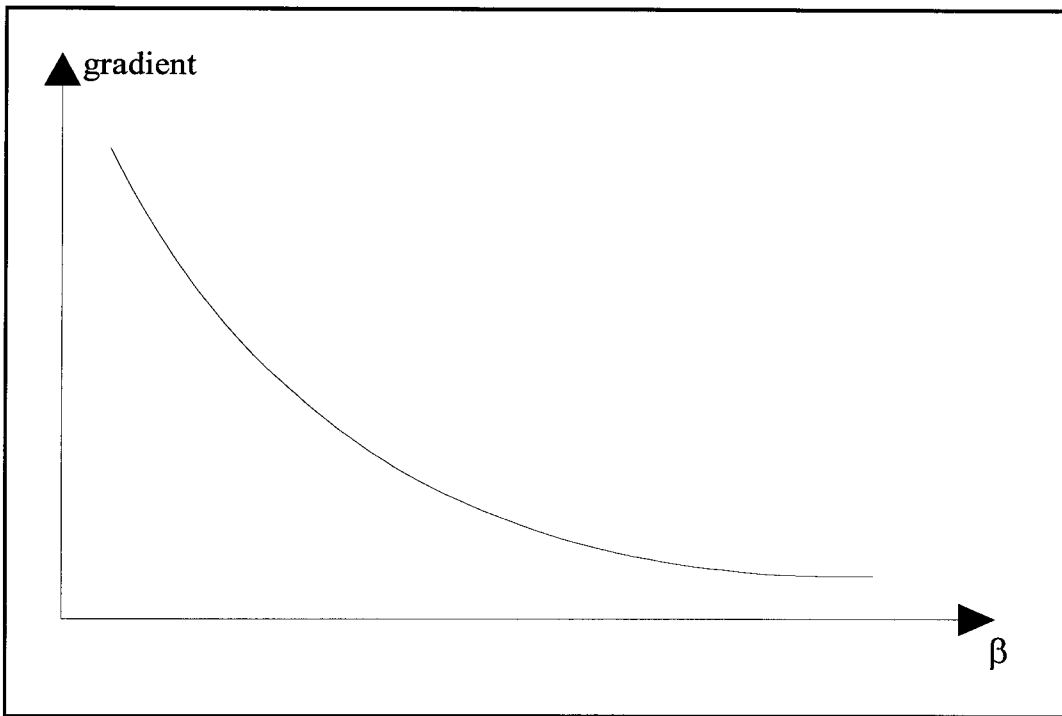


Fig 3.3 : Critère de convergence défini à partir du gradient de (S).

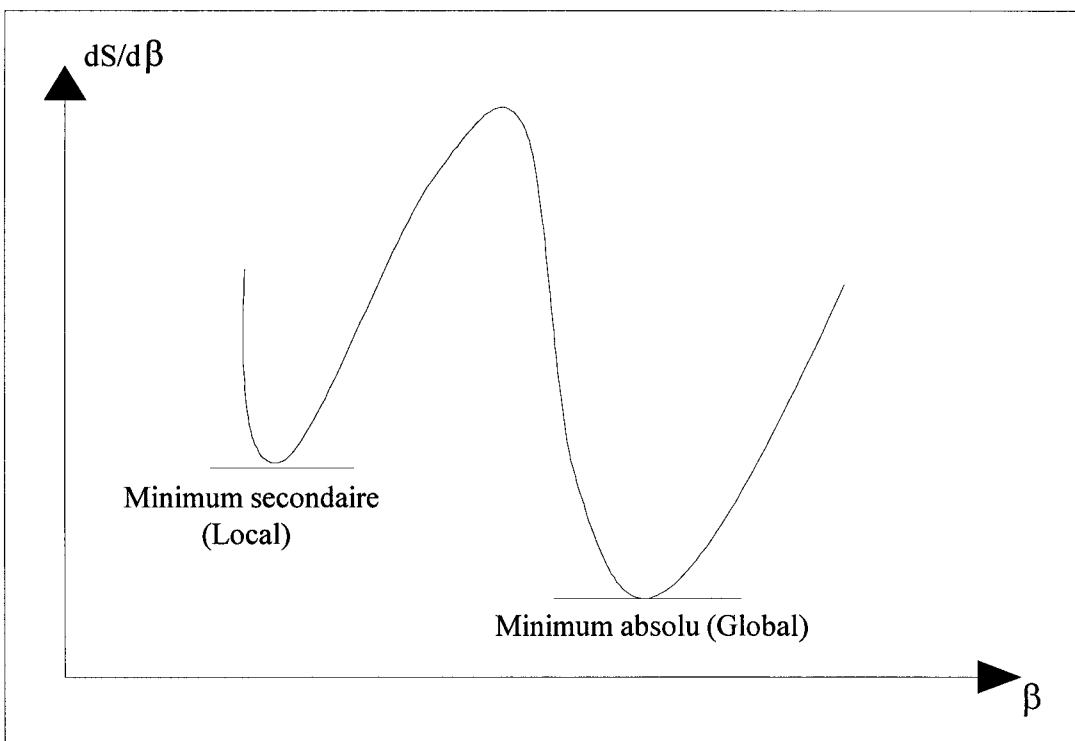


Fig 3.4 : Instabilité de la convergence, existence de points de convergence secondaires.

### 3.3. Application de la méthode de Newton-Gauss à la détermination des paramètres rhéologiques

Si  $\delta_{mes}$  désigne le vecteur qui contient les valeurs des variations de volume ( $\Delta V/V_0$ ) mesurées en fonction de la pression (P); et  $\delta_{cal}$  est le vecteur des valeurs calculées par intégration d'un modèle de comportement  $g(\beta)$ , le problème revient à déterminer les paramètres ( $\beta$ ) de ce modèle qui permettent de minimiser l'écart entre  $\delta_{cal}$  et  $\delta_{mes}$ . La technique utilisée par la méthode de Newton pour déterminer les paramètres  $\beta$  consiste à résoudre par itérations successives l'équation (3.4) pour calculer, à chaque itération, la variation  $\Delta\beta$  qui permet de déduire  $\beta^{n+1} = \beta^n + \Delta\beta$  et la nouvelle valeur de S. L'algorithme de résolution est illustré sur la figure (3.5).

### 3.4. Validation de la méthode avec le modèle de Mohr-Coulomb

Cette méthodologie a été testée avec le modèle de Mohr-Coulomb. Notre démarche a consisté à simuler numériquement un certain nombre d'essais avec un jeu de paramètres bien défini appelé "les paramètres de référence". On appellera par la suite cet essai "essai de référence". On cherchera ensuite à retrouver, à l'aide de la méthode d'optimisation, les paramètres de référence correspondant à l'essai de référence. Dans cet étude de faisabilité de la méthode d'optimisation, on se placera dans le cas des petites déformations.

Soit le jeu de paramètres donné dans le tableau (3.1) et l'état de contrainte initial,

$\nu$	E (MPa)	C (kPa)	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)
0.33	80	5	40	19

Tab.3.1: Paramètres de référence

$$P_0 = 0.15 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad K_0 = 0.5$$

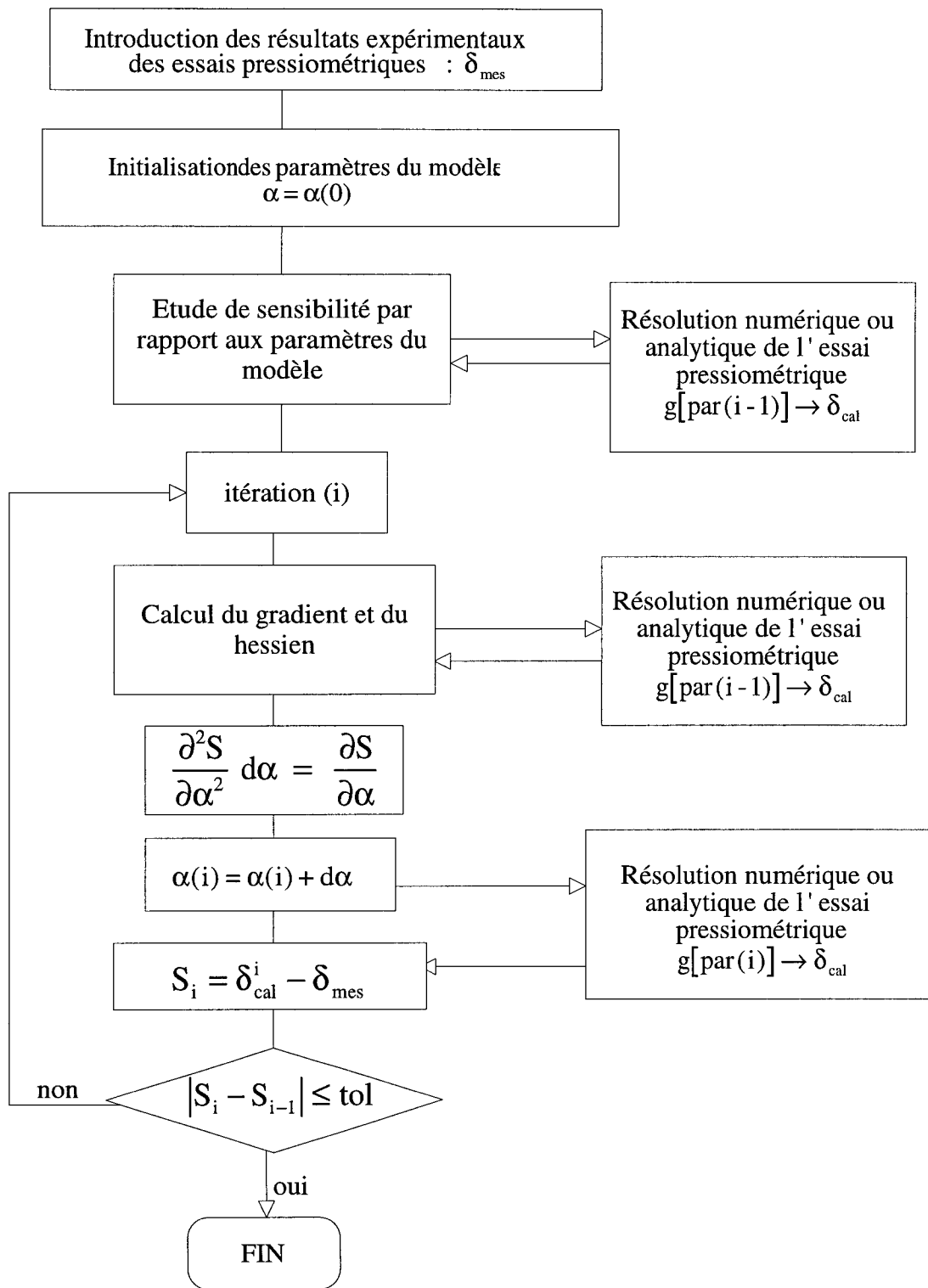


Fig 3.5 : Algorithme de résolution du problème d'optimisation par la méthode de Newton.

L'essai pressiométrique simulé en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb avec les paramètres du tableau (3.1) est présenté sur la figure (3.6). Cette courbe sera considérée dans la suite de cette démarche comme une courbe "expérimentale".

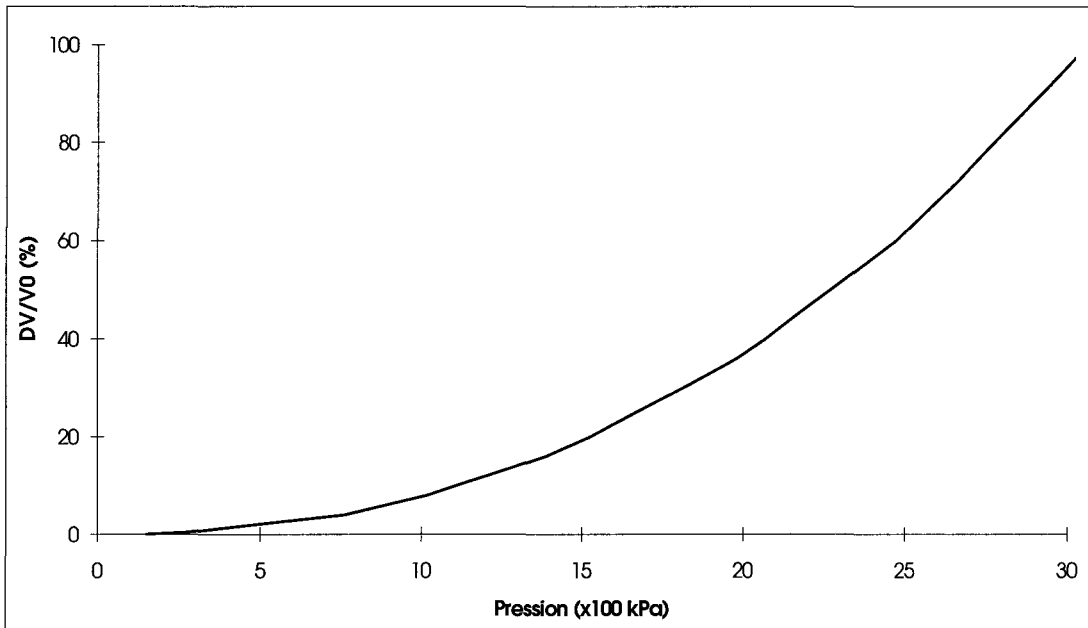


Fig 3.6 : "Essai pressiométrique de référence" correspondant aux paramètres du tableau (3.1).

### 3.4.1. Etude de sensibilité

L'étude de sensibilité du modèle par rapport à chacun de ses paramètres est fort utile dans le choix des paramètres à soumettre au processus d'optimisation. Dans le cas où le comportement du sol est modélisé par le critère de Mohr-Coulomb non associé, le vecteur  $\beta$  comprend 5 paramètres : le coefficient de Poisson ( $\nu$ ), le module de Young ( $E$ ), la cohésion ( $C$ ), l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) et l'angle de dilatance ( $\psi$ ).

Pour étudier la sensibilité du modèle par rapport à ses différents paramètres, on effectue, pour chaque paramètre  $\beta_i$ , deux simulations en faisant varier sa valeur de  $\pm 30\%$  tout en gardant les autres paramètres fixes.

Les résultats obtenus avec le jeu de paramètres du tableau (3.1) sont présentés sur la figure (3.7).

On constate que les simulations de l'essai pressiométrique sont particulièrement sensibles aux paramètres  $\varphi$ ,  $\psi$  et  $E$ . Par conséquent, il faut prendre des précautions particulières dans l'identification de ces paramètres.

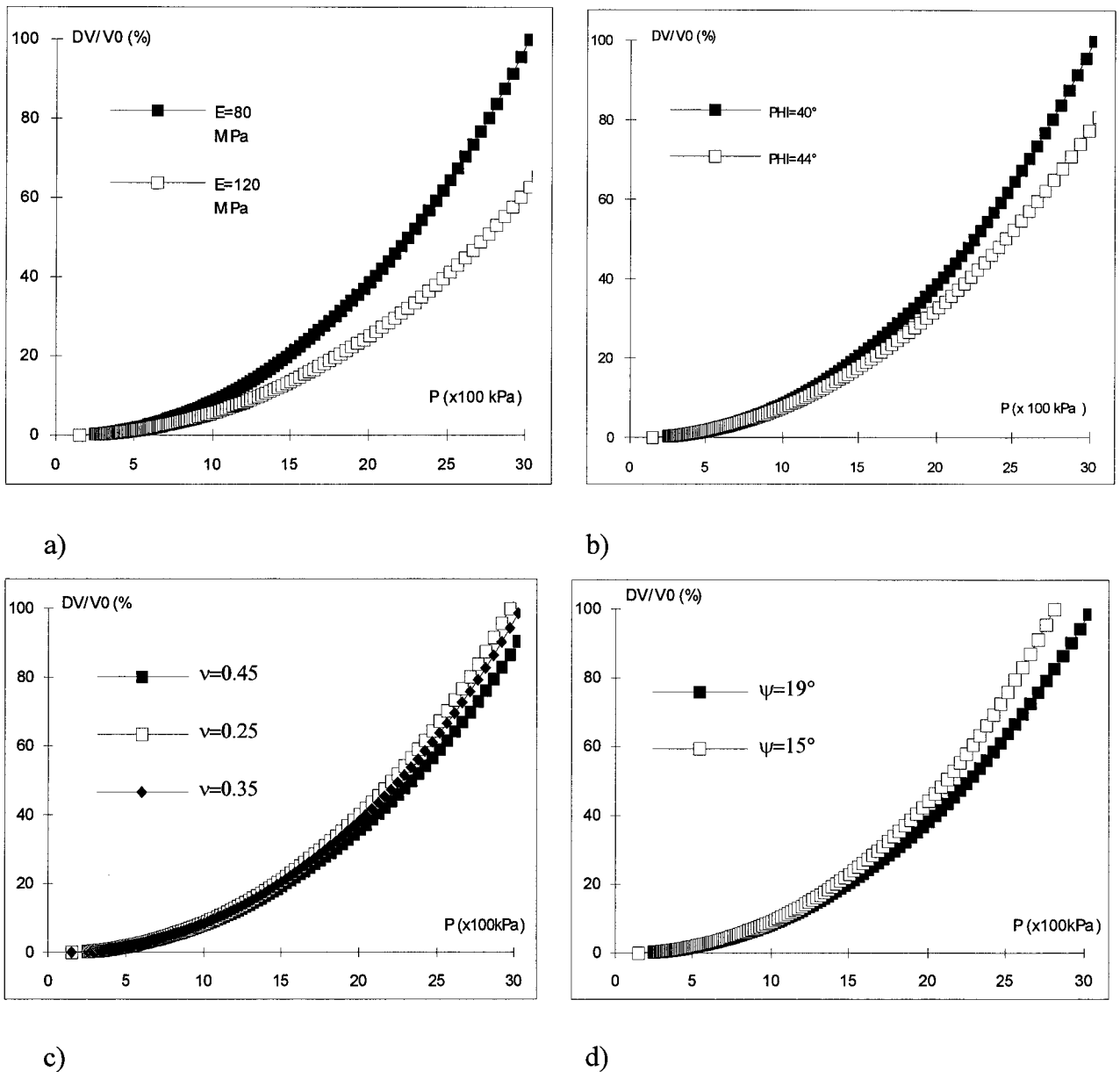


Figure 3.7 : Sensibilité de la simulation par rapport aux paramètres du modèle.

- a : sensibilité par rapport au module de Young ( $E$ ),
- b : sensibilité par rapport à l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ),
- c : sensibilité par rapport au coefficient de Poisson ( $\nu$ ),
- d : sensibilité par rapport à l'angle de dilatance ( $\psi$ ).

Par rapport aux paramètres  $\varphi$  et  $\psi$ , on constate une forte sensibilité de la simulation à des hauts niveaux de déformations ( $\Delta V/V_0 > 20\%$ ). En dessous de ce seuil, les résultats sont pratiquement identiques. Quant au module de Young, sa variation influence l'ensemble du domaine des déformations, on constate une différence entre les courbes simulées dès le début du chargement (Figure 3.7.a).

La variation du paramètre ( $\nu$ ) n'a pas d'effet important sur la simulation, ce qui rend difficile sa détermination. On peut donc le fixer à une valeur moyenne qui sera précisée en fonction de la nature du sol traité.

L'étude de sensibilité par rapport à la cohésion ( $C$ ) n'a pas été effectuée pour le type de sol que l'on a choisi ici. La cohésion du sable dense est si faible qu'il n'est pas utile d'analyser la sensibilité de la simulation par rapport à ce paramètre.

Un problème majeur se pose pour le choix du jeu de paramètres initial car ce choix peut conditionner le processus d'optimisation. On donnera dans le quatrième chapitre quelques règles pour ce choix.

Le rapport  $K_0$  n'est pas un paramètre du modèle mais il permet de déterminer les contraintes initiales. La figure (3.8) montre que la simulation est très sensible à la variation de ce paramètre. Il faut par conséquent accorder une attention à son choix ou à sa détermination.

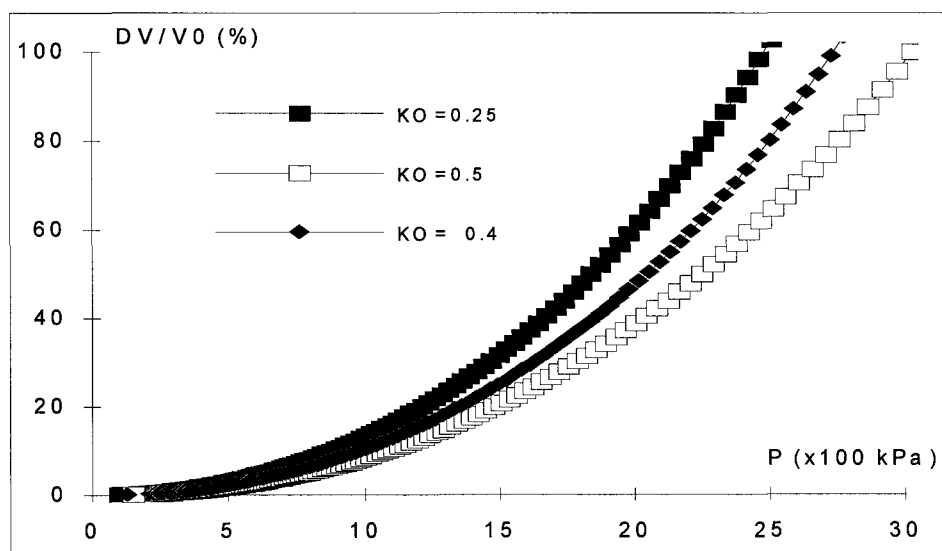


Fig 3.8 : Etude de sensibilité par rapport au coefficient  $K_0$ .



### 3.4.2. Validation de la méthode d'optimisation

#### Détermination d'un paramètre quelconque

On fixe quatre paramètres du modèle à leur valeur de référence et on attribue au paramètre recherché une valeur arbitraire. L'optimisation s'effectue uniquement sur ce dernier. Sur la figure (3.9.a), on montre un exemple de détermination de l'angle de frottement interne à partir de l'essai de la figure (3.6). Initialement ( $\varphi$ ) est fixé à  $30^\circ$ . Le résultat final obtenu par optimisation donne un angle de  $40^\circ$ . On retrouve la valeur de référence du tableau (3.1). Cette même démarche est appliquée pour déterminer le module d'élasticité (Figure 3.9.b). On constate, que la valeur calculée ( $E=81.5$  MPa) est effectivement très proche de la valeur recherchée ( $E=80$  MPa).

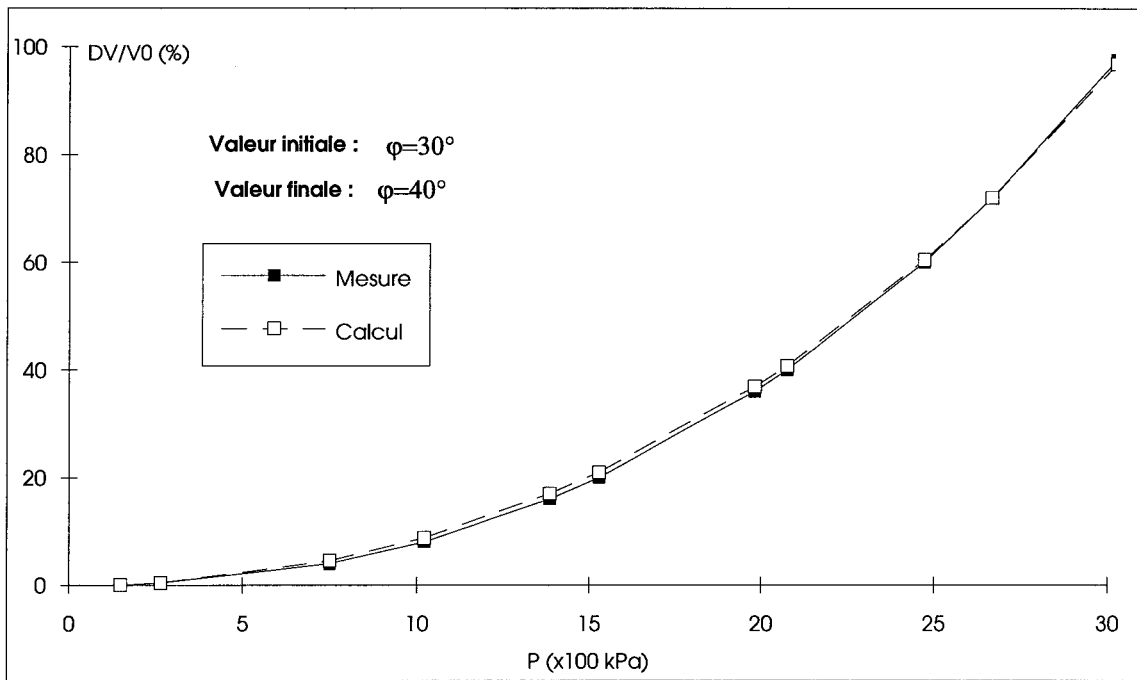
Si dans un même sol, on dispose d'une série d'essais pressiométriques réalisés dans une même couche de sol à plusieurs profondeurs, il est possible de généraliser la démarche suivie ci dessus pour déterminer les paramètres rhéologiques à partir de plusieurs essais.

Les niveaux de profondeur sont donnés en fonction de la contrainte horizontale ( $P_0$ ).

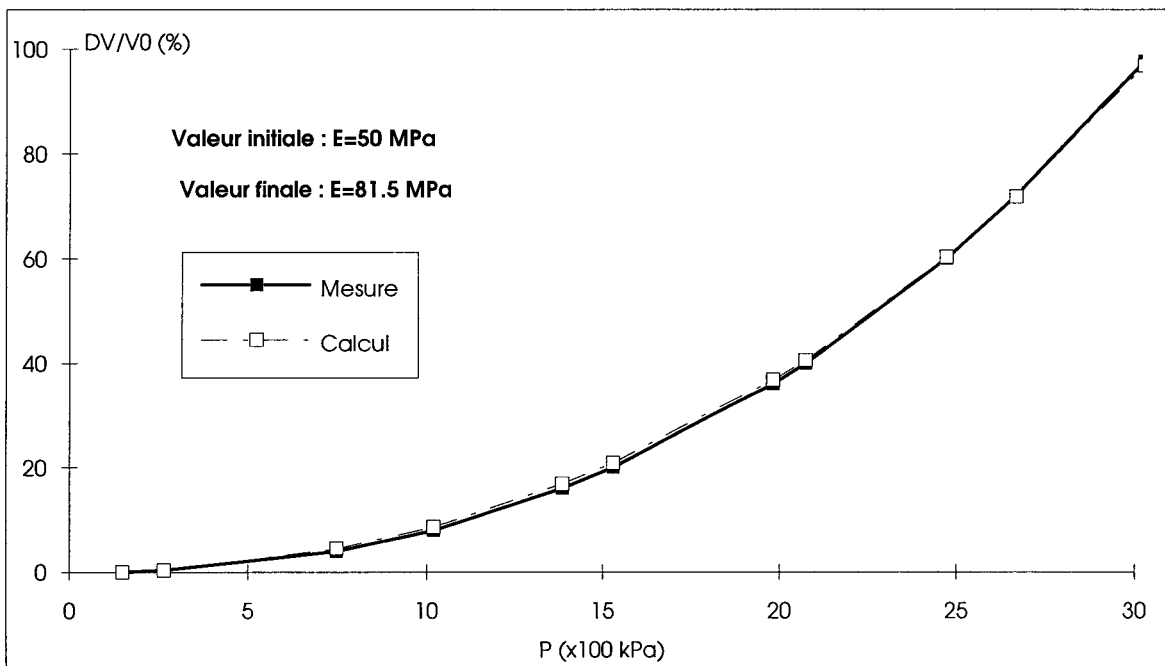
Soit deux essais pressiométriques effectués dans un sol ayant les propriétés données au tableau (3.1). Le premier essai est réalisé à une profondeur où  $P_0 = 0.15$  MPa et le second à  $P_0 = 0.2$  MPa.

Pour retrouver les paramètres de référence, nous avons généralisé la procédure de détermination des paramètres à plusieurs essais. Sur la figure (3.10) on montre un exemple de calcul de l'angle de frottement interne que l'on détermine avec une bonne précision comparativement à la valeur de référence ( $\varphi=40^\circ$ ).

**Remarque :** Pour s'assurer de la stabilité du calcul par optimisation, on effectue plusieurs tests de détermination d'un même jeu de paramètres en attribuant aux paramètres recherchés des valeurs initiales différentes d'un test à un autre.



a)



b)

Fig 3.9 : Détermination d'un seul paramètre

a) : Détermination de l'angle de frottement interne  $\varphi$ ,

b) : Détermination du module de Young (E).

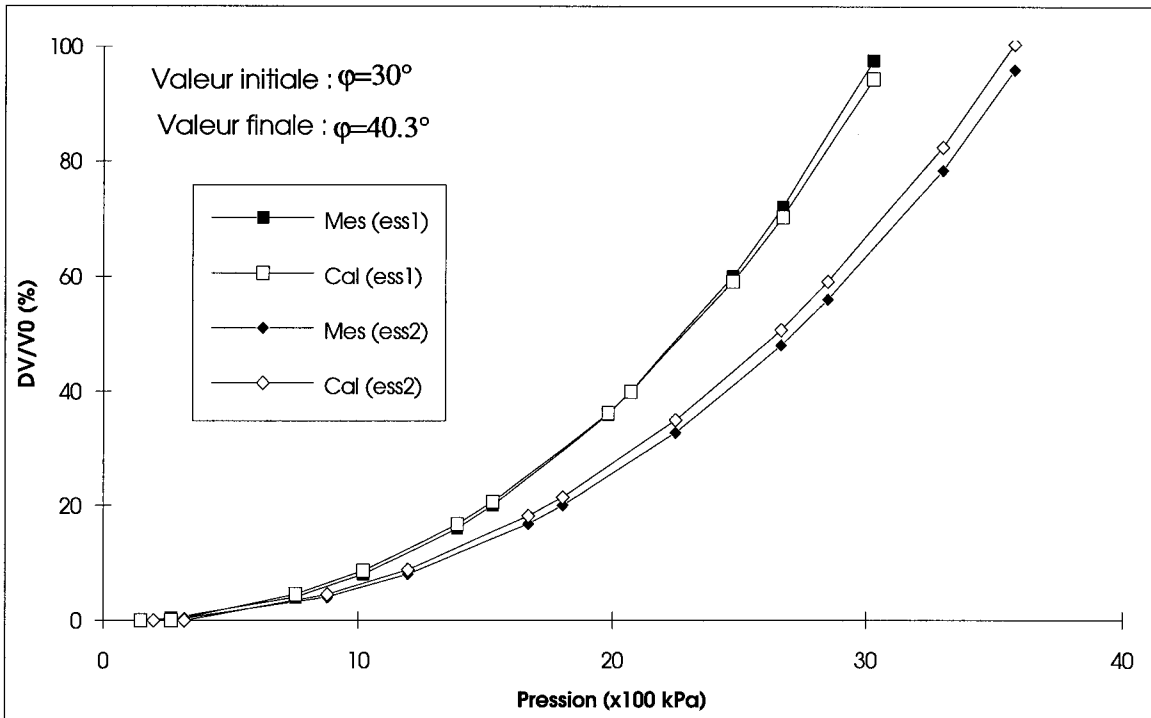


Fig 3.10 : Détermination de  $(\varphi)$  à partir de deux essais effectués à deux profondeurs différentes.

### Détermination de plusieurs paramètres

Sur la figure (3.11), on présente les résultats obtenus lors de la détermination des trois paramètres  $E$ ,  $\varphi$  et  $\psi$ .

Initialement, ces paramètres ont été affectés des valeurs suivantes :

$$E=70 \text{ MPa}, \varphi=36^\circ \text{ et } \psi=16^\circ.$$

Les valeurs obtenues par le calcul sont :  $E=90 \text{ MPa}$ ,  $\varphi=40^\circ$  et  $\psi=16,5^\circ$ .

Dans cet exemple, on constate que les valeurs finales de  $E$ ,  $\varphi$  et  $\psi$  calculées par le programme d'optimisation sont différentes des valeurs de référence ( $E=80 \text{ MPa}$ ,  $\varphi=40^\circ$ ,  $\psi=19^\circ$ ). Ceci est dû au fait que ces paramètres sont couplés.

Pour illustrer cette difficulté, deux jeux de paramètres ont été déterminés en partant de valeurs initiales différentes :

$$\varphi_1=35^\circ \quad \psi_1=12^\circ$$

$$\varphi_2=38^\circ \quad \psi_2=12^\circ$$

Les résultats obtenus par optimisation (Figures 3.12.a ; 3.12.b) sont donnés par :

$$\varphi_1=44,5^\circ \quad \psi_1=14^\circ$$

$$\varphi_2=39^\circ \quad \psi_2=20^\circ$$

On peut constater un grand écart entre les paramètres malgré la qualité de calage au niveau de l'optimisation.

Aussi bien dans le premier cas (Figure 3.12.a) que dans le second (Figure 3.12.b), les valeurs des paramètres déterminées sont différentes des valeurs de référence. Il y a donc un problème quand il s'agit de déterminer plusieurs paramètres à partir d'une courbe pressiométrique.

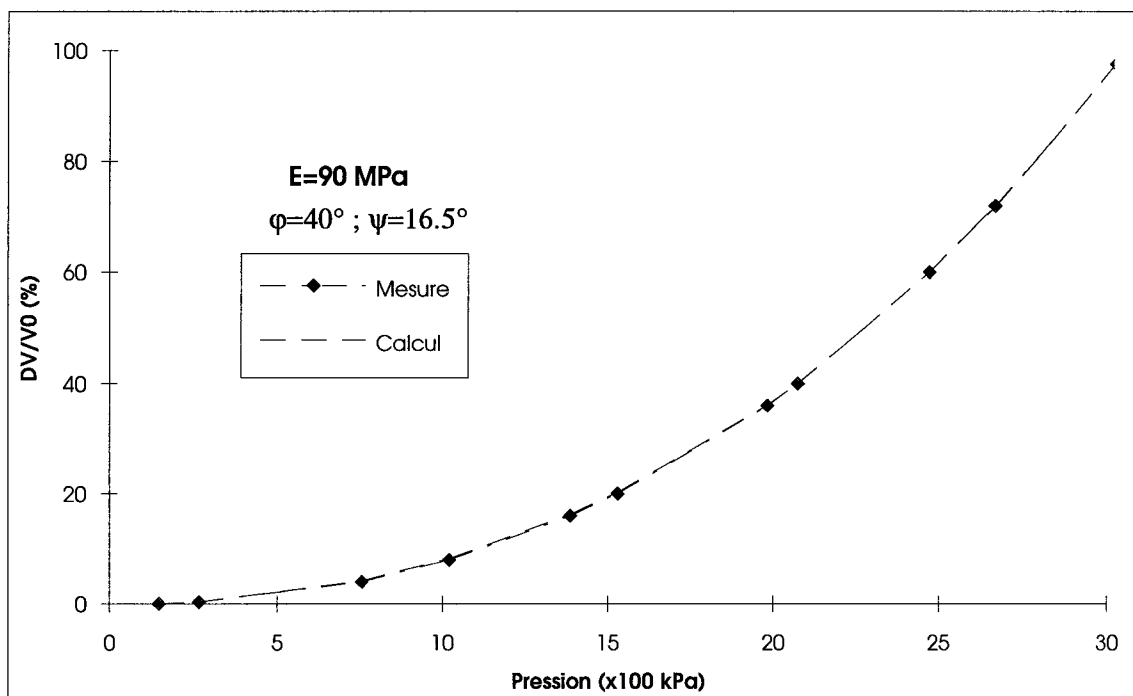
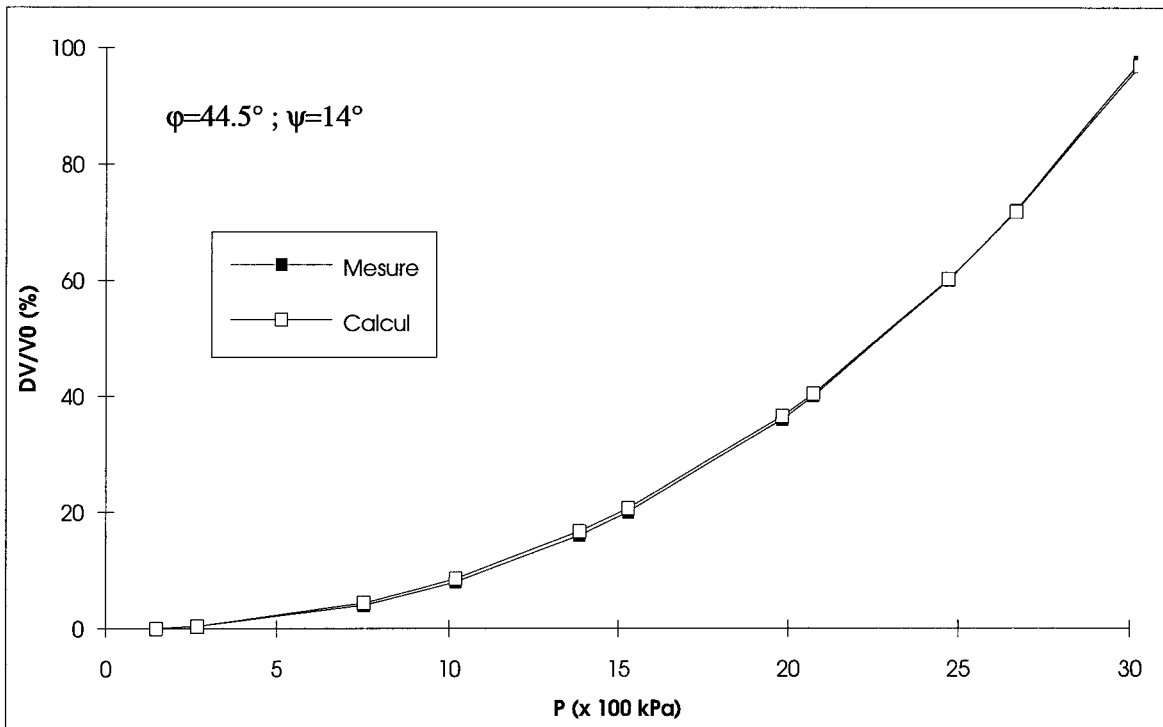
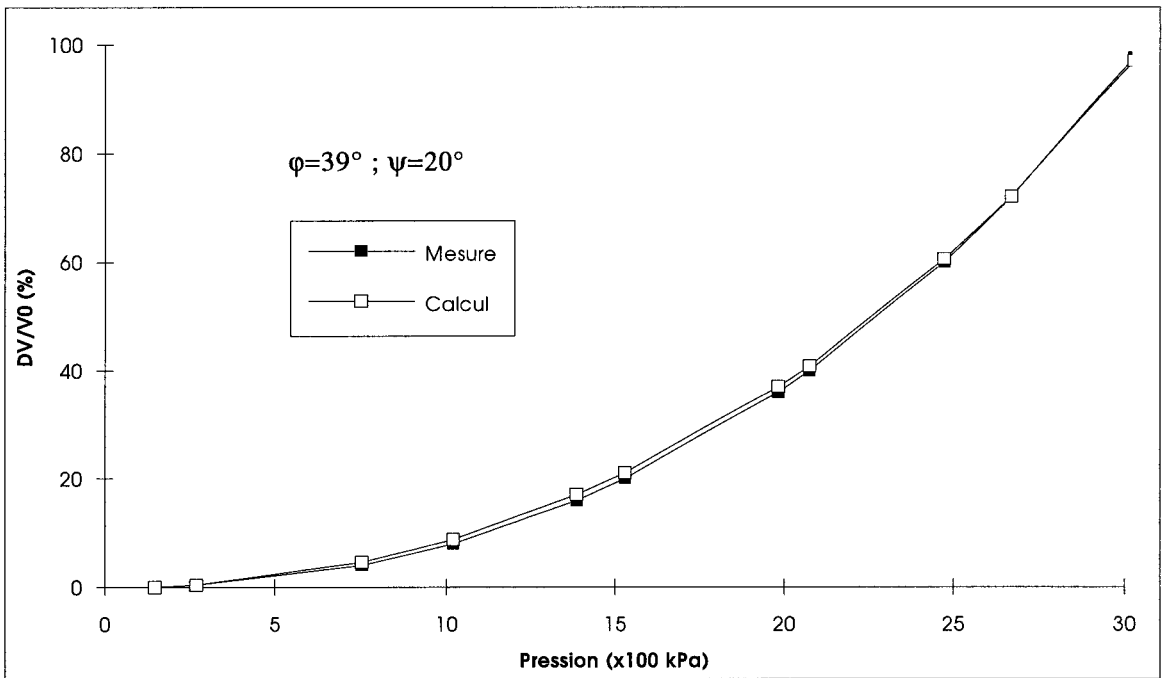


Fig 3.11 : Détermination de trois paramètres ( $E$ ,  $\varphi$ ,  $\psi$ ).



a)



b)

Fig 3.12 : Détermination de l'angle de frottement interne et de l'angle de dilatance.

a : valeurs initiales des paramètres :  $\phi = 35^\circ$ ,  $\psi = 12^\circ$ .

b : valeurs initiales des paramètres :  $\phi = 38^\circ$ ,  $\psi = 12^\circ$ .

Dans le cas de l'optimisation sur plusieurs essais, on rencontre le même problème que précédemment. A partir de deux essais effectués à deux profondeurs différentes ( $P_0=0.15$  MPa ;  $P_0=0.2$  MPa), on détermine (Figure 3.13) les valeurs des trois paramètres  $E$ ,  $\phi$  et  $\psi$ . On constate que ces valeurs sont différentes des valeurs de référence. Ceci explique en fait, que si la méthode d'optimisation de Newton ne permet pas de déterminer correctement un certain ensemble de paramètres, ce n'est pas parce qu'il n'y a pas suffisamment d'essais. Le problème réside dans la nature de ces paramètres. Cette incapacité peut s'expliquer par l'existence d'un effet de compensation d'un paramètre par rapport à un autre ou d'un groupe de paramètres par rapport à un autre. La simulation de l'essai pressiométrique avec le modèle de Mohr-Coulomb est très sensible aux paramètres  $E$ ,  $\phi$  et  $\psi$  (voir étude de sensibilité). Ces paramètres ayant tous une même influence, agissent en sens contraire dans le processus d'optimisation (Shahrour et al, 1993). La solution qui peut être envisagée pour résoudre ce problème de compensation et de multiplicité est de réduire le nombre d'inconnues en utilisant des corrélations ou éventuellement des informations recueillies en laboratoire afin de compléter les données de l'essai pressiométrique pour cerner l'ordre de grandeur des paramètres recherchés.

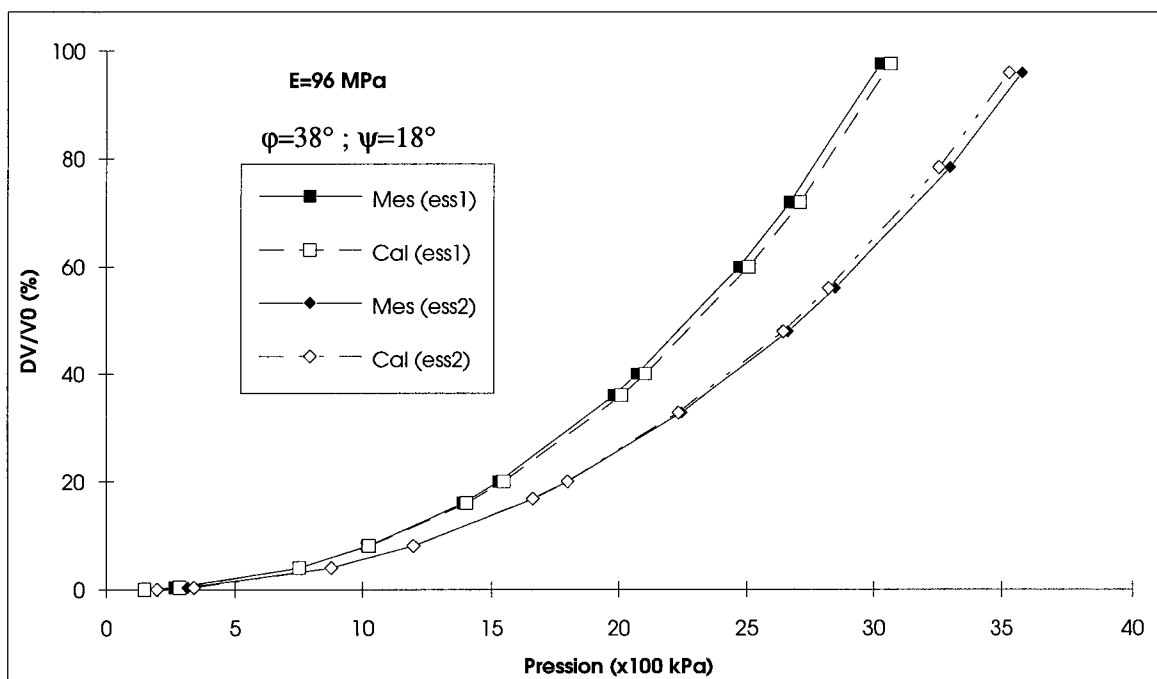


Fig 3.13 : Détermination de trois paramètres ( $E$ ,  $\phi$ ,  $\psi$ ) à partir de deux essais effectués à différentes profondeurs.

## Détermination des paramètres avec prise en compte de l'effet des grandes déformations

Pour déterminer les paramètres du modèle dans le cas des grandes déformations, on utilise les données de l'essai de référence de la figure (3.6) qui, on rappelle a été simulé en petites déformations. On cherche à déterminer, par optimisation, l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) en tenant compte des grandes déformations. Le résultat obtenu est illustré dans la figure (3.14). Le calcul donne un angle de frottement interne de  $49^\circ$ .

On constate une différence importante avec la valeur obtenue en petites déformations ( $\varphi=40^\circ$ ). La tendance à obtenir un angle de frottement interne beaucoup plus élevé avec l'hypothèse des grandes déformations est justifiée par le fait que l'hypothèse des petites déformations surestime fortement la pression limite dans la simulation de l'essai pressiométrique (Voir chapitre 2, Figure 2.25). Pour compenser cette majoration de la pression limite par l'hypothèse des petites déformations, ce sont les paramètres recherchés qui sont majorés quand le calcul tient compte des grandes déformations. Cette même tendance est également vérifiée pour l'angle de dilatance.

On montre avec cet exemple que si les grandes déformations ne sont pas prises en compte, le calcul par optimisation sous-estime l'angle de frottement interne pour une pression limite donnée.

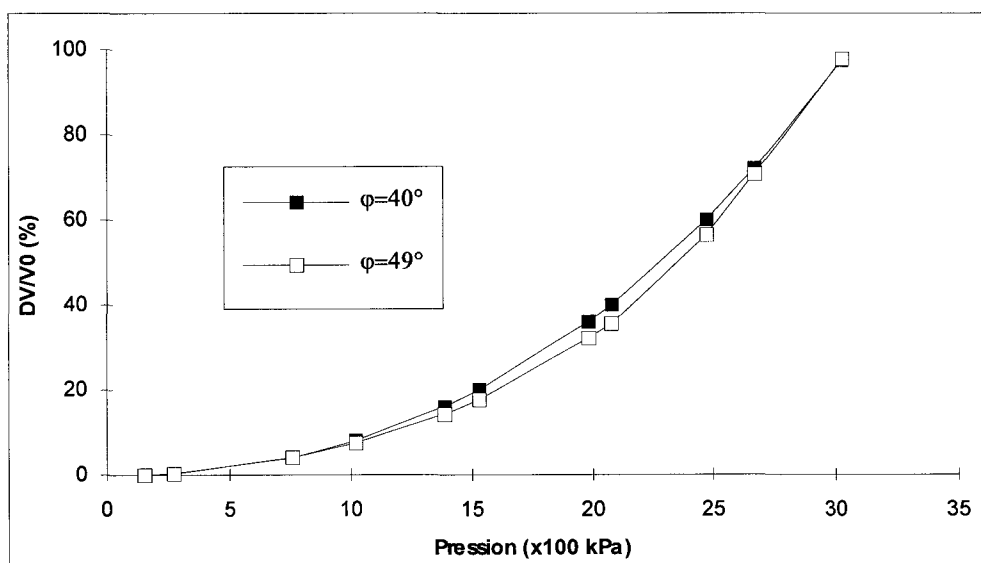


Fig 3.14 :  $\varphi=49^\circ$ , paramètre déterminé par optimisation en tenant compte des grandes déformations.

## CHAPITRE IV

### METHODOLOGIE DE DETERMINATION DES PARAMETRES DE COMPORTEMENT DES SABLES : UTILISATION DES CORRELATIONS DANS LE PROCESSUS D'OPTIMISATION

*Dans ce chapitre, on décrit les paramètres d'identification les plus importants dans la modélisation mécanique des sols par le modèle de Mohr-Coulomb non associé. Nous exposerons les relations (corrélations) reliant les paramètres entre eux et nous dégagerons parmi elles, celles qui peuvent palier aux problèmes rencontrés par la méthode d'optimisation de Newton-Gauss, ceci pour rester dans le cadre du chapitre 3. Nous construirons à partir de là, une procédure de détermination des paramètres à partir de l'essai pressiométrique.*

#### 4.1. Les paramètres du modèle de comportement

Le module de Young ( $E$ ), l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ), l'angle de dilatance ( $\psi$ ) et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) sont les paramètres recherchés pour identifier le comportement des sables modélisé par une loi élastique parfaitement plastique obéissant au critère de Mohr-Coulomb. Suivant ce modèle, l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) et l'angle de dilatance ( $\psi$ ) sont des constantes qui caractérisent le comportement du sol à la rupture. Le domaine élastique est défini par les constantes  $E$  et  $\nu$ . Les difficultés rencontrées au chapitre III, montrent qu'il n'est pas judicieux de déterminer les paramètres  $E$ ,  $\varphi$  et  $\psi$  (à la fois) avec la méthode d'optimisation. Cependant, étant dépendants de la structure du sol (constitution minéralogique,



densité...), ces paramètres peuvent être approchés par des corrélations les reliant entre eux ou bien, les reliant à des paramètres physiques éventuellement faciles à mesurer. Ces corrélations peuvent être, par la suite, intégrées dans le programme d'optimisation. Dans certaines études, effectuées sur les sables, on trouve quelques relations entre ces paramètres (paramètres mécaniques - paramètres physiques). On présente dans ce qui suit les corrélations se rapportant aux paramètres élastiques et aux paramètres de comportement plastique.

## 4.2. Détermination des paramètres élastiques

### 4.2.1. Le module de Young (E)

Le module de Young (E) caractérise le comportement des matériaux dans le domaine élastique. Dans les sols, il est admis que dans ce domaine, le niveau de déformation est compris entre  $10^{-5}$  et  $10^{-3}$ . Le module de déformation élastique d'un assemblage de grains dépend de la contrainte isotrope ( $p_0$ ) et des propriétés des grains (module de cisaillement des grains :  $G_g$  et le coefficient de Poisson :  $\nu_g$ ) c'est à dire de la nature minéralogique des grains constituant le sol, de leur forme géométrique, de leur arrangement et de leurs interactions qui dépendent de l'indice des vides (e). Ceci s'écrit de la manière suivante :

$$E = C f(G_g, \nu_g) P_0^n \quad (4.1)$$

Le module de Young peut s'exprimer en fonction de trois paramètres principaux qui sont : la nature du matériau, sa compacité et l'état des contraintes. Pour un indice des vides donné, on peut écrire la relation :  $E = \alpha P^n$ .

P: la contrainte moyenne effective,

$\alpha$  et n : paramètres qui dépendent du type de matériau et de son état.

La plupart des auteurs s'accordent sur l'expression :

$$E = A \frac{(b - e)^2}{(1 + e)} P^n \quad (4.2)$$

Les valeurs des coefficients A, b et n pour les matériaux pulvérulents sont résumés dans le tableau (4.1).

Références	Nature du sol	A	b	n
Charif, 1991	Granulats "la noubleau"	845	1.8	0.5
Hardin, 1963	sable d'Ottawa	528	2.17	0.5
Iwasaki et Tatsuoka, 1973	sables propres	562	2.17	0.44
Kokusho, 1980	sable de Toyura	639	2.17	0.5

Tab 4.1 : Valeurs des paramètres A, b et n de l'équation (4.2) pour certains sables. (D'après Charif 1991)

Toutes ces relations donnent des résultats qui forment un fuseau de courbes dans le plan  $\left(\frac{E}{p^n}, e\right)$  (Figure 4.1) (Charif, 1991). En faisant une régression à partir de toutes ces formules,

il se dégage une relation avec un écart type de 9% :

$$E = 611 \frac{(2.17 - e)}{(1 + e)} p^{0.5} \quad (4.3)$$

Les corrélations citées ci dessus ont été établies à partir des essais de laboratoire, en particulier à partir de l'essai triaxial. En effet, ces essais donnent la possibilité de fixer des paramètres comme la densité initiale de l'échantillon et d'en faire évoluer d'autres comme la pression de confinement, par exemple. Il est également possible d'imposer un chemin de sollicitation (chemin isotrope ou déviatorique), ce qui permet d'analyser l'évolution des paramètres les uns en fonction des autres. Dans les conditions de l'essai pressiométrique, ces paramètres ne peuvent pas être découplés, ils sont tous liés aux conditions du terrain naturel. Le problème majeur rencontré dans ce cas est lié à la difficulté d'évaluer l'indice des vides in situ, en particulier dans les sols pulvérulents. Cette contrainte rend les corrélations présentées ci dessus difficilement exploitables dans la détermination du module de Young à partir de l'essai pressiométrique.

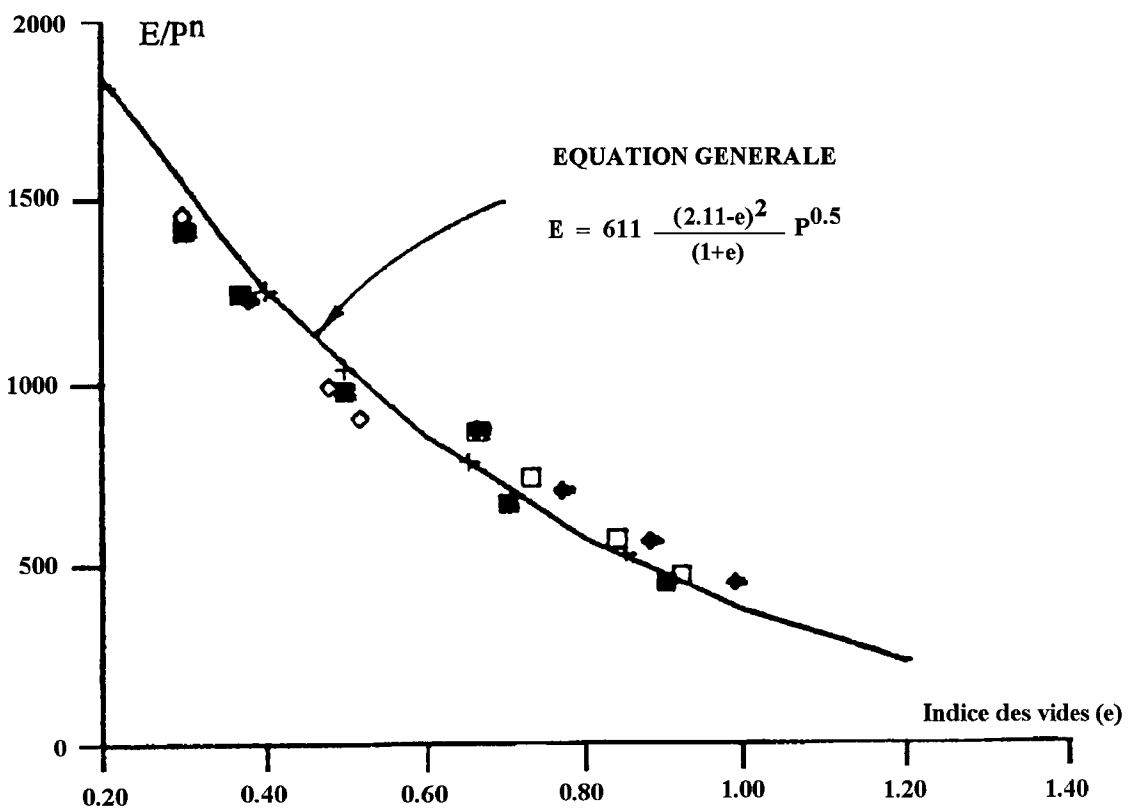
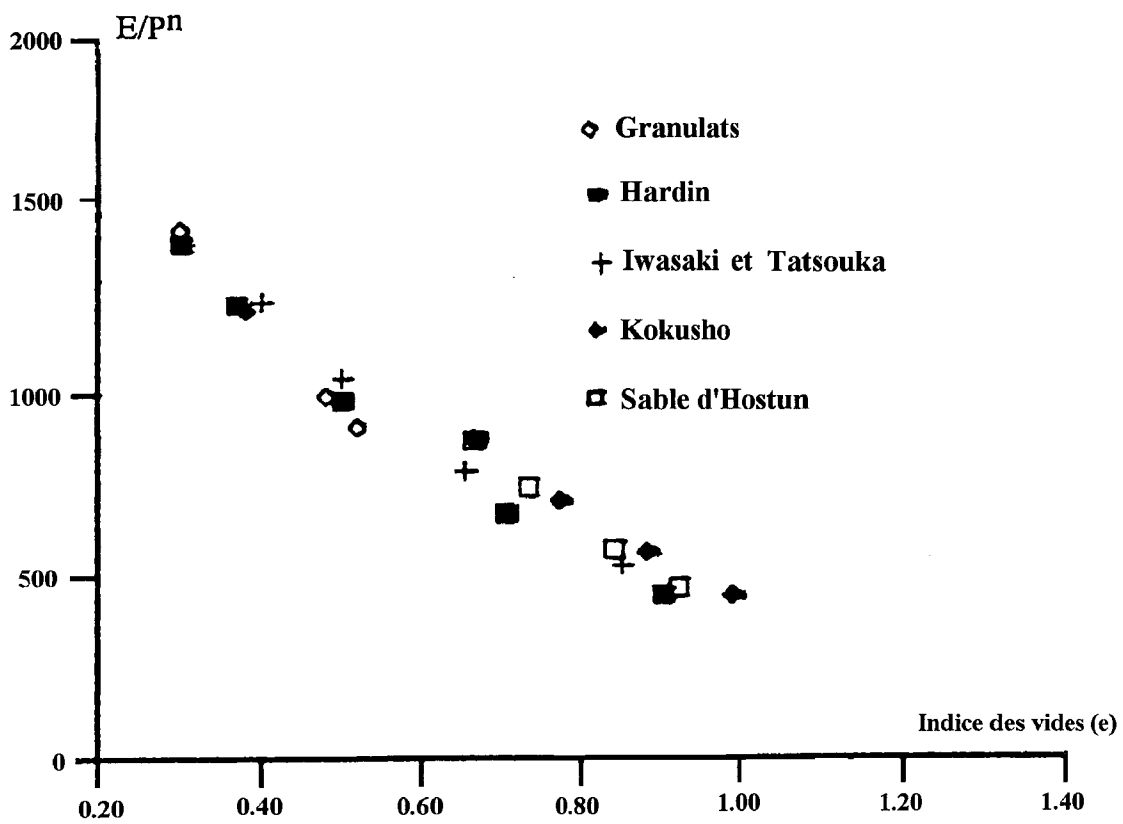


Fig 4.1 : Evolution du module de Young en fonction de l'indice des vides. (D'après Charif, 1991)

L'analyse du comportement élastique présente beaucoup de difficultés à cause des problèmes dues à l'exécution de l'essai pressiométrique. Le trou de forage, réalisé pour exécuter l'essai Ménard, induit un remaniement plus ou moins important dans le sol; d'abord en battant le sol pendant le forage et ensuite durant la dépression de la paroi de forage. La mise en contact de la sonde avec les parois du sol se traduit sur la courbe d'expansion par une partie difficile à interpréter vu son allure particulière. Ces facteurs inhérents à l'essai pressiométrique rendent vaine toute tentative d'étude du comportement élastique qui se retrouve perturbé par les déformations plastiques développées pendant la dépression dans la cavité. Par conséquent, le module pressiométrique mesuré directement sur la partie initiale de la courbe sera entaché de grandes erreurs. Le seul moyen pour filtrer le comportement élastique consiste à réaliser un cycle de déchargement-rechargement dans lequel la déformation est quasi-réversible et le domaine d'élasticité n'est pas influencé par l'effet du remaniement.

Nous avons simulé des essais en imposant des cycles de déchargement-rechargement. Un exemple est donné dans la figure (4.2). On constate que tout au début, la courbe d'expansion ne présente pas de partie linéaire visible. Ceci est dû au fait que le domaine élastique est très petit et le sol se plastifie presque immédiatement après le début du chargement. Au niveau du cycle, jusqu'à une certaine amplitude, la décharge s'effectue de manière purement élastique. Cette partie de l'essai où seules interviennent les déformations élastiques permet de mesurer le module de cisaillement ( $G$ ).

En conclusion, la mesure du module d'Young à partir de la tangente au point initial de la courbe d'expansion mène à des erreurs, même si toutes les précautions sont prises pour réduire le remaniement. Il est donc conseillé de mesurer le module de Young à partir d'un déchargement qu'il est indispensable de réaliser dans tout essai pressiométrique.

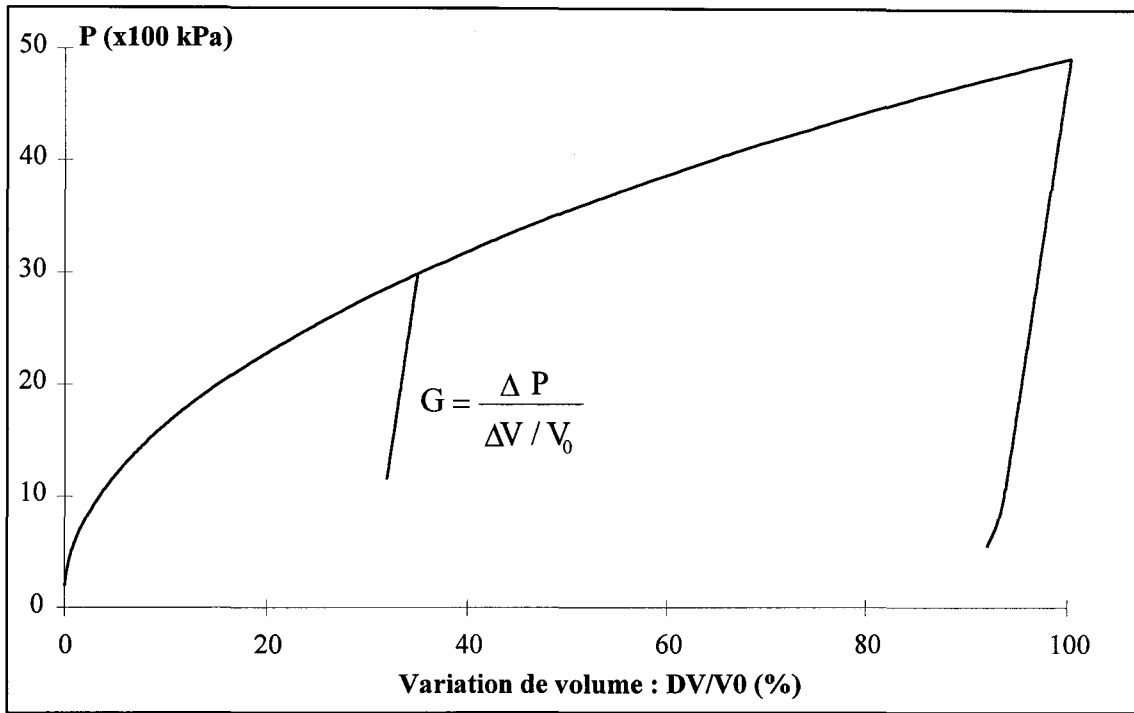


Fig.4.2 : Domaine d'élasticité dans les phases de déchargement-rechargement.

### Prise en compte de l'effet de la profondeur

Nous avons vu dans les paragraphes précédents que le module de Young varie en fonction de la pression moyenne et de l'indice des vides. Toutefois, le niveau des déformations où le module d'Young est susceptible d'être mesuré est si petit ( $10^{-5}$  à  $10^{-3}$ ) que la pression moyenne est proche de la contrainte moyenne initiale. Quant à l'indice des vides, il s'agit, dans les expressions données par les différents auteurs, de l'indice des vides initial. Ainsi, on peut dire que la variation du module d'Young peut être exprimée en fonction d'un seul paramètre, en l'occurrence la pression des terres au repos.

Généralement, on admet pour les sols une variation du module d'Young avec la pression moyenne (ou la profondeur) sous la forme :

$$E = E_0 \left( \frac{P_0}{P_{ref}} \right)^n \quad (4.4)$$

où

$E_0$  : module d'Young de référence, mesuré à un niveau quelconque de la couche de sol,

$P_0$  : pression des terres au repos à la profondeur choisie,

$P_{ref}$  : pression de référence ou pression atmosphérique

$n$  : constante comprise entre 0,5 et 0,6.

Cette relation a été introduite dans le programme d'optimisation. Ceci permet d'utiliser plusieurs essais pressiométriques réalisés dans une même couche de sol à différents niveaux de profondeur pour retrouver les valeurs de  $E_0$  et  $n$ .

A titre d'exemple, dans une couche de sable caractérisée par un angle de frottement interne de  $40^\circ$  et un angle de dilatance de  $12^\circ$ , on cherche à déterminer à partir des essais effectués à trois profondeurs ( $P_0=0.15; 0.18; 0.22$  MPa) les caractéristiques élastiques du sol. On montre sur la figure (4.3) les courbes obtenues en optimisant le module d'Young de référence et la constante  $n$ , fixés initialement à  $E_0=30$ MPa et  $n=0,5$ .

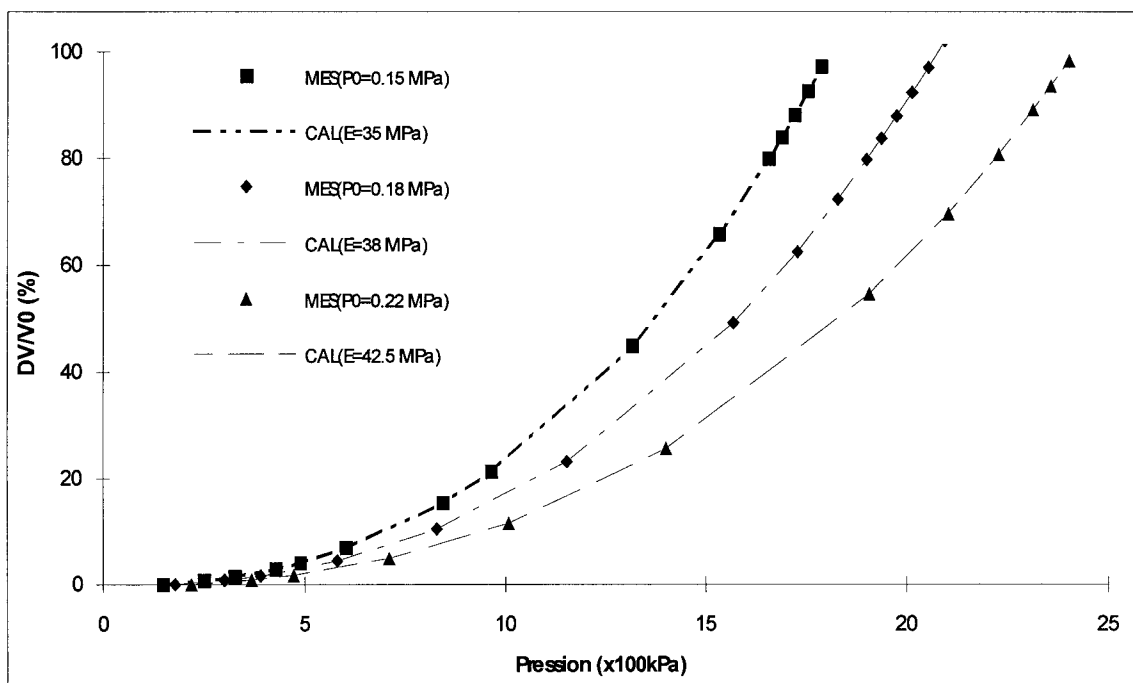


Fig 4.3 : Détermination du module de Young à plusieurs profondeurs dans le sol.

### 4.3. Détermination des paramètres de plasticité

Pour déterminer l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) et l'angle de dilatance ( $\psi$ ) à partir de l'essai pressiométrique, il est indispensable de découpler ces deux paramètres. On peut envisager un moyen de calcul de  $\phi$  et  $\psi$  si on connaît des corrélations qui relient ces deux paramètres. Dans ce cas, le nombre de paramètres à déterminer par optimisation diminue. Il existe dans la littérature certaines corrélations qui vont dans ce sens, établies dans le but de faciliter le calcul des paramètres de résistance au cisaillement.

Les différentes recherches menées sur les milieux granulaires montrent que l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance sont des fonctions de l'indice des vides. Le maximum de frottement mobilisé lors d'un essai triaxial est enregistré au pic de rupture. Pour un indice des vides critique ( $e_c$ ), l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) tend vers l'angle de frottement critique ( $\phi_{CV}$ ) qui représente l'angle de frottement mobilisé à volume constant (dilatance nulle). On note que pour évoquer l'angle de frottement au pic et l'angle de frottement critique, il faut dépasser le niveau du modèle de Mohr-Coulomb dans lequel l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance sont des constantes. Toutefois, cette approche du problème va nous permettre de mieux cerner la relation entre l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance.

Bolton (1986) a mené une large campagne d'essais de laboratoire sur 17 sables testés en conditions de déformation plane ou axisymétrique. Il a cherché à corréler les angles de frottement interne et de dilatance en fonction de la pression de confinement et de la densité relative. En général, dans un essai de cisaillement simple sur un sable, les observations effectuées montrent que  $\phi = \phi_{CV} + \psi$ . Cependant, les valeurs de  $(\phi - \phi_{CV})$  mesurées par Bolton sont supérieures de 20% aux valeurs de l'angle de dilatance calculées à partir de la relation de Rowe (Rowe, 1962, 1969. Voir chapitre 1). Pour cette raison, Bolton introduit un coefficient de correction de la dilatance et propose l'expression :  $\phi = \phi_{CV} + 0.8\psi$  (Figure 4.4).

Un nouveau paramètre ( $I_R$ ) appelé "indice de dilatance relative" donné en fonction de l'indice de densité ( $I_D$ ) et de la pression moyenne est introduit par Bolton pour calculer l'angle de dilatance.

$$I_R = I_D (10 - \ln P) - 1$$

$I_D$  est la densité relative du sable et  $P$  la pression moyenne (en kPa).

Pour  $I_R$  compris entre 0 et 4 l'auteur propose les relations suivantes :

-Essais de déformation plane :  $\phi - \phi_{cv} = 0.8\psi = 5I_R$

-Essai triaxial :  $\phi - \phi_{cv} = 3I_R$ .

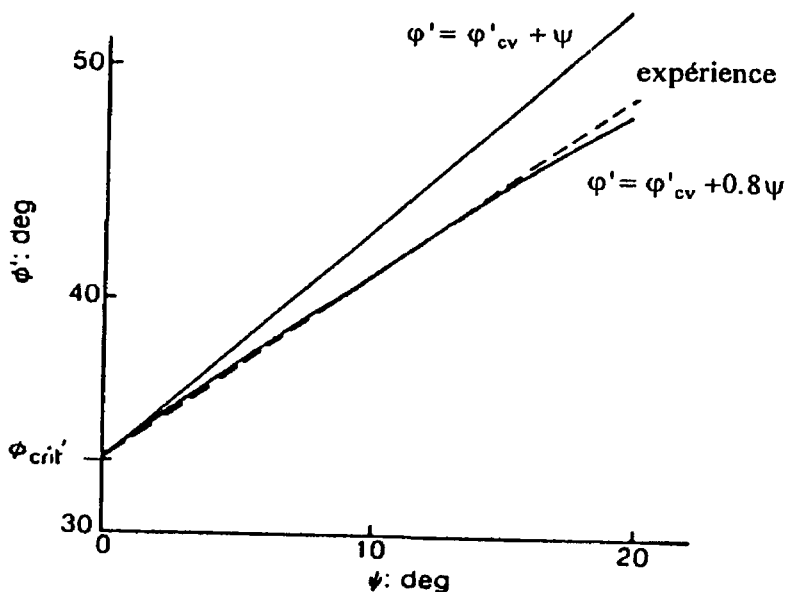


Fig 4.4 : Evolution de l'angle de frottement interne et de l'angle de dilatance avec l'angle de frottement critique. (D'après Bolton, 1986)

Dans un rapport intitulé "le sable d'Hostun. RF" publié à l'Institut de Mécanique de Grenoble par l'équipe de Flavigny (1993), on trouve une série d'essais triaxiaux sur ce matériau. L'analyse de ces essais a montré que pour les sables denses (poids volumique : 16.05 à 16.29 kN/m<sup>3</sup>), l'angle de dilatance ( $\psi$ ) varie entre 11° et 14.5° et l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) varie entre 40 et 45°.

Pour les sables lâches dont la densité est située entre 14 et 15 kN/m<sup>3</sup>, l'angle de frottement interne varie entre 30 à 34° et l'angle de dilatance mesuré sur les courbes de variation de volume se situe autour de 5°.



D'après Fawaz (1993), Vermeer et De borst (1970) ont trouvé un angle de dilatance de l'ordre de  $15^\circ$  pour un sable très dense et de l'ordre de quelques degrés pour un sable lâche.

Toutes ces études montrent que l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance sont liés entre eux et dépendants des conditions d'expérimentation telles que la pression moyenne, la contrainte de confinement ou le mode de cisaillement. Les relations de Bolton sont intéressantes pour les essais de laboratoire classiques ou même pour les essais d'expansion en chambre de calibration. Dans le cas de l'essai pressiométrique, celles-ci posent un problème dans le sens où la pression moyenne à la rupture ne peut pas être mesurée. La seule possibilité existante est de passer par le laboratoire pour mesurer l'indice de dilatance  $I_R$  et de déterminer par optimisation les deux autres paramètres, l'un après l'autre et là, faut il aussi suivre les mêmes chemins de sollicitation. La relation de Rowe sur laquelle sont basées les études de Hughes et al (1977) et de De Soussa (1989) demande également de passer par le laboratoire pour la mesure de l'angle de frottement critique ( $\varphi_{CV}$ ).

En conclusion, cette première approche du problème de détermination des paramètres de résistance est intéressante dans le sens où elle montre une complémentarité entre les essais pressiométriques et les essais de laboratoire. Elle donne également une idée sur la variation des paramètres de résistance du sable. A partir de là, on constate que la dilatance augmente avec le frottement et les deux augmentent avec la densité du sol.

#### **4.3.1. Proposition d'une méthode de détermination de $\varphi$ et $\psi$**

L'idée de cette méthode est de ramener à un, le nombre de paramètres à déterminer par optimisation avec la méthode inverse. Nous avons vu, à travers la littérature, qu'il n'y a aucune expression linéaire directe entre  $\varphi$  et  $\psi$  sans faire intervenir  $\varphi_{CV}$ . Il n'existe pas, non plus, de paramètre unique qui permet de calculer à la fois  $\varphi$  et  $\psi$ . Nous sommes donc amenés, en se basant sur les résultats des essais triaxiaux à proposer nos propres corrélations.

On définit un coefficient  $\alpha$  tel que :

$$\psi = \alpha \varphi. \quad (4.5)$$

En fonction de la densité du sable on peut affecter à  $\alpha$  une valeur qui tend à vérifier la variation de l'angle de dilatance en fonction de l'angle de frottement interne.

Comme pour le sable d'Hostun caractérisé au laboratoire de L'IMG, on retrouve en général des intervalles de valeurs bien connus pour certaines densités de sables. Ces valeurs sont résumées dans le tableau (4.2).

	$\varphi$ (°)	$\psi$ (°)	$\alpha$
Sable lâche	30-33	0-8	0.15
Sable moyennement dense	33-39	8-12	0.25
Sable dense	39-46	12-16	0.30

Tab 4.2 : Valeurs du coefficient ( $\alpha$ ) en fonction des intervalles de valeurs de l'angle de frottement interne et de l'angle de dilatance obtenus en laboratoire.

La classification des sols à partir des résultats de l'essai pressiométrique permet à l'utilisateur de se placer dans l'un de ces intervalles.

### **Classification des sols à partir de l'essai pressiométrique**

Dans l'essai pressiométrique, la pression limite ( $P_1$ ) et la pression des terres au repos ( $P_0$ ) donnent une indication sur la densité du matériau en place. Dans les règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations (DTU, D60), on trouve une classification des sols en fonction de la pression limite (Tableau 4.3). En pratique, les catégories de sols sont définies par rapport à leur densité moyenne (compacité).

Les valeurs du tableau (4.3) sont données pour le pressiomètre Ménard; pour le pressiomètre autoforeur la pression limite n'étant pas la même que le pressiomètre Ménard, ces valeurs ne

peuvent pas être appliquées directement. Cependant on peut passer de l'un à l'autre. D'après le CTRE N°4 (Comité Technique Regional Européen, 1991), la pression limite donnée par le Pressiomètre autoforeur et notée  $P_{20}$  est située entre  $P_1/2$  et  $P_1/1.5$ .

$$P_1/2 < P_{20} < P_1/1.5.$$

Plage des pressions limites ( $P_1$ MPa)	Nature du sol	Catégories de sol
moins de 0.7 moins de 0.8 moins de 0.7	Argile molle Limon et craie molle Sable argileux et limoneux ou vasard lâche	Catégorie 1
1.0 à 1.8  1.2 à 3.0 1.5 à 4.0 1.0 à 2.5 2.5 à 4.0 > 3.0 > 4.5	Sable et grave moyennement compacts Argile et limon compacts Marne et marno-calcaire Craie altérée Roche altérée Craie fragmentée Marne très compacte	Catégorie 2
> 2.5 > 4.5	Sable et gravier compacts à très compacts Roche fragmentée	Catégorie 3

Tab 4.3 : Classification des sols en fonction de la pression limite (Documents Techniques Unifiés, 13.2, D60)

Pour récapituler : Afin de rendre la méthode d'optimisation applicable à la détermination des paramètres de plasticité du sable à partir de l'essai pressiométrique, nous proposons une relation simple entre l'angle de frottement interne et l'angle de dilataance :

$$\psi = \alpha \varphi$$

où :

$\alpha = 0,3$  pour les sables denses; sol de catégorie 3 avec  $P_1 > 2.5$  MPa,

$\alpha = 0,25$  pour les sables moyennement denses; sol de catégorie 2 avec  $P_1$  située entre 1.0 et 1.8 MPa;

$\alpha = 0,15$  pour les sables lâches; sol de catégorie 1 avec  $P_1 < 1.0$  MPa.

Les valeurs du coefficient ( $\alpha$ ) dépendent certainement de la nature du sable, elles ne sont pas donc définitivement fixées. Elles peuvent être affinées pour chaque type de sable. Enfin, il est utile de disposer d'une banque de données qui contient des informations sur les caractéristiques des sables, notamment sur les valeurs des angles de frottement et de dilatance.

### **Initialisation des paramètres**

Les valeurs initiales des paramètres doivent être fixées avant de lancer le processus d'optimisation. Cette opération nécessite une attention particulière car elle est déterminante pour l'étude de sensibilité et par conséquent, attribue les valeurs définitives aux paramètres qui ne seront pas soumis à l'optimisation.

Le module d'Young peut être mesuré directement à partir de la courbe pressiométrique si l'essai comporte une phase de déchargement. Dans le cas contraire, il peut être approché par le calcul de la pente initiale de la courbe ou encore à partir du module pressiométrique déterminé sur la partie linéaire de la courbe Ménard. Dans notre cas, en l'absence d'un cycle de déchargement-rechargement, on détermine le module ( $E$ ) directement à partir de la courbe, en utilisant le programme d'optimisation. Dans cette procédure, on utilisera seulement la partie initiale de la courbe qui s'échelonne entre les niveaux de déformation  $\Delta V/V_0 = 0\%$  et  $10\%$ . Les paramètres ( $\nu$ ,  $\alpha$ ) seront fixés comme décrit précédemment et l'angle de frottement interne sera calculé par des relations empiriques. Nous avons montré au chapitre 3 (étude de sensibilité) que l'influence de la valeur de  $\phi$  est quasiment négligeable à ce niveau de déformation.

Pour les sables, le coefficient de Poisson est généralement de l'ordre de 0,33. Toutefois, quelque soit la valeur affectée à  $\nu$ , celle-ci n'aura aucune influence sur la détermination des paramètres  $\phi$  et  $\psi$  (voir Etude de sensibilité : Chapitre 3).

L'angle de frottement interne peut être approché à partir des relations données dans l'étude bibliographique. Nous utiliserons la relation empirique de Ménard pour évaluer provisoirement ce paramètre.

$$P_1 - P_0 = 2,5 \left( 2^{\frac{\varphi - 24}{4}} \right) \quad \varphi \text{ en degrés, } P_1 \text{ et } P_0 \text{ en bars}$$

### 4.3.2. Validation de la méthodologie

Pour valider cette méthodologie, nous avons utilisé les essais pressiométriques de Renould-Lias (1978) et les essais de Mokrani (1991) sur le sable dense effectués au laboratoire de mécanique des sols de Grenoble. Le dispositif expérimental utilisé est une cuve à sable. Ces essais ont été effectués sur le sable d'Hostun "RF". Plusieurs auteurs se sont référés à ces essais et notamment Bahar (1992) pour valider la méthode de détermination des paramètres du modèle C.J.S. On utilise aussi un essai réalisé dans le sable de Wash identifié par Hughes et al (1977) et qui a fait l'objet d'essais de laboratoire à l'université de Cambridge.

La procédure de validation consiste à utiliser les résultats des essais pressiométriques en affectant à  $(\alpha)$  une valeur suivant la classification des sols donnée en fonction de la pression limite enregistrée. Les paramètres  $(E)$ ,  $(\nu)$  et  $(\varphi)$  seront fixés suivant les indications données ci dessus. On calcule  $\varphi$  par optimisation, on déduit  $\psi$  et on compare, par la suite, les résultats trouvés aux résultats des autres auteurs et aux résultats trouvés en laboratoire.

#### **Essai de Hughes et al (1977)**

Cet essai exécuté dans le sable de Wash (Grande Bretagne) à 7 mètres de profondeur a été réalisé à l'aide d'une sonde auto foreuse (P.A.F) dans des conditions drainées. Une reproduction en laboratoire du profil géologique du site de Wash montre que la nature du sable à cette profondeur est moyennement dense.

#### **Valeurs initiales des paramètres**

La pression initiale des terres au repos est évaluée par les auteurs à 14 kPa et le module de cisaillement, mesuré à partir d'un cycle décharge recharge sur la courbe d'expansion, est de l'ordre de 35 MPa.

La pression limite conventionnelle calculée par les auteurs est  $P_l=1300$  kPa, le coefficient de corrélation correspondant est donc :  $\alpha=0,25$ .

Le coefficient de Poisson :  $\nu=0,33$ .

La relation de Ménard donne une valeur de l'angle de frottement interne  $\varphi=34^\circ$ .

Dans le tableau (4.4) sont résumées les caractéristiques de cet essai.

Wash	$\alpha$	$\nu$	G (MPa)	$\varphi$ (°)
	<b>0,25</b>	<b>0.33</b>	<b>35</b>	<b>34</b>

Tab 4.4 : Jeu de paramètres initial.

Le calcul par optimisation pour déterminer l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance donne :  $\varphi=40^\circ$  et  $\psi=10^\circ$  (Figure 4.5). Etant donné le niveau de déformation atteint au cours de cet essai ( $\epsilon_0 \approx 10\%$ ), les valeurs de  $\varphi$  et  $\psi$  calculées sont les mêmes pour les hypothèses de petites déformations et de grandes déformations.

Les paramètres  $\varphi$  et  $\psi$  mesurés par Hughes et al à partir de cet essai, en supposant l'angle de frottement critique  $\varphi_{cv}=35^\circ$ , sont  $\varphi=41^\circ$  et  $\psi=9^\circ$ . Un diagramme tracé par ces auteurs (Figure 4.6) montre que pour un angle  $\varphi_{cv}=34^\circ$ ,  $\varphi$  et  $\psi$  prendront respectivement les valeurs  $40^\circ$  et  $10^\circ$ . La valeur de  $\varphi_{cv}=35^\circ$  est déterminée en laboratoire sur plusieurs échantillons. C'est donc une valeur moyenne qui peut justifier la différence entre nos valeurs et les valeurs déterminées par les auteurs.

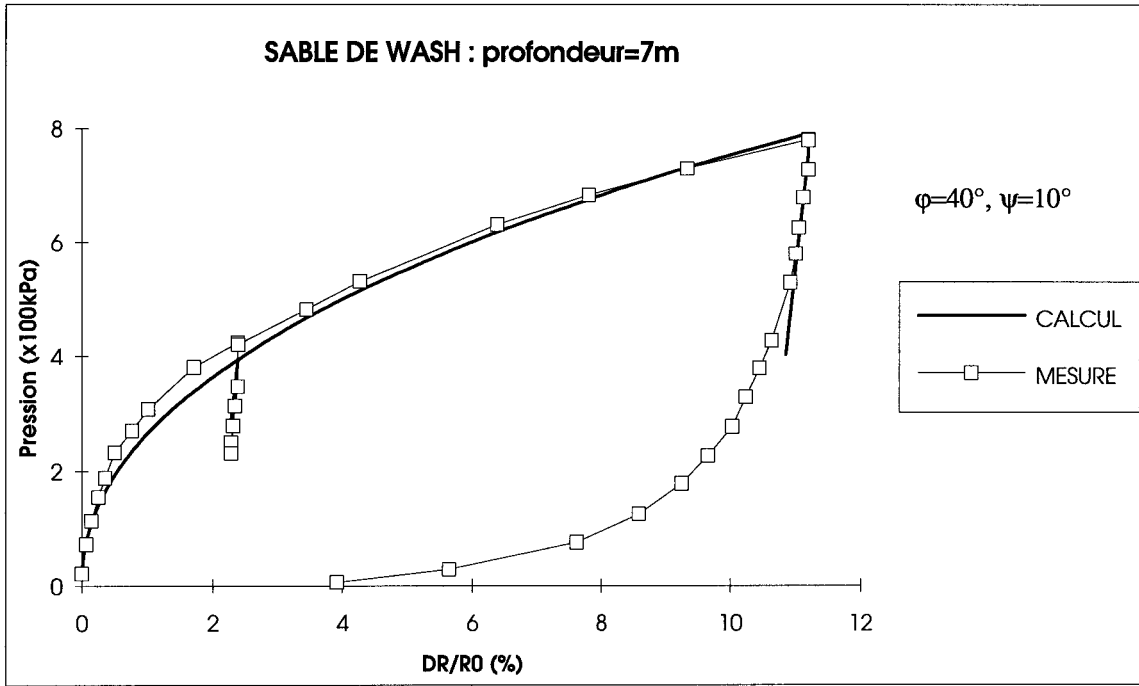


Fig 4.5 : Calcul par optimisation de  $(\phi)$  et de  $(\psi)$  à partir de l'essai de Hughes et al dans le sable de Wash.

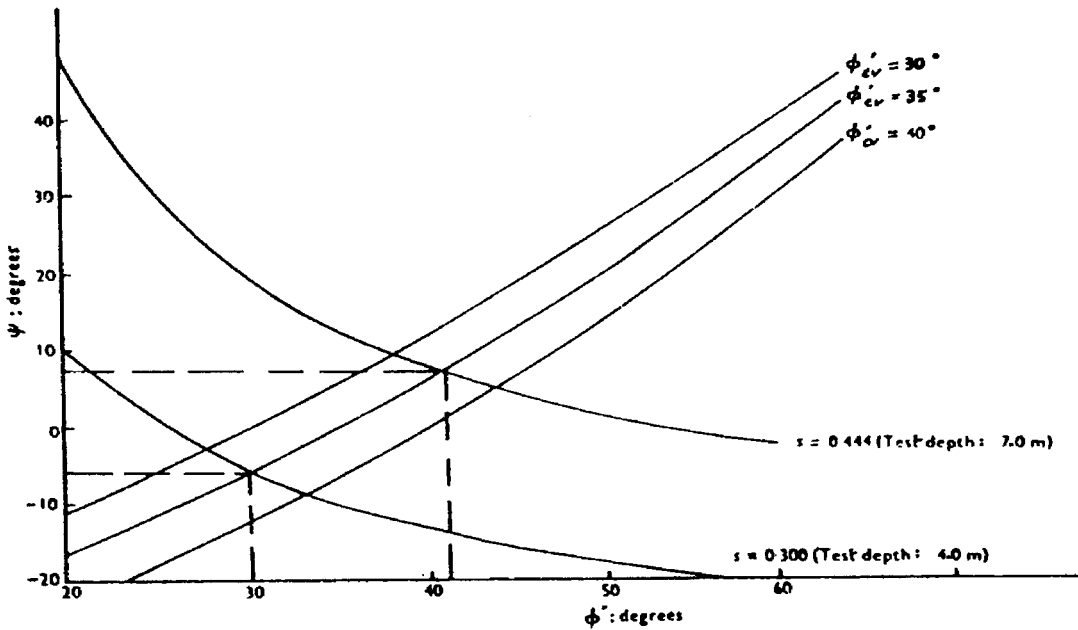


Fig 4.6 : Diagramme de  $\phi$  et  $\psi$  en fonction de  $\phi_{CV}$  (D'après Hughes et al, 1977).

## **Essais de Mokrani (Mokrani 1991)**

Le dispositif expérimental est une cuve à sable de 120 cm de diamètre et de 150 cm de hauteur. Parmi tous les essais effectués, nous avons choisi les essais sur le sable dense et particulièrement les essais nommés "essai 12" et "essai8" rapportés par Bahar (1992). Dans ces essais, la profondeur équivalente dans le sol est simulée expérimentalement en imposant des surcharges verticales variant de 100 kPa à 500 kPa. La masse volumique du matériau est évaluée à  $16 \text{ kN/m}^3$ , ce qui correspond à un sable moyennement dense à dense et le coefficient  $K_0$  déterminé à partir des essais triaxiaux à différentes pressions de confinement est égal à 0,25.

### **Valeurs initiales des paramètres**

Mokrani a effectué des mesures du module de cisaillement sur plusieurs points de la courbe d'expansion et sur plusieurs cycles de déchargement-rechargement réalisés à différents niveaux de déformation de la sonde. Ces mesures ont montré que  $(G)$  croît avec la pression dans la sonde et la mesure effectuée à partir de la pente de la courbe d'expansion au début du chargement est très faible. D'après Mokrani, cette évolution est due à l'influence de la rigidité du système "chambre d'étalonnage". En effet, cette influence augmente avec le niveau de pression appliquée. Les modules d'Young déterminés à partir des essais triaxiaux, effectués en parallèle sur le même sable et dans des conditions initiales équivalentes, sont du même ordre de grandeur que les modules pressiométriques mesurés à partir des cycles de déchargement-rechargement réalisés à des faibles niveaux de déformation de la sonde (voir tableau 4.5 :  $\sigma'_v=100$  et 200 kPa).

Cette constatation se retrouve dans l'étude de Bellotti et al (1989) sur le sable de Pô (Italie). En effet la figure (4.7) montre que les valeurs des modules de cisaillement  $G_{UR}$  mesurés au début de l'expansion correspondent bien à celles déterminées à la colonne résonnante pour des distorsions de l'ordre de  $10^{-1}\%$ .



<b>Sable dense</b>				
$\sigma'v$ (kPa)	$E_p$ (MPa)	* $P_c$ (kPa)	$E_{\text{triaxial}}$ (MPa)	$\phi$ (°)
100	26	161.4	26	45.8
200	37	127.2	36	43.2
400	256	517.0	76	41.9
500	418	583.0	96	41.7
<b>Sable lâche</b>				
$\sigma'v$ (kPa)	$E_p$ (MPa)	$P_c$ (kPa)	$E_{\text{triaxial}}$ (MPa)	$\phi$ (°)
100	15.8	66.3	16	36.7
200	25.0	119.3	26	35.4
400	54.0	236.1	46	34.3
500	79.0	307.1	57	34.0

Tab 4.5 : Valeurs des modules de cisaillement pressiométrique et triaxial du sable d'Hostun "RF" suivant la surcharge verticale  $\sigma'v$  (D'après Mokrani, 1991).

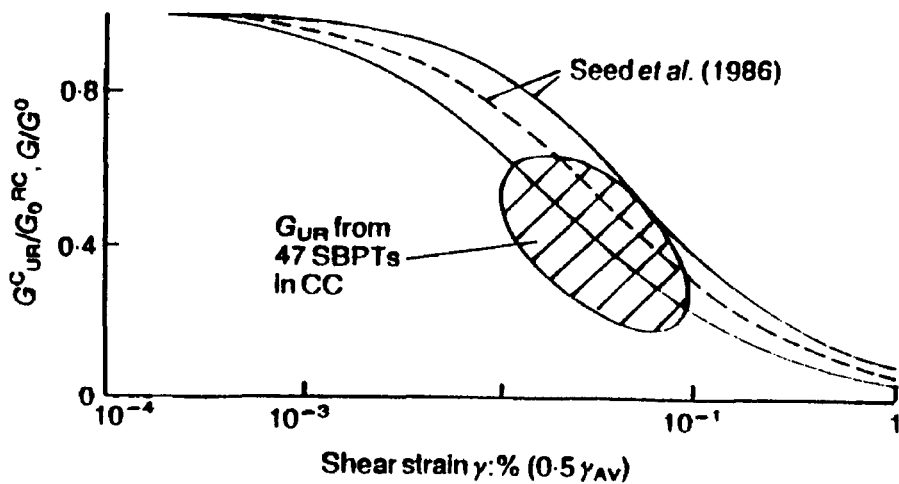


Fig 4.7: Comparaison entre le module de cisaillement  $G_{ur}^c$  déterminé au pressiomètre et le module de cisaillement déterminé à la colonne résonnante  $G_0^{rc}$ . (D'après Bellotti et al, 1989).

Il découle des constatations de Mokrani et de Bellotti et al, que le module  $G_{ur}$  à prendre en compte est celui mesuré dans le premier cycle déchargement-rechargement.<sup>1</sup>

Les essais n'ont pas été menés jusqu'à leur pression limite mais celles ci ont été déduites par extrapolation à partir de la courbe. Les valeurs données par Mokrani pour  $\Delta V/V_0=100\%$  sont :

\* $P_c$  : pression dans la sonde au moment du déchargement.

\*\* $G_{ur}^c$  : module de cisaillement mesuré sur un cycle de déchargement-rechargement

Essai N°8 :  $P_1=3000$  kPa,

Essai N°10 :  $P_1=3470$  kPa,

Essai N°12 :  $P_1=1765$  kPa.

Les coefficients ( $\alpha$ ) correspondants sont respectivement : 0.3 ; 0.3 et 0.25.

Le coefficient de Poisson :  $\nu=0,33$ .

L'angle de frottement interne qu'on cherche à déterminer est affecté d'une valeur initiale déterminée à partir de la relation empirique de Ménard.

Essai N°8 :  $P_0=K_0 \sigma'_v = 100$  kPa,  $\varphi_{ini}=38^\circ$ .

Essai N°10 :  $P_0=125$  kPa,  $\varphi_{ini}=39^\circ$ .

Essai N°12 :  $P_0=50$  kPa,  $\varphi_{ini}=35^\circ$ .

Les caractéristiques de ces essais sont résumées dans le tableau (4.6).

	$\sigma'_v$ (kPa)	$K_0$	$P_1$ (kPa)	$\alpha$	$\nu$	G (MPa)	$\varphi$ (°)
Essai N° 8	400	0.25	3000	0.3	0.33	90	38
Essai N° 10	500	0.25	3470	0.3	0.33	100	39
Essai N° 12	200	0.25	1765	0.25	0.33	20	35

Tab 4.6 : Caractéristiques des essais de Mokrani (essais N° 8, 10 et 12).

Le calcul par optimisation est illustré sur les figures (4.8), (4.9) et (4.10) correspondant respectivement aux essais N°8, N°10 et N°12.

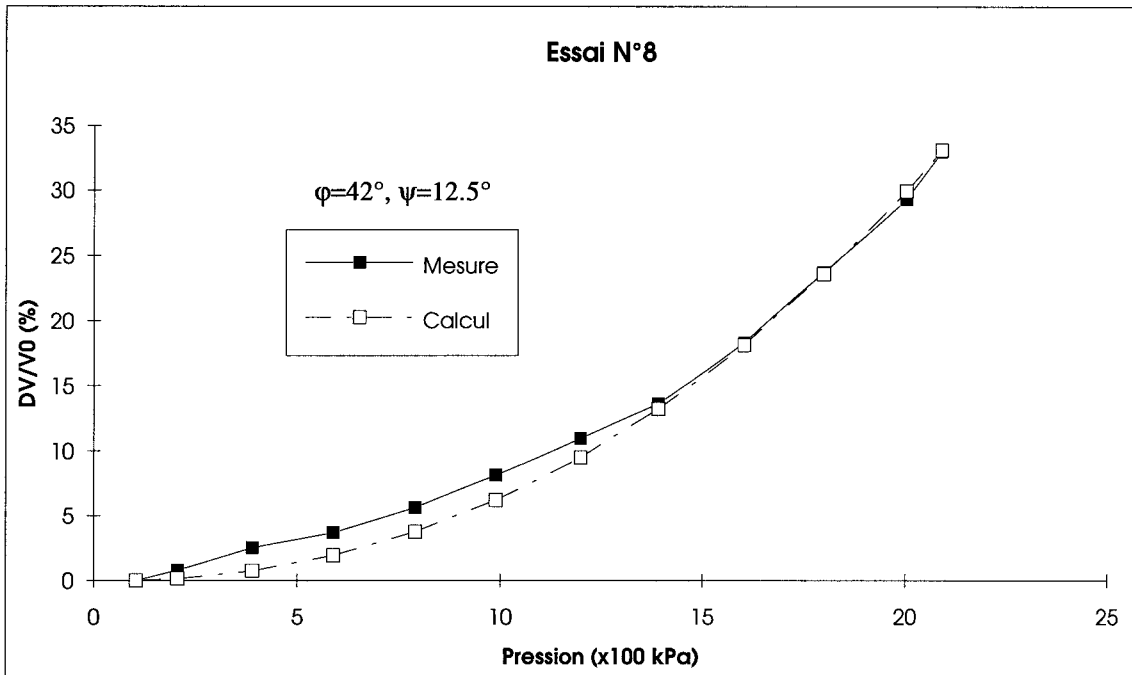


Fig 4.8 : Détermination de  $\varphi$  et  $\psi$  à partir de l'essai N°8.

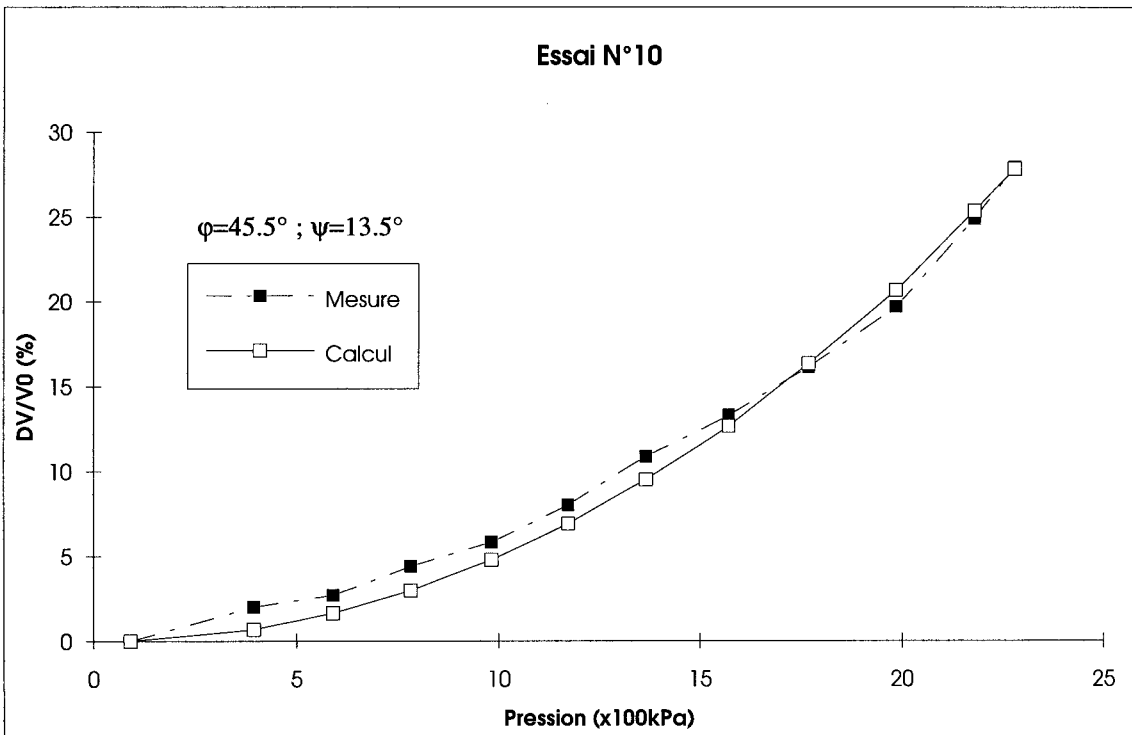


Fig 4.9 : Détermination de  $\varphi$  et  $\psi$  à partir de l'essai N°10.

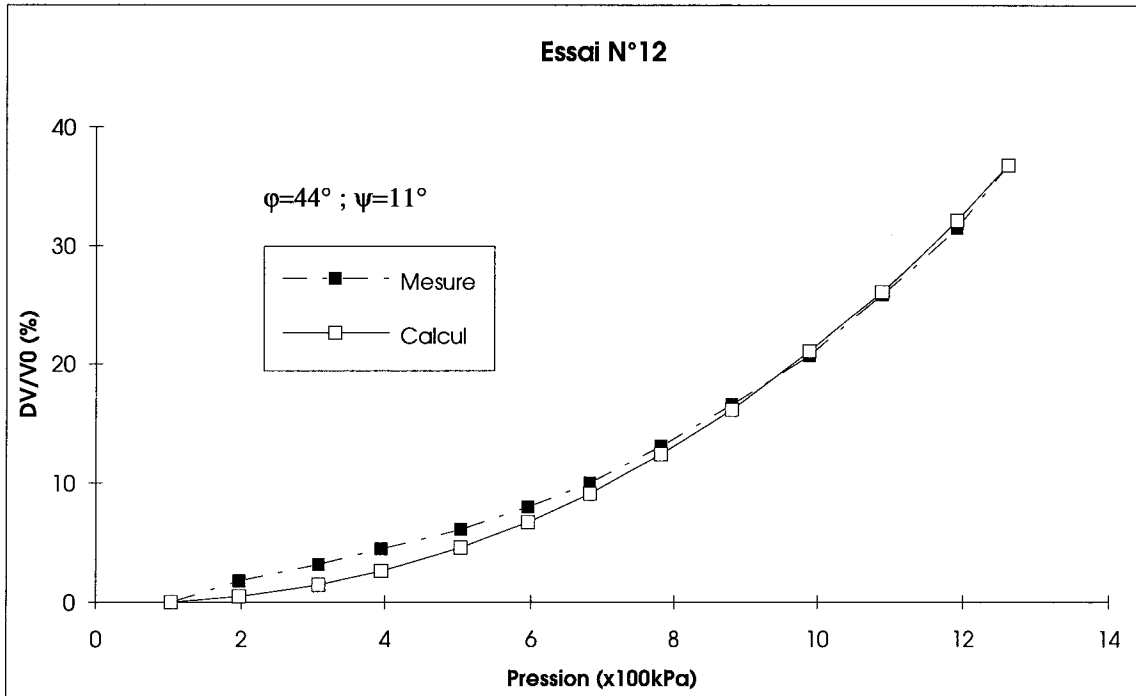


Fig 4.10 : Détermination de  $\varphi$  et  $\psi$  à partir de l'essai N°12.

Les paramètres résultants du calcul par optimisation sont :

Essai N° 8 :  $\varphi= 42^\circ$ ,  $\psi=12.5^\circ$

Essai N° 10 :  $\varphi= 45.5^\circ$ ,  $\psi=13.5^\circ$

Essai N° 12 :  $\varphi= 44^\circ$ ,  $\psi=11^\circ$

Hormis pour l'essai N°10, les valeurs des angles de frottement calculés par optimisation avec l'introduction de la relation (4.5) sont très proches des angles calculés en laboratoire à l'essai triaxial (voir tableau 4.5, pour  $\sigma'_v = 400$  et  $200$  kPa). Dans ces essais à la chambre de calibration, le confinement est simulé par la charge verticale  $\sigma'_v$ . On constate que l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) augmente quand la pression de confinement diminue. Cette évolution répond aux observations effectuées par Colliat (1986). Pour l'essai N° 10, l'écart de  $4^\circ$  existant entre  $\varphi$  calculé et  $\varphi$  mesuré au triaxial peut être due à beaucoup de facteurs et notamment à un mauvais choix du module de cisaillement ( $G$ ) qui est probablement inférieur à sa valeur réelle. Cette erreur sera alors compensée dans le processus d'optimisation par la majoration de l'angle de frottement interne.

## Essais de Renould-Lias (1978)

Les essais de Renould-Lias sur le sable d'Hostun "RF" ont été réalisés dans le dispositif expérimental utilisé par Mokrani (1991). Le programme d'essais a porté sur des sables lâches et denses. Parmi ces essais, nous avons choisi deux en particulier. Le premier, concernant le sable dense, est enregistré par l'auteur sous le nom "Essai12" et le deuxième, réalisé dans un sable de densité moyenne, est enregistré sous le nom "Essai10".

### Valeurs initiales des paramètres

Le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) est fixé à 0,33.

Les pressions limites et les valeurs de ( $\alpha$ ) correspondantes sont :

Essai 12 :	$P_0=112 \text{ kPa}$	$P_1= 2000 \text{ kPa}$	$\alpha=0.3$
	$P_0=45 \text{ kPa}$	$P_1= 2000 \text{ kPa}$	$\alpha=0.25$
Essai 10 :	$P_0=34 \text{ kPa}$	$P_1= 2000 \text{ kPa}$	$\alpha=0.15$
	$P_0=18 \text{ kPa}$	$P_1= 2000 \text{ kPa}$	$\alpha=0.15$

Les valeurs initiales des angles de frottement interne sont calculées comme précédemment avec la méthode empirique de Ménard.

Essai 12 :	$P_0=112 \text{ kPa,}$	$\varphi_{ini}=35.6^\circ$
	$P_0=45 \text{ kPa,}$	$\varphi_{ini}=35.8^\circ$
Essai 10 :	$P_0=34 \text{ kPa,}$	$\varphi_{ini}=35.9^\circ$
	$P_0=18 \text{ kPa,}$	$\varphi_{ini}=35.9^\circ$

En raison de l'absence de cycles de déchargement-rechargement dans ces essais, nous avons cherché le module de cisaillement par optimisation sur l'essai pressiométrique, en utilisant la

valeur initiale de l'angle de frottement interne et la valeur du coefficient de corrélation (Tableau 4.2)

On donne dans les tableaux (4.7) et (4.8) une récapitulation sur les caractéristiques de ces essais.

ESSAI12	$\alpha$	$\nu$	G (MPa)	$\varphi$ (°)
P0=112 kPa	0,3	0.33	19.5	35.6
P0=45 kPa	0,25	0.33	18.5	35.8

Tab 4.7 : Caractéristiques de l'essai 12.

ESSAI 10	$\alpha$	$\nu$	G (MPa)	$\varphi$ (°)
P0=34 kPa	0,15	0.33	6.0	35.9
P0=18 kPa	0,15	0.33	4.0	35.9

Tab 4.8 : Caractéristiques de l'essai 10.

Les résultats obtenus après optimisation sont présentés sur les figures (4.11.a et 4.11.b). Les paramètres calculés sont rassemblés dans le tableau (4.9). Dans l'essai 12, le sable est dense (masse volumique=16 kN/m<sup>3</sup>) mais la pression de confinement dans la cuve n'est pas suffisamment élevée pour atteindre une forte pression limite. Les valeurs élevées des angles de frottement sont donc justifiées par cet état de contrainte initiale faible.

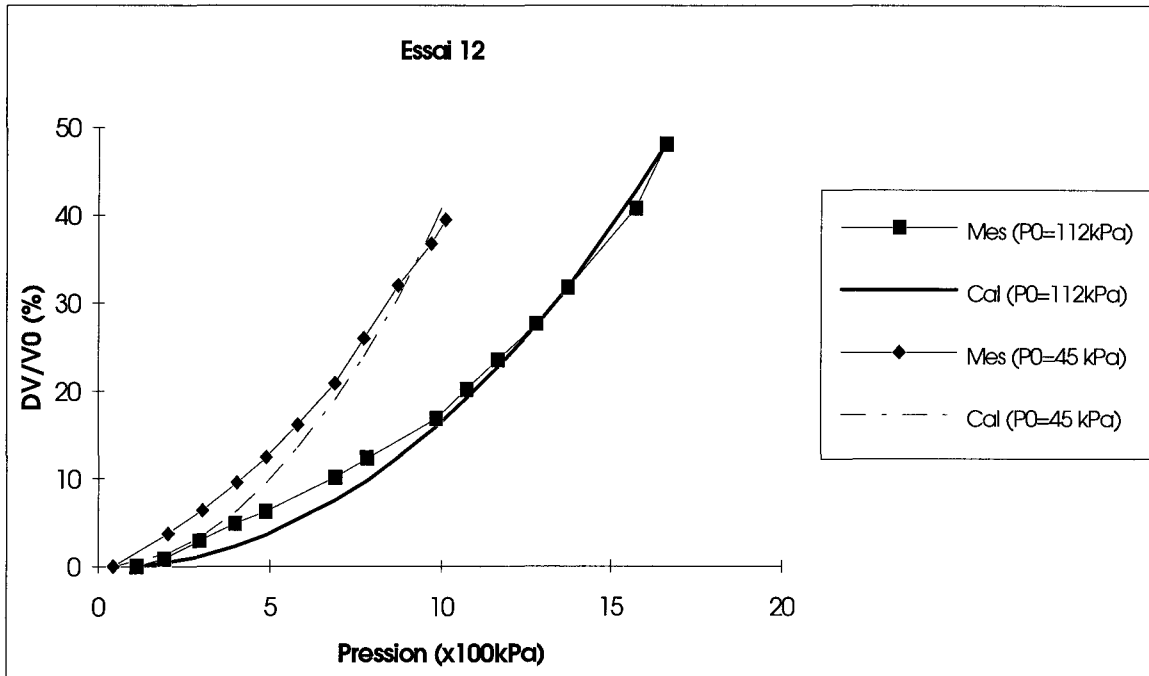
Dans l'essai 10, le sable est d'une densité moyenne (masse volumique=1.55 kN/m<sup>2</sup>), la pression de confinement respectivement égale à 27 et 18 kPa est faible, on s'attend donc à retrouver un angle de frottement interne situé autour de 33°. La dilatance négligeable dans ce type de sable est justifiée par les valeurs situées entre 4 et 5°.

<b>Renould-Lias (1978)</b>	$\varphi$ (°)	$\psi$ (°)
Essai 12 : $P_0=112$ kPa	48	14.5
Essai 12 : $P_0=45$ kPa	49.3	12.3
Essai 10 : $P_0=34$ kPa	35.4	5.3
Essai 10 : $P_0=18$ kPa	32.2	4.8

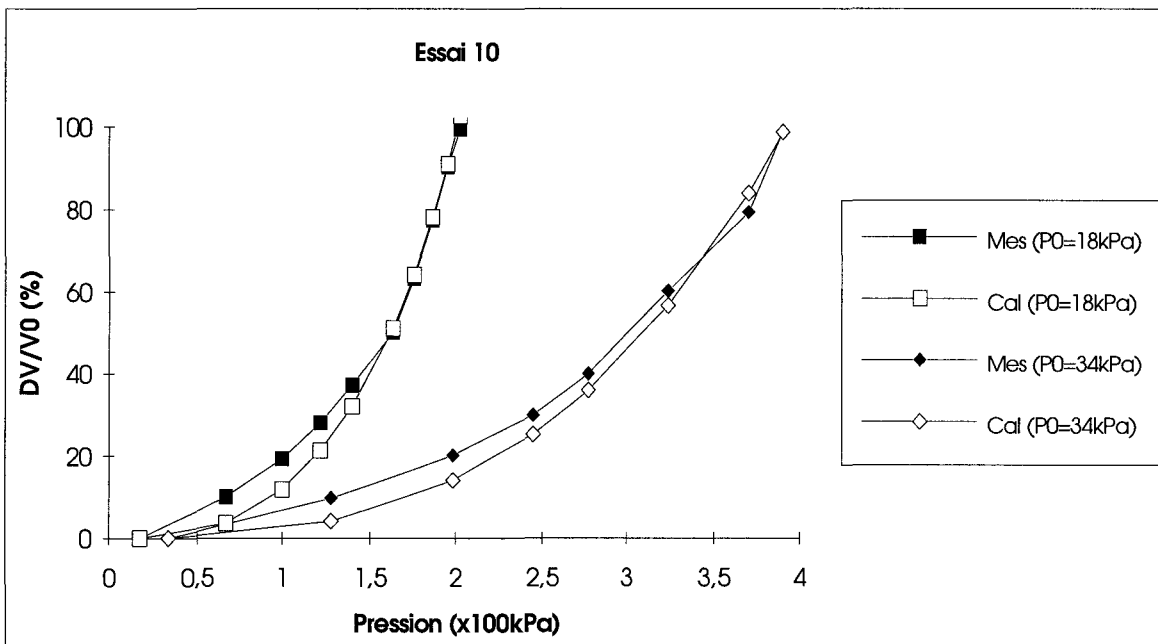
Tab 4.9 : Résultats de calcul obtenus par optimisation.

Le calage des courbes est médiocre au niveau des premiers points de la courbe où les déformations sont fortement influencées par les paramètres élastiques et particulièrement par le module de cisaillement ( $G$ ). Ce paramètre a été fixé, pour chaque essai, à une valeur moyenne déterminée par optimisation en considérant la partie de la courbe d'expansion située entre 0 et 10% de la déformation volumique de la sonde. Initialement, les modules calculés donnent une bonne qualité d'optimisation. C'est la phase de détermination de ( $\varphi$ ) et de ( $\psi$ ) qui ont perturbé le calage par rapport au module de Young. En effet il existe un fort couplage entre  $E$ ,  $\varphi$  et  $\psi$ .

En conclusion, la méthodologie définie pour la détermination des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb donne des résultats satisfaisants quand le module de cisaillement est bien évalué. Pour les essais de Hughes et al et les essais de Mokrani, les paramètres  $\varphi$  et  $\psi$  déterminés correspondent bien à ceux mesurés en laboratoire et le calage des courbes est relativement de bonne qualité. La difficulté de mesure du module de cisaillement dans les essais de Renould-Lias en raison de l'absence de cycle de déchargement-rechargement se répercute par conséquent sur le calcul de l'angle de frottement interne.



a)



b)

Fig 4.11 : Détermination de  $\phi$  et  $\psi$  à partir des essais de Renould-Lias;

a) optimisation sur l'essai 12,

b) optimisation sur l'essai 10.



## CHAPITRE V

### APPLICATION A LA DETERMINATION DES PARAMETRES DU MODELE DE CAM-CLAY MODIFIE

*Pour les essais pressiométriques réalisés dans les argiles, il est nécessaire d'utiliser un modèle qui prend en compte le comportement réel de ce type de sol. Le modèle de Cam-Clay, vérifié par plusieurs auteurs, est largement utilisé pour décrire les principaux phénomènes qui caractérisent le comportement mécanique de l'argile.*

*Dans ce chapitre, on donne une présentation du modèle de Cam-Clay modifié et on étudie les possibilités d'identification de ses paramètres à partir de l'essai pressiométrique.*

#### **5.1. Présentation du modèle**

La formulation du modèle Cam-Clay modifié est basée sur les hypothèses suivantes :

- l'argile est isotrope,
- conservation de l'isotropie lors de l'écroutissage,
- le principe du travail maximal est vérifié.

La surface de charge est représentée par ses projections dans les plans (e, Ln p) et (p,q) (Figure 5.1).

L'équation de la surface de charge dans le plan (p,q) est donnée par :

$$f=q^2 + M^2p^2 - M^2pp_c$$

avec :

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_3 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}{2}}$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

$p_c$  est la pression de préconsolidation.

M est la pente de la droite d'état critique dans le plan (p,q) :

$$q=Mp.$$

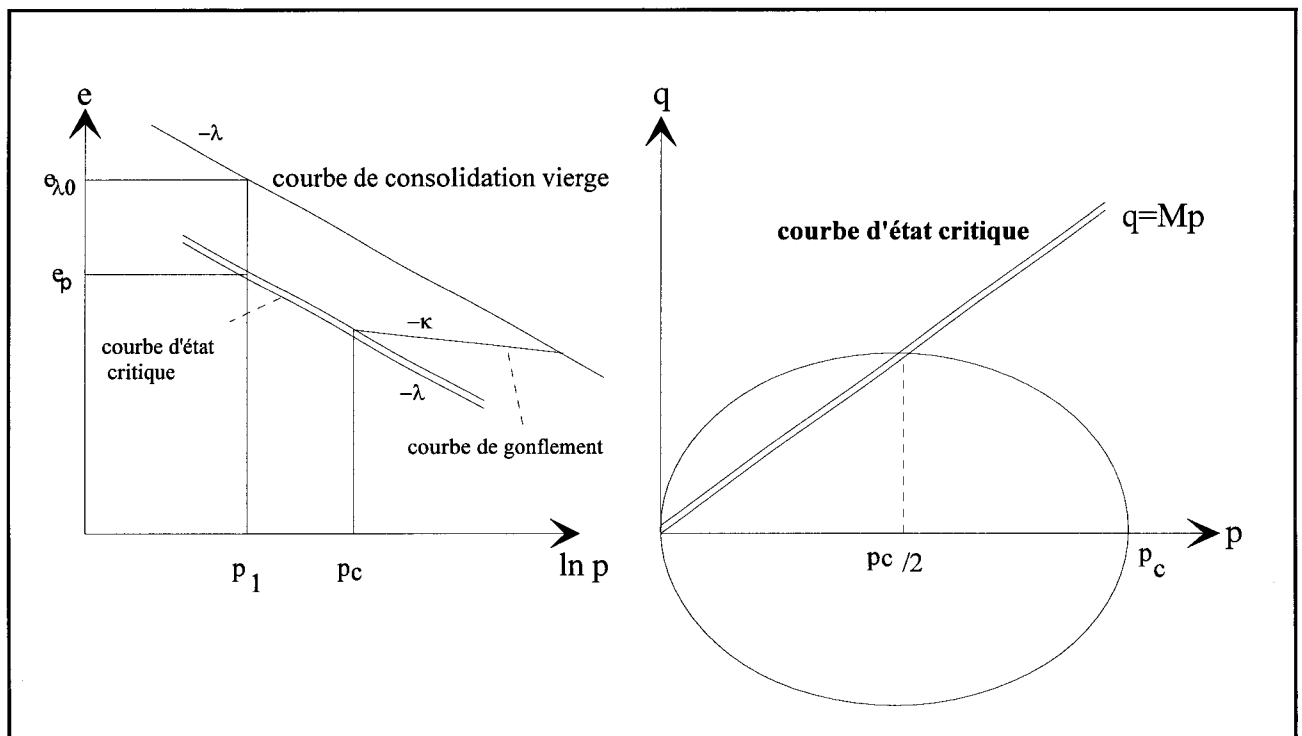


Fig 5.1 : Projections de la surface de charge dans les plans (e-Ln p), (q-p).

Cette droite représente le comportement critique du sol au cisaillement, où les déformations continuent à se développer sans changement de l'état de contraintes. Pour un essai triaxial de compression,  $M$  est défini par :

$$M = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}$$

avec  $\varphi$  l'angle de frottement interne.

L'écroûissage est pris en compte sous la forme :

$$p_c = p_{c0} \exp(\beta \varepsilon_v^p)$$

$p_{c0}$  : pression de préconsolidation initiale,

$\varepsilon_v^p$  : déformation plastique volumique,

$$\beta = \frac{1 + e_0}{\lambda - \kappa}$$

$e_0$  : indice des vides initial,

$\lambda$  : pente de la droite de chargement dans le plan  $(e, \ln p)$ ,

$\kappa$  : pente de la droite de déchargement dans le plan  $(e, \ln p)$  appelé également coefficient de gonflement.

Le comportement élastique est représenté par la courbe de gonflement de pente  $(-\kappa)$ , définie dans le repère  $(e, \ln p)$  par :

$$de = -\kappa \frac{dp}{p}$$

Une relation est directement établie entre le paramètre  $\kappa$  et le module de Young ( $E$ ) du squelette :

$$E = 3(1 - 2\nu) \frac{p(1 + e)}{\kappa}$$

## **Récapitulation des paramètres du modèle**

Le modèle de Cam-Clay modifié comporte, en somme, six paramètres :  $P_{c0}$ ,  $\lambda$ ,  $\nu$ ,  $\kappa$ ,  $M$  et  $e_0$ . Pour identifier le comportement élastoplastique du sol par le modèle de Cam-Clay, il faut déterminer les paramètres  $\nu$ ,  $\kappa$ ,  $\lambda$  et  $M$ . Les paramètres  $P_{c0}$  et  $e_0$  sont liés à l'état initial du sol. Dans le cas d'une argile normalement consolidée ou légèrement surconsolidée,  $P_{c0}$  peut être assimilée à la pression des terres au repos ( $P_0$ ). On étudie dans les paragraphes suivants les possibilités de détermination des paramètres  $\nu$ ,  $\kappa$ ,  $\lambda$  et  $M$  en utilisant le programme d'optimisation présenté au chapitre 3.

### **5.2. Intégration du modèle dans le programme d'optimisation**

Le modèle de Cam-clay a été d'abord intégré dans le programme de simulation de l'essai pressiométrique présenté dans le second chapitre (Figure 2.7). Les simulations sont effectuées d'après les recommandations de calcul, également données au chapitre 2. A titre d'exemple, on montre sur la figure (5.2) un essai simulé avec le jeu de paramètre de référence suivant :

$\nu$	$\kappa$	$\lambda$	$M$	$P_{c0}$ (MPa)
<b>0.35</b>	<b>0.03</b>	<b>0.14</b>	<b>1.2</b>	<b>0.2</b>

Tab 5.1 : jeu de paramètres de référence

Ce jeu de paramètres a été tiré à partir de l'étude de Anandarajah et Agarwal (1991) mesuré en laboratoire sur une argile remaniée (Kaolinite), isotrope et normalement consolidée.

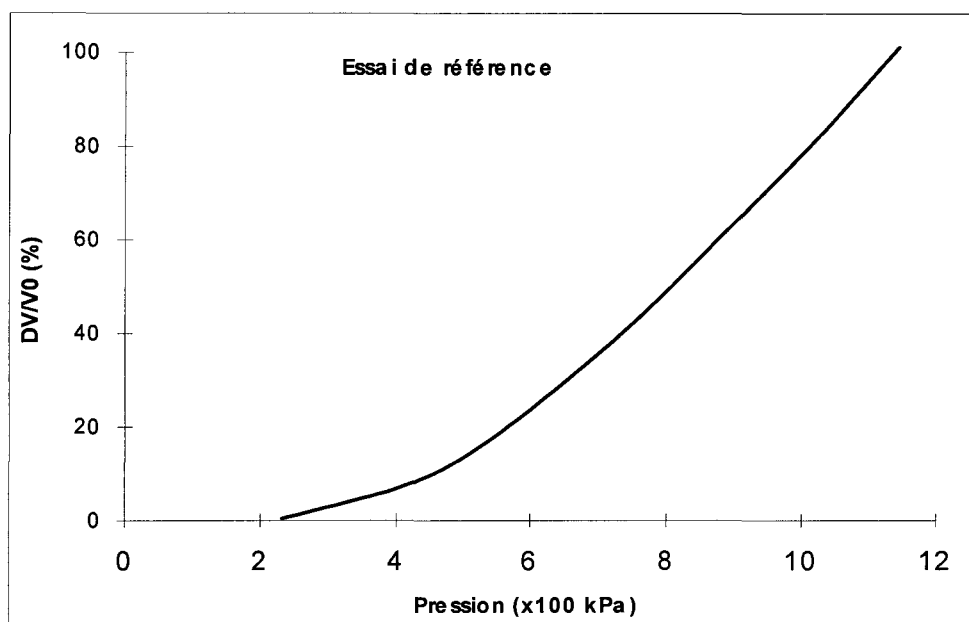


Fig 5.2 : Essai pressiométrique simulé avec le modèle Cam-Clay. Essai de référence.

L'état de contrainte initial est isotrope, il est défini par :

$$\sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_z = P_0 = 0.2 \text{ MPa}$$

La démarche suivie dans cette partie est identique à celle appliquée au modèle de Mohr-Coulomb. Des données ont été élaborées à partir de la simulation numérique avec le modèle de Cam-Clay (Figure 5.2) en utilisant le jeu de paramètres du tableau (5.1). Ces données seront utilisées comme des données de référence pour tester cette méthode. L'objectif recherché ici est la faisabilité de la méthode d'optimisation, l'hypothèse des petites déformations a été adoptée.

### Etude de sensibilité :

L'étude de sensibilité a porté sur les paramètres  $\nu$ ,  $\kappa$ ,  $\lambda$  et  $M$ . Les résultats obtenus sont illustrés sur la figure (5.3). On constate, d'après cette figure, que le modèle est particulièrement sensible aux paramètres  $\nu$ ,  $M$ . Pour des niveaux de déformations élevés, la variation du paramètre  $\lambda$  influence la simulation. La variation du coefficient de gonflement

( $\kappa$ ) a également une certaine influence mais pas aussi importante que le coefficient de Poisson ( $\nu$ ).

L'argile étudiée est dans un état normalement consolidé ( $P_0=P_{c0}$ ). Dans ces conditions, la réponse du modèle Cam-Clay traduit un comportement contractant, ce qui donne au coefficient de Poisson une grande influence sur la simulation. Une variation de  $\nu$  entraîne une variation importante du module de Young, ce qui rend son influence beaucoup plus forte.

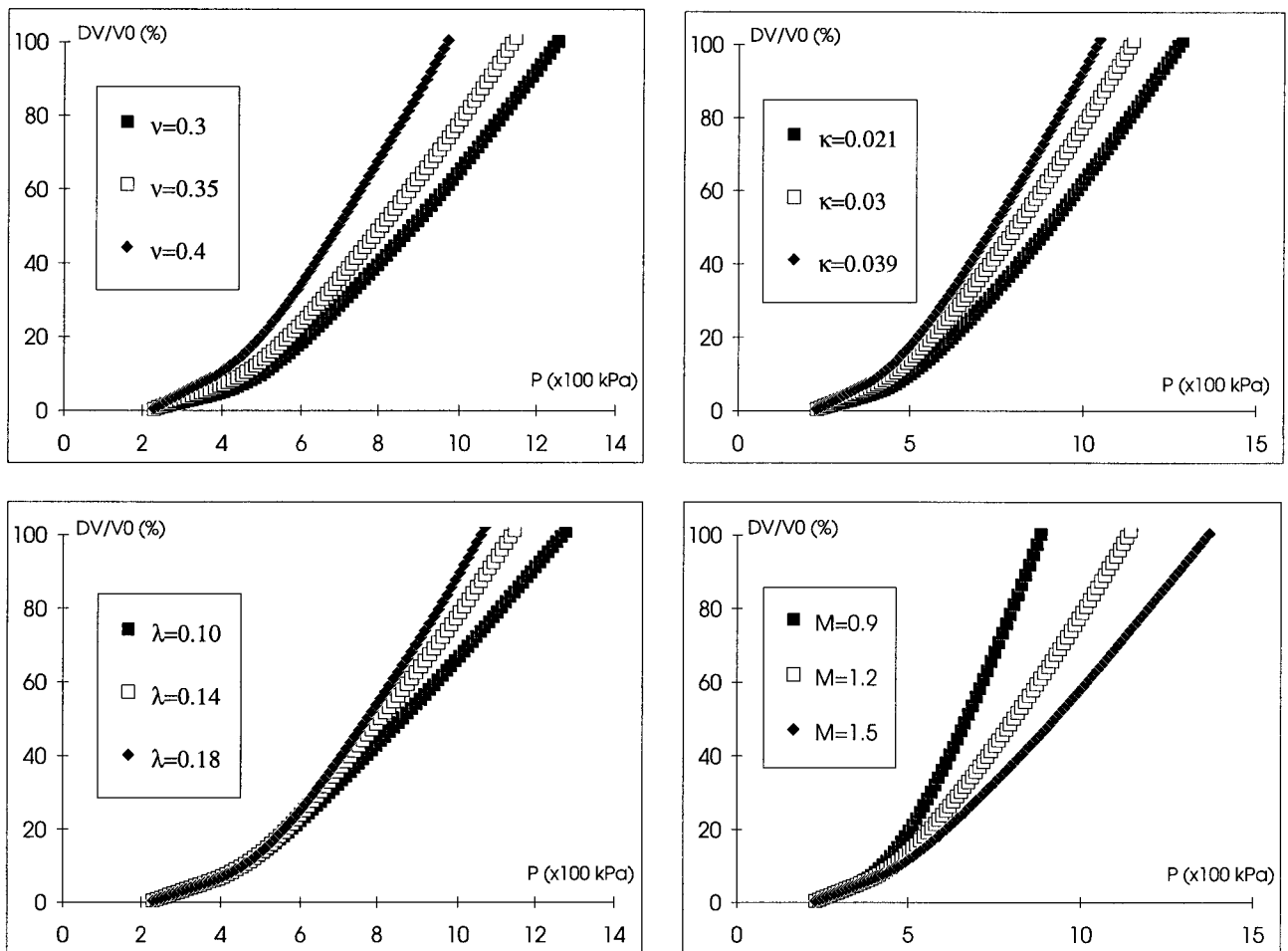


Fig 5.3 : Sensibilité des simulations par rapport aux paramètres du modèle de Cam-Clay.

### 5.3 Etude de la détermination des paramètres du modèle

#### Détermination d'un paramètre quelconque :

On cherche à déterminer dans cette partie un paramètre du modèle en appliquant

la démarche définie précédemment. A partir de la courbe de la figure (5.2) et du jeu de paramètres du tableau (5.2), on détermine le paramètre M en l'affectant d'une valeur initiale quelconque.

Dans la figure (5.4), on montre les résultats du calcul par optimisation ainsi que les valeurs initiale et finale de M. On constate que ce paramètre est déterminé avec une bonne précision.

Dans tous les cas de figures, quelle que soit la valeur initiale du paramètre recherché ( $M=0.9$  ou  $M=1.5$ ), la détermination d'un seul paramètre avec la méthode d'optimisation ne pose pas de problèmes et ce, quelque soit le paramètre.

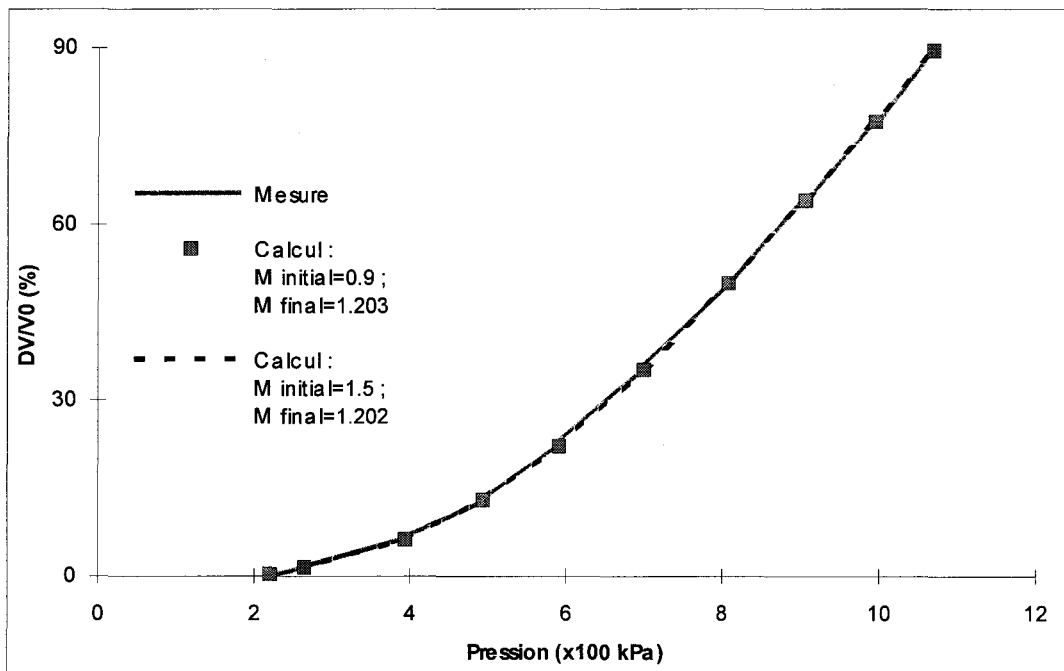


Fig 5.4 : Détermination du paramètre M.

### Détermination de plusieurs paramètres :

Pour lancer le programme d'optimisation, les paramètres M et  $\lambda$  sont initialement fixés aux valeurs suivantes :

$$M=1.5 \quad \lambda=0.18$$

Les résultats obtenus (Figure 5.5.a) sont :

$$M=1.26 \quad \lambda=0.16$$

A partir de la comparaison avec les valeurs de référence ( $M=1.2$  ;  $\lambda=0.14$ ), la figure (5.1.a) montre que les paramètres  $M$  et  $\lambda$  ont été relativement bien approchés.

L'identification de  $M$  et  $\lambda$  a partir d'un autre jeu de paramètres initial ( $M=0.95$  ;  $\lambda=0.10$ ) est illustrée sur la figure (5.5.b). Les valeurs finales de  $M$  et  $\lambda$  sont :

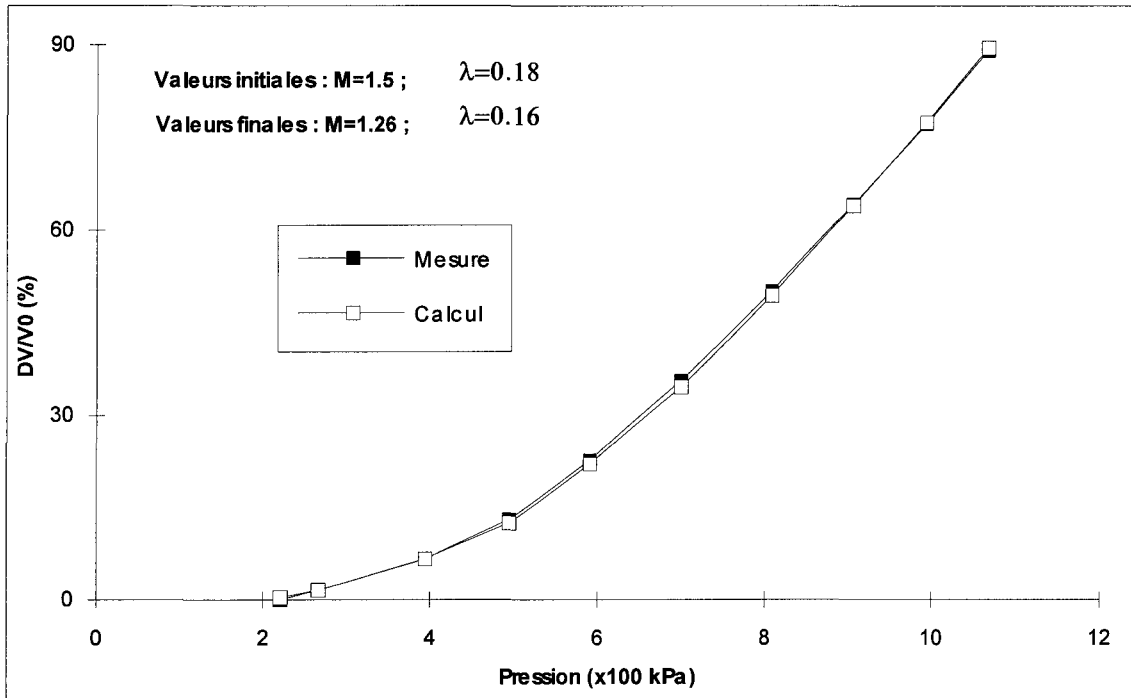
$$M=1.02 \quad \lambda=0.0805$$

Ces valeurs sont différentes de celles trouvées avec le calcul de la figure (5.5.a). Ces résultats montrent que les paramètres du modèle sont couplés et se compensent dans le calcul par optimisation.

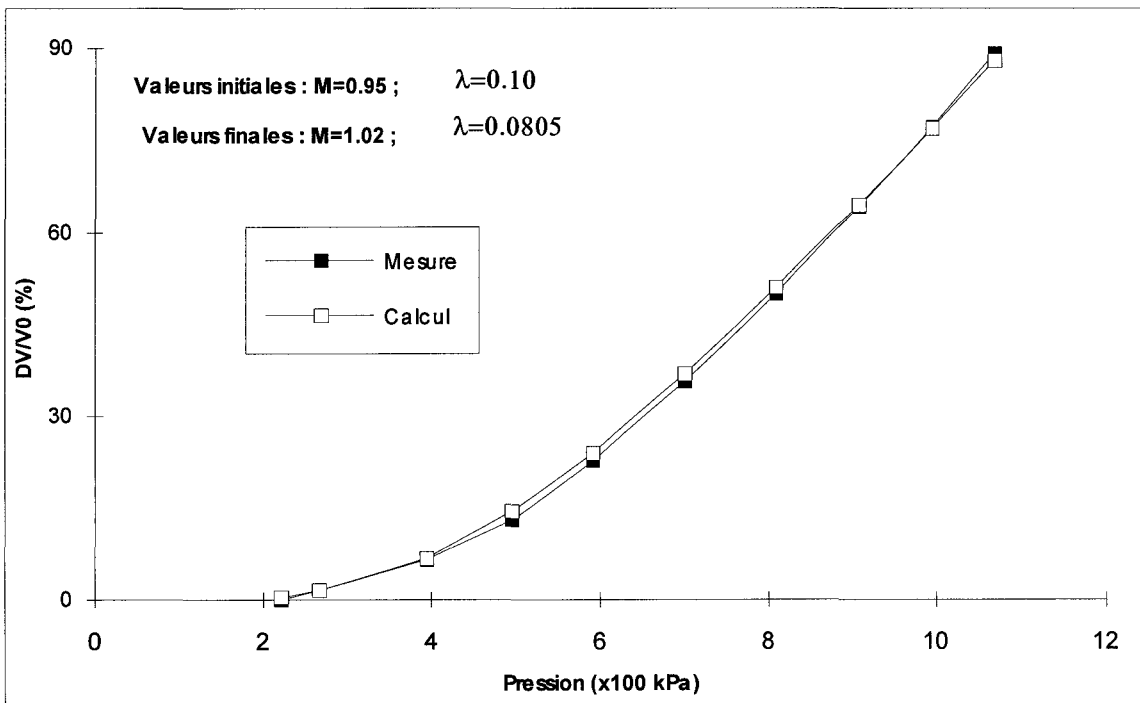
Ainsi, en fonction des valeurs affectées initialement aux paramètres recherchés, on peut obtenir des résultats totalement différents pour un même essai. Ce problème a été soulevé par Anandarajah et al (1991) qui ont utilisé les résultats d'essais pressiométriques de laboratoire pour identifier, avec la méthode de Newton, les paramètres d'un modèle de comportement basé sur le concept d'état limite.

Toutefois, on converge vers la solution, si initialement les paramètres se trouvent dans un certain intervalle qui contient la solution (Figure 5.6). En fonction du sol testé, les limites de cet intervalle peuvent être définies si l'on dispose de données complémentaires à la courbe pressiométrique. Comme pour les sables (Chapitre 4), il est nécessaire de procéder par corrélations et par approximations.





a)



b)

Fig 5.5 : Détermination des paramètres  $M$  et  $\lambda$ .

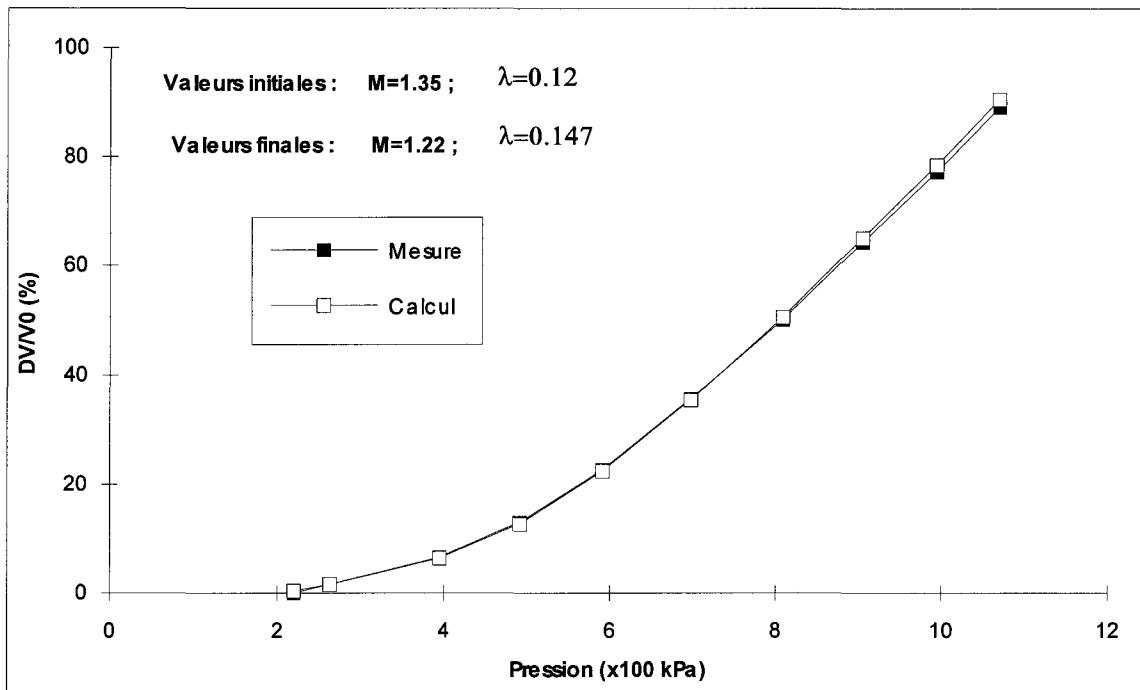


Fig 5.6 : Détermination des paramètres  $\lambda$  et  $M$ .

Pour les argiles, la solution des corrélations entre les paramètres nécessite la caractérisation des sols en laboratoire car les corrélations existantes dans la littérature relient les paramètres de comportement mécanique aux paramètres de comportement physique. Ces derniers ne peuvent être mesurés qu'en laboratoire. Ces corrélations sont en général limitées dans le sens où elles sont spécifiques à des argiles qu'on retrouve dans des sites particuliers et qui ont fait l'objet de certaines études de recherches. ces corrélations étant d'ailleurs différentes d'une argile à une autre ne peuvent pas être généralisées.

La surpression interstitielle développée au cours du chargement est un aspect qui doit être pris en compte pour identifier le comportement réel des argiles. Ce phénomène met en jeu les paramètres tels que le coefficient de perméabilité, le degrés de consolidation et la cohésion inter granulaire. Le nombre de paramètres à déterminer dans ce cas devient important, ce qui justifie pleinement la nécessité de recourir à l'exploitation des données existantes en laboratoire afin d'établir des corrélations entre ces paramètres.

## **CONCLUSION GENERALE**

L'objectif principal de ce travail de thèse est de mettre au point une méthodologie de détermination des paramètres de modèles rhéologiques des sols à partir des résultats de l'essai pressiométrique. Cette méthode est basée sur la technique de résolution des problèmes inverses associée à une technique d'optimisation avec la méthode de Newton.

Nous avons tenu à faire une recherche bibliographique pour exploiter les travaux réalisés par les différents auteurs afin de mieux cadrer notre étude. L'hypothèse des déformations planes, la prise en compte de l'effet de dilatance et de l'effet du remaniement, l'utilisation des solutions analytiques du problème d'expansion, les différentes méthodes de calcul des paramètres rhéologiques sont autant d'aspects rapportés à travers la bibliographie et largement appliqués dans la suite de notre travail. Aussi, nous avons montré à travers l'étude bibliographique que les méthodes existantes dans la littérature ne sont pas indépendantes dans le sens où il est nécessaire d'avoir recours aux essais de laboratoire pour déterminer des caractéristiques complémentaires telles que l'angle de frottement critique ou l'indice des vides, sans lesquelles le calcul de l'angle de frottement interne et de l'angle de dilatance est impossible.

La méthodologie développée a nécessité l'élaboration d'un programme de simulation numérique de l'essai pressiométrique pour intégrer les modèles élastoplastiques. La simulation numérique de l'essai pressiométrique par la méthode des éléments finis est fortement influencée par le maillage, les conditions aux limites imposées et l'étendue du domaine sollicité. Nous avons analysé l'effet de chacun de ces paramètres pour les fixer de façon à obtenir une meilleure simulation possible. Les résultats de cette étude sont résumés sous forme de recommandations directement applicables à une utilisation optimale d'un logiciel de simulation numérique de l'essai pressiométrique.

Les grandes déformations ont été introduites dans ce programme pour tenir compte des niveaux élevés de déformation atteints pendant l'expansion.

L'étude de faisabilité de la méthode d'optimisation a nécessité l'élaboration d'un programme basé sur l'algorithme de Newton. Cette étude a été appliquée pour déterminer un ou plusieurs paramètres du modèle de Mohr-Coulomb non associé, à partir d'un seul ou de plusieurs essais pressiométriques.

Ce travail a montré des difficultés pour déterminer plusieurs paramètres. Si la méthode d'optimisation est efficace pour déterminer un paramètre unique, elle mène souvent à des solutions multiples dans la détermination de plusieurs paramètres et particulièrement l'angle de frottement interne, l'angle de dilatance et le module de Young qui sont fortement couplés.

Pour surmonter ce problème, nous avons trouvé que le module de déformation élastique peut être mesuré directement à partir d'un cycle de déchargement-rechargement. En intégrant dans le programme d'optimisation la relation  $E = E_0 \left( \frac{P_0}{P_{ref}} \right)^n$ , on peut retrouver la variation du module de Young en fonction de la profondeur à partir des essais réalisés à différents points d'une couche de sol. Pour les sables, nous avons introduit un coefficient de corrélation ( $\alpha$ ) entre l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance tel que  $\psi = \alpha\phi$ . En fonction des données recueillies en laboratoire concernant les mesures de  $\phi$  et  $\psi$ , le coefficient ( $\alpha$ ) est affecté d'une certaine valeur selon que le sable est lâche, moyennement dense ou dense. A partir de là, nous avons construit une méthodologie qui intègre ces corrélations. Cette méthodologie consiste d'abord à évaluer la densité du sable à partir de la pression limite suivant le classement des sols donné par les documents techniques unifiés (DTU). Ensuite, Choisir en fonction de la pression limite la valeur de  $\alpha$  correspondante. Le processus d'optimisation fera évoluer continuellement l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance dans un rapport constant égal à  $\alpha$ .

La validation de cette méthodologie a donné des résultats satisfaisants sur le sable de Wash et le sable d'Hostun.

La même philosophie de travail a été appliquée au modèle de Cam-clay où les mêmes difficultés que pour le modèle de Mohr-Coulomb sont rencontrées. Les paramètres de plasticité  $\lambda$  et  $M$  sont fortement couplés. Dans ce cas, il est probablement possible de résoudre le problème par des corrélations entre ces paramètres et les propriétés physiques des argiles telles que les limites d'Atterberg.

Finalement pour arriver à déterminer avec précision les paramètres du sol, l'approche développée ici doit être associée aux approches classiques qui sont d'un intérêt certain pour mieux aider à cerner le comportement du sol par les compléments d'informations qu'elles donnent.

Ce travail constitue une contribution qui permet d'approcher les paramètres rhéologiques du sol mais pose quelques problèmes qui doivent être résolus par une étude statistique qui permettrait d'affiner les corrélations entre différents types de paramètres. L'élaboration d'une banque de données qui contienne les résultats d'essais de laboratoire et d'essais in-situ est primordial. Ceci permettra une connaissance de l'ordre de grandeur des paramètres recherchés. Ce qui va rendre l'utilisation des méthodes d'optimisation plus efficace afin de mieux exploiter l'essai pressiométrique et pouvoir identifier d'autres modèles plus performants.

## **Références bibliographiques :**

- Amar, S. & Jézéquel, J.F.(1972).** "Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents" Bulletin de liaison des L.P.C., N°58.
- Anandarajah, A. & Agarawal, D. (1991).** "Computer aided calibration of a soil plasticity model." Int Journ for Num and Anal Meth in Geomechanics, Vol.15, 835-856.
- Bahar, R.(1992).** "Analyse numérique de l'essai pressiométrique: application à l'identification de paramètres de comportement des sols." Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Lyon.
- Baguelin, F., Jézéquel, J.F., Le Mèe, E. & Le Méhauté, A. (1972).** "Expansion of cylindrical probes in cohesive soils." J. Soil Mech. Fdns Div. Am. Soc. Civ. Engrs 98, SM11, 1129-1142.
- Baguelin, F., Jézéquel, J.F., Shiels, D.H. (1978).** "The pressuremeter and foundation engineering." Series on rock and soil mechanics, Vol.2 (1974/77) N°4. Trans Tech Publications.
- Baguelin, F, Frank, R, Nagra, R. (1986).** "A theoretical study of pore pressure generation and dissipation around the pressuremeter." The pressuremeter and its marine applications Second International Symposium, ASTM STP 950, J-L. Briaud and J.M.E. Audibert, Eds. American Society for Testing and Materials, 1986.
- Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Robertson, P.K., Peterson, R.W. (1989).** "Interpretation of moduli from self-boring pressuremeter tests in sand." Géotechnique 39, N°2, 269-292.
- Bigoni, D & Laudiero, F. (1989).** "The quasi static finite cavity expansion in a non standard elastoplastic medium." Int. J. Mech. Sci. 31, 825-837.
- Bolton, M. D. (1986).** "The strength and dilatancy of sands." Géotechnique 36, N°.1, 65-78.
- Borsetto, M., Imperato, L., Nova, R., & Peano, A. (1983).** "Effects of pressuremeters of finite length in soft clay." Symposium International de Paris, Vol.II, 1983, 211-215.
- Boubangua, A. (1990).** "Identification de paramètres de comportement à partir de l'essai pressiométrique." Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lyon.

**Carter, J.P., Booker, J.R., and Yeung, S.K. (1986).** "Cavity expansion in cohesive frictional soil." *Géotechnique* 36, 397-424.

**Carter, J.P., Randolph, M.F., and Wroth (1979).** "Stress and pore pressure changes in clays during and after the expansion of a cylindrical cavity." *Int. Jnl. Num. Anal. Meth Geomech*, Vol.3, N°.4, 305-322.

**Cassan. M. (1978).** "Les essais in-situ en mécanique des sols : réalisation et interprétation." Tome.1, Ed. Eyrolles, Paris 1978.

**Chadwick, P. (1963).** "Compression of spherical shell of work-hardening material." *Int.J. Mech. Sci.* 5 (1963), pp 165-182.

**Charif, K. (1991).** "Contribution à l'étude des propriétés mécaniques du béton bitumineux en petites et grandes déformations." Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris, 1991.

**Chung, D.T., Horgan, C.O and Abeyaratne, R. (1986).** "The finite deformation of internally pressurized hollow cylinders and spheres for a class of compressible elastic materials." *Int. J. Solids struct.* 22. N°.12, 1557-1570.

**Colliat-Dangus, J. L. (1986).** "Comportement des matériaux granulaires sous fortes contraintes. Influence de la nature minéralogique du matériau étudié." Thèse de Doctorat. Université de Grenoble I.

**CTRE (1991).** Comité Technique Régional Européen N°4- Pressiomètres. Utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe. A.A. Balkema / Rotterdam / Brookfield.

**Dafalias, Y. F. (1987).** "An anisotropic critical state clay plasticity model. Constitutive laws for engineering materials : theory and applications." (ed. C.S. Desai, E. Krempl, P. D. Kioussis & T. Kundu), vol.1, pp.513-522. Elsevier.

**De Sousa Coutinho A.G.F. (1990).** "Radial expansion of cylindrical cavities in sandy soils: application to pressuremeter tests." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.27, 1990, 737-748.

**Documents Techniques Unifiés (DTU) 13.2. D60,** Edition 1975- Révision 1988.

"Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations." Notice Générale. Fédération Nationale du Bâtiment.

- Fahey, M., and Randolph, M.F. (1984).** "Effect of disturbance on parameters derived from self boring pressuremeter test in sand." *Géotechnique*, 34. 81-97.
- Faugeras, J.C., Gourves, R., Meunier, P., Nagura, M., Matsubara, L., Sugawara, N. (1982).** "On the various factors affecting pressuremeter test results." Symposium International. Essais en place. Volume II. Paris.
- Fawaz, A. (1993).** "Etude expérimentale et numérique du pressiomètre en milieu pulvérulent." Thèse de doctorat. Institut National Polytechnique de Grenoble, 1993.
- Fioravante, V., Jamiolokowski, R., & Lancellotta, R (1994).** "An analysis of pressuremeter holding tests." *Géotechnique* 44, N°2, 227-238.
- Flavigny (1993).** "Compilation des essais triaxiaux de révolution sur le sable d'Hostun RF." Mai 1993. Rapport interne. Institut de Mécanique de Grenoble.
- Frank, R. (1975).** "Etude théorique du comportement des pieux sous charge verticale. Introduction de la dilatance." Rapport de recherche LPC, N°46, Juillet 1975.
- Frank, R. (1983).** "Essais de chargement, de déchargement et de cisaillement en forage ou en place à l'aide d'appareils spécifiques tels que le pressiomètre, pénétromètre, scissomètre, etc." *Revue Française de Géotechnique*, Vol.23, 1983, 61-75.
- Gambin, M. (1963).** "Calcul du tassement d'une fondation profonde en fonction des résultats pressiométriques." *Sols Soils* N°7, Paris.
- Gibson, R.E. and Anderson, W.F. (1961).** "In-situ measurement of soil properties with the pressuremeter." *Civ. Enging Publ. Wks Rev.* 56, N°.658, 615-618.
- Hansen, B. (1958).** "Lines ruptures regarded as narrow ruptures zones. Basic equations based on kinematic considerations." *Proc. Conf. Earth Pressure Problems*, Brussels 1, 39-48.
- Hardin, B.O. (1963).** "Suggested methods of test for shear modulus and damping of soils by the resonant column." *ASTM, STP 479*, pp. 516-529.
- Hardin, B.O. (1978).** "The nature of stress-strain behaviour for soils." *Earthquake engineering and soil dynamics. Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division. Volume 1.* Published by American Society of Civil Engineers, New York.



- Hill, R. (1950).** "The mathematical theory of plasticity." Oxford University Press, London, 1950.
- Hughes, J.M.O., Wroth, C.P., Windle, D. (1977).** "Pressuremeter test in sands." *Géotechnique* 27 (1977), N° 4, 455-477.
- Iwasaki, T & Tatsuoka, F., (1973).** "Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading." *Soils and Foundations*, Vol.18, N° 1, pp 39-56.
- Kokusho, T., (1980).** "Cyclic triaxial test on dynamic soil properties for wide strain range." *Seventh World Conference on Earthquake Engineering*, Istanbul, Turkey, Vol.3, pp 45-60.
- Ladanyi, B., (1961).** "Etude théorique et expérimentale de l'expansion dans un sol pulvérulent d'une cavité présentant une symétrie sphérique ou cylindrique." *Annales des Travaux Publics de Belgique*, Vol.2-4, P. 1-82.
- Ladanyi, B., (1963).** "Evaluation of pressuremeter tests in granular soils." *Proc. 2nd Pan-Am. Conf. Soil Mech.* 1, 3-20.
- Ménard, L. (1956).** "An apparatus for measuring the strength of soils in place." *Thèse de Doctorat de l'Université de l'Illinois*.
- Ménard, L. (1957).** "Mesure in-situ des propriétés physiques des sols." *Annales des ponts et chaussées*, Mai-Juin 1957.
- Ménard, L. (1963).** "Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques." *Sols-Soils*, N° 5, Juin 1963, pp. 9-27.
- Ménard, L. & J, Rousseau. (1962).** "L'évaluation des tassements, tendances nouvelles." *Sols Soils* N° 1, Juin, Paris.
- Ménard, L. (1965).** "Règles pour le calcul de la force portante et du tassement des fondations en fonction des résultats pressiométriques." *6ème congrès Int. Méca Sols et Travaux de Fond.*, Montréal.
- Mokrani, L. (1991).** "Simulation physique du comportement des pieux à grande profondeur en chambre de calibration." *Thèse de Doctorat*, Institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble 1991.

- Nahra, R et Frank, R. (1986).** "Contribution numérique et analytique à l'étude de la consolidation autour du pressiomètre." Rapport de recherche du LPC, N°137, Février 1986.
- Palmer, A. C (1972).** "Undrained plane strain expansion of a cylindrical cavity in clay : a simple interpretation of the pressuremeter test." *Géotechnique* 22, N° 3, 451-457.
- Randolph, M. F. and Wroth, C. P. (1979).** "An analytical solution for the consolidation around a driven pile." *Int. Jnl. Num. Anal. Meth. Geomech.* Vol.3, N° 3, 1979, pp 217-229.
- Renould Lias, B. (1978).** "Etude du pressiomètre en milieu pulvérulent."  
Thèse de Docteur-Ingénieur. Université de Grenoble. Grenoble, 1978.
- Robertson, P. K. & Hughes, J. M. O. (1986).** "Determination of properties of sand from self-boring pressuremeter tests." 2nd International Symposium of The Pressuremeter and its Marine Applications. ASTM STP 950. Texas A & M, Philadelphia, A.S.T.M, 283-302.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N. & Thurairajah, A. (1963).** "On yielding of clays in states wetter than critical." *Géotechnique* 13, N° 3, 211-240.
- Rowe, P. W. (1962).** "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact." *Proc.R.Soc., Series A*, 269, 500-527.
- Rowe, P.(1969).** "The relation between the shear strength of sands in triaxial compression plane strain and direct shear." *Géotechnique* 19, N° 1, 75-86.
- Rowe, P.(1972).** "Stress-strain relationship for particulate materials at equilibrium."  
Proceedings of the specialty conference on the performance of earth-supported structures, Purdue University, pp 327-359. New-York : American Society of Civil Engineers.
- Stroud, M. A. (1971).** "Sand at low stress level in the simple shear apparatus."  
PhD thesis, University of Cambridge.
- Shahrour, I., Kasdi, A., Abriak, N-E. (1993).** "Etude numérique de l'essai pressiométrique et détermination des paramètres de Mohr-Coulomb." 6ème Colloque Franco-Polonnais. Douai, Septembre 1993.
- Tarantola, A. (1987).** "Inverse problem theory : Methods for data fitting and model parameter estimation." Elsevier 1987.

- Taylor, D.W. (1948).** "Fundamentals of soil mechanics" Wiley, New-York.
- Thevanayagam, S., Chameau, J.-L., Alschaeffl, A. G. (1994).** "Some aspects of pressuremeter test interpretation in clays." *Géotechnique* 44, N° 2, 319-334.
- Vaid, Y. P., Byrne, P. M. & Hughes, M. O. (1981).** "Dilation angle and liquefaction potential." *J. Geotech. Engng Div. Am. Soc. Civ. Engrs* 107, GT7, 1003-1008.
- Vermeer., De Borst. (1970).** "Non associated plasticity for soils concrete and rock." Publications in Heron.
- Vesic, A. S. (1972).** "Expansion of cavities in infinite soil mass." *J. Soil. Mech. Fdn Engng Div. Am. Soc. Civ. Engrs* 98, 265-290.
- Wilson, A.J. and Myers, P.J. (1990).** "On the finite elastostatic deformation of thin-walled spheres and cylinders." *Int.J.Solid Struct.* 26. N° 3, 369-373.
- Wroth, C. P. & Windle, D. (1975).** "Analyse of the pressuremeter test allowing for volume change." *Géotechnique* 25, N° 3, 598-610.
- Yu, H.S., and Houlsby, G.T., (1991).** "Finite cavity expansion in dilatant soils : loading analysis." *Géotechnique* 41 (1991), N° 2, pp 173-183.
- Yu, H.S. (1992).** "Expansion of thick cylinder of soils." *Computers and geotechnics* 14 (1992), 21-41.
- Zanier, F. (1985).** "Analyse numérique de l'essai pressiométrique par la méthode des éléments finis : Application au cas des sols cohérents." Thèse de Doctorat, Ecole Centrale des Arts et Manufactures, 1985.
- Zienkiewicz, O. C. (1967).** "The finite element method in structural and continuum mechanics." Mc Graw Hill, London, 1967.

# DETERMINATION DES PARAMETRES DES MODELES ELASTOPLASTIQUES A PARTIR DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

## RESUME

Compte tenu des difficultés rencontrées dans la détermination des paramètres constitutifs des sols à partir des essais de laboratoire (remaniement, faible représentativité du sol, conditions initiales, etc.), il paraît intéressant, voire indispensable de procéder à cette détermination à partir des essais in-situ. C'est dans ce cadre que se situe le présent travail qui constitue une contribution à la détermination des paramètres de modèles de comportement des sols à partir de l'essai pressiométrique. Il est présenté en deux parties.

Dans la première partie, un programme de résolution numérique du problème aux limites régissant l'essai pressiométrique a été mis au point. Une analyse numérique de cet essai est présentée pour montrer l'influence des paramètres relatifs à la modélisation par la méthode des éléments finis sur les performances de la simulation. Cette étude est conclue par des recommandations qui permettent d'avoir une bonne simulation de l'essai pressiométrique. Compte tenu du niveau de déformation atteint lors du chargement, l'hypothèse des grandes déformations a été prise en compte.

La deuxième partie consiste en l'application de l'algorithme d'optimisation de Newton à la détermination des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb non associé. Cette procédure nécessite l'utilisation des techniques de résolution des problèmes inverses et un programme de résolution direct du problème d'expansion pressiométrique. Cette étude a montré la difficulté de déterminer plusieurs paramètres et particulièrement ceux qui sont couplés. Dans ce cas, il se pose le problème d'existence de plusieurs solutions. Pour résoudre ce problème, une méthodologie a été mise au point. Celle-ci est basée sur l'intégration, dans le processus d'optimisation, de corrélations reliant les paramètres de résistance et de dilatance. La méthodologie a été validée sur le sable d'Hostun et sur le sable de Wash.

La même démarche a été appliquée pour déterminer les paramètres du modèle de Cam-Clay à partir des essais pressiométriques réalisés dans les sols argileux.

### Mots-clés :

Pressiomètre ; Modèle ; Mohr-Coulomb ; Eléments finis ; Elastoplasticité ; Grandes déformations ; Sol ; Optimisation ; Corrélation ; Cam-Clay.

