

num 20104056

T

N° d'ordre : 1564

Université des Sciences et Technologies de Lille

THESE DE DOCTORAT

Préparée au:

Laboratoire de Mécanique de Lille

URA CNRS 1441

Département Sols et Structures

ECOLE CENTRALE DE LILLE

Spécialité:
GENIE CIVIL



DEVELOPPEMENT ET VALIDATION D'UN PROGRAMME TRIDIMENSIONNEL POUR LE CALCUL DES OUVRAGES SOUTERRAINS : APPLICATION AUX TUNNELS PEU PROFONDS

B.U. LILLE 1



0 030 139498 5

Soutenu le 19 Juillet 1995 devant la commission d'examen :

- Président : Mr. J. BIAREZ (ECP)
- Rapporteurs : Mr. R. FRANK (CERMES - ENPC)
Mr. R. KASTNER (INSA de Lyon)
- Membres : Mr. J.F. SHAO (U.S.T.L.)
Mr. I. SHAHROUR , Directeur de thèse (Ecole Centrale de Lille)

AVANT - PROPOS

Ce travail a été effectué au sein du Département "Sols - Structures" du Laboratoire de Mécanique de Lille à l'Ecole Centrale de Lille sous la direction de Professeur Isam SHAHROUR directeur du département. L'aide qu'il m'a apportée, son assistance quotidienne, ses encouragements et sa confiance m'ont été d'un très grand soutien. Je tiens à le remercier vivement et l'assure de ma reconnaissance.

Monsieur J. BIAREZ, Professeur à l'Ecole Centrale de Paris m'a fait l'honneur d'accepter la présidence du jury. Je tiens à lui témoigner de mes remerciements les plus sincères.

Monsieur le Professeur R. FRANK, Directeur du CERMES (ENPC), a accepté la lourde tâche de rapporter ce travail et de me faire profiter de sa grande expérience. Je tiens à le remercier vivement.

Monsieur le Professeur R. KASTNER, Directeur du laboratoire Géotechnique de l'INSA a également accepté d'être rapporteur de cette thèse. Qu'il trouve ici l'expression de ma gratitude.

Je remercie également Monsieur J.F. SHAO, Professeur à l'Ecole Universitaire d'Ingénieurs de Lille, d'avoir accepté de participer à ce jury et me faire profiter de son expérience.

Mes remerciements ne sauraient être complets si je n'y incluais l'ensemble du personnel du Laboratoire Sols - Structures et l'ensemble de mes collègues chercheurs pour leurs remarques, leurs conseils et leur amabilité en particuliers, MM. Ali KHOSHRAVAN AZAR, Mounir ZAHER et Zoubeir LAFHAJ.

Enfin, j'adresse une pensée pleine de gratitude à ma mère et à mon épouse pour leur affection, leur aide et leur encouragement tout au long de mes études.

A ma mère, A la mémoire de mon père
A Homeira, Hamid, Hedieh et Mojdeh

SOMMAIRE

RESUME	5
INTRODUCTION GENERALE	7

CHAPITRE I

DEVELOPPEMENT D'UN PROGRAMME D'ELEMENTS FINIS TRIDIMENSIONNEL (PEC3D)

1.1.	INTRODUCTION	10
1.2.	PRESENTATION DU PROGRAMME.....	11
1.2.1.	STOCKAGE DE LA MATRICE DE RIGIDITE.....	11
1.2.2.	RESOLUTION DU SYSTEME LINEAIRE.....	15
1.2.3.	RESOLUTION DU SYSTEME NON LINEAIRE	18
1.2.4.	SIMULATION DE L'EXCAVATION	19
1.3.	VERIFICATION DU PROGRAMME	20
1.3.1.	Exemple 1: Chargement d'une cavité cylindrique	20
1.3.2.	Exemple 2: Chargement d'une fondation filante	23
1.3.3.	Exemple 3: Simulation d'un essai de déconfinement réalisé en centrifugeuse	26
1.4.	ETUDE DES METHODES DE RESOLUTION SUR DES PROBLEMES TRIDIMENSIONNELS.....	29
1.4.1.	Exemple 1 : Chargement d'une fondation.....	29
1.4.2.	Exemple 2 : Calcul tridimensionnel d'un tunnel.....	32
1.5.	CONCLUSION	35

CHAPITRE II

APPLICATION AU CALCUL TRIDIMENSIONNEL DES TUNNELS

2.1.	PRESENTATION DE L'OUVRAGE ETUDIE.....	37
2.2.	ANALYSE DES RESULTATS	39
2.3.	ETUDE PARAMETRIQUE.....	46
2.3.1.	Effet de la résistance du sol	46
2.3.2.	Influence de la hauteur de recouvrement.....	48
2.3.3.	Effet des contraintes initiales.....	48
2.3.4.	Influence de l'épaisseur d'excavation.....	51
2.4.	APPLICATION AUX ANALYSES SIMPLIFIEES	52
2.5.	CONCLUSION	54

CHAPITRE III

ETUDE DU COMPORTEMENT D'UN RIDEAU DE PALPLANCHE

3.1.	INTRODUCTION	56
3.2.	PRESENTATION DE L'EXPERIMENTATION	57
3.2.1.	Dispositif expérimental et programme de chargement	57
3.2.2.	Instrumentation	69
3.2.3.	Propriétés du sol	63
3.2.4.	Résultats.....	64
3.3.	PREDICTIONS NUMERIQUES	66
3.3.1.	Modélisation du comportement du sol	66
3.3.2.	Modélisation de l'expérimentation.....	67
3.3.3.	Résultats des prédictions.....	70
3.3.4.	Comparaison avec d'autres prédictions.....	77
3.3.5.	Etude paramétrique	80
3.5.	CONCLUSION	82

CHAPITRE IV

ANALYSE DU COMPORTEMENT D'UN PUIT PROFOND DANS LES MARNES

4.1.	INTRODUCTION	84
4.2.	DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	85
4.3.	MODELISATION DU COMPORTEMENT DE LA MARNE	87
4.3.1.	Essais réalisés en laboratoire	87
4.3.2.	Choix du modèle	89
4.3.3.	Détermination des paramètres rhéologiques	92
4.3.4.	Vérification du modèle	93
4.4.	PREVISION DU COMPORTEMENT DU PUIT	96
4.4.1.	Contraintes initiales	96
4.4.2.	Modélisation géométrique et discrétisation	96
4.4.3.	Résultats des simulations	97
4.4.4.	Simulations avec le modèle Laderock	104
4.5.	CONCLUSION	109
CONCLUSION GENERALE		110
BIBLIOGRAPHIE		112

ANNEXE A1

MOUVEMENTS DU SOL PROVOQUES PAR LE CREUSEMENT DES TUNNELS PEU PROFONDS: ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

A1.1.	TECHNIQUES DE CREUSEMENT EN TERRAIN MEUBLE.....	118
A1.1.1.	Méthode Autrichienne	118
A1.1.2.	Système à bouclier	118
A1.2.	MOUVEMENTS PROVOQUES PAR LE CREUSEMENT DES TUNNELS.....	121

A1.2.1.	Généralités	121
A1.2.2.	Les origines de la perte de sol.....	122
A1.2.3.	Perte de sol en avant du bouclier	123
A1.2.4.	Perte de sol au-dessus du bouclier	124
A1.2.5.	Perte de sol pendant la mise en place du revêtement.....	124
A1.2.6.	Perte de sol à long terme.....	126
A1.3.	METHODES D'ESTIMATION DES MOUVEMENTS DE SOLS	126
A1.3.1.	Méthodes empiriques	127
A1.3.2.	Méthodes analytiques	130
A1.3.3.	Méthodes numériques	131
A1.3.4.	Analyses bidimensionnelles.....	132
A1.3.5.	Analyses tridimensionnelles	135
A1.4.	CONCLUSION	135

ANNEXE A2	Algorithmes des méthodes de double gradient conjugué et de G.M.R.E.S.	137
------------------	---	------------

ANNEXE A3	List des prédicteurs - Expérimentation sur le rideau de palplanche	139
------------------	---	------------

RESUME

Le présent travail porte sur le développement d'un programme d'éléments finis spécifique pour le calcul tridimensionnel des ouvrages souterrains et son application à l'étude de trois types d'ouvrages : tunnel en terrain meuble, rideau de palplanche et puits profond.

La première partie comporte le développement et la vérification d'un programme de calcul par éléments finis destiné à la résolution des problèmes tridimensionnels et non linéaires posés par le creusement des tunnels dans des terrains meubles. L'originalité de ce programme réside dans l'économie apportée au niveau du calcul tridimensionnel et sa convivialité pendant les phases de préparation de jeux de données et d'exploitation des résultats.

La deuxième partie présente une application du programme développé à l'analyse du comportement tridimensionnel des tunnels peu profonds. On montre le caractère tridimensionnel des champs de déplacement et de contrainte induits par le creusement. Les résultats de ces analyses sont ensuite utilisés pour étudier la possibilité d'une application de la méthode de convergence - confinement aux tunnels peu profonds.

Dans les troisième et quatrième parties, on présente une application du programme de calcul pour la prévision du comportement d'un rideau ayant fait l'objet d'une expérimentation en vraie - grandeur à Karlsruhe et pour l'analyse du comportement d'un puits profond dans une couche de marnes qui devait faire l'objet d'une expérimentation par l'ANDRA.

ABSTRACT

In this study a three dimensional finite element program was developed for the calculation of underground structures : shallow tunnel in soft ground, sheet - pile wall and deep well.

The first part includes the development and the verification of a finite element program for predicting three dimensional movements induced by tunnelling in soft ground. The originality of this program is the economy in the three dimensional calculation and the facility of data preparation.

The second part presents an application of the program to the analysis of three dimensional behaviour of shallow tunnels. The three dimensional ground deformation is examined. The result of these analyses are used to study the possibility of an utilisation of the method of convergence - confinement for shallow tunnels.

The third and fourth parts include the prediction of the behaviour of a sheet pile wall field test in Karlsruhe and an experimental deep well in Casamance.

INTRODUCTION GENERALE

Les deux dernières décennies ont été marquées par un essor important dans la construction des ouvrages souterrains (tunnels, conduites de grande dimensions, ouvrages de stockage, parkings,...). En sites urbains, ces ouvrages sont généralement construits à faible ou moyenne profondeur dans des terrains meubles. Malgré les progrès techniques réalisés ce dernier temps, il est encore difficile de bien contrôler les mouvements des sols induits par le creusement. Compte tenu des conséquences, parfois graves, de ces mouvements pour les ouvrages avoisinantes (fissuration, instabilité,...), il est nécessaire de développer des méthodes et des outils pour leur prédiction.

La prévision du comportement d'un ouvrage souterrain est un problème ardu de la géotechnique. En effet, les mouvements sont fortement liés à la géométrie du projet, à la nature et conditions du sol et à la méthode de construction. Une bonne prédiction de ces mouvements requiert la résolution d'un problème tridimensionnel faisant intervenir de nombreux facteurs tels que le comportement non linéaire du sol, les phases de construction, l'interaction sol - structure et les conditions hydrauliques.

Compte tenu de ces difficultés, les ingénieurs et les chercheurs se trouvent devant un choix délicat : (i) simplifier le calcul en le ramenant à un problème plan équivalent qui pose de nombreuses difficultés pour les tunnels peu profonds ou (ii) utiliser des programmes spécifiques avec des moyens informatiques puissants qui restent réserver aux grands centres. Devant ces difficultés, nous avons entrepris un travail pour le développement d'un programme spécifique qui permet, grâce à des méthodes particulières de stockage de la matrice de rigidité et de résolution des systèmes linéaire et non linéaire, de réaliser ce type d'analyses sur des stations de travail d'une puissance moyenne qui sont actuellement à la portée d'un nombre croissant des bureaux d'étude et de contrôle.

Le travail réalisé est présenté en quatre chapitres. Les deux premiers sont consacrés aux tunnels dans des terrains meubles, les deux derniers comportent des applications sur d'autres types d'ouvrages: un rideau de palplanche butonné et un puits profond dans les marnes.

Le premier chapitre comporte le développement et la vérification d'un programme de calcul par éléments finis destiné à la résolution des problèmes tridimensionnels et non linéaires posés par le creusement des tunnels. L'originalité de ce programme réside dans l'économie apportée au niveau du calcul tridimensionnel et sa convivialité pendant les phases de préparation de jeux de données et d'exploitation des résultats. Après une description de ce

programme et des méthodes utilisées pour la résolution des systèmes linéaire et non linéaire, on présente les tests réalisés pour sa validation.

Le deuxième chapitre présente une application du programme développé à l'analyse du comportement tridimensionnel des tunnels peu profonds. Les effets tridimensionnels du creusement sur les champs de déplacements et de contraintes et l'influence de certains paramètres importants sont analysés. Les résultats de ces analyses sont ensuite utilisés pour étudier la possibilité d'une application de la méthode de convergence - confinement au calcul des tunnels peu profonds.

Dans le troisième chapitre nous présentons les résultats de prévision du comportement d'un rideau de palplanche qui a fait l'objet d'une expérimentation en vraie - grandeur à Karlsruhe. Après une brève présentation de cet expérimentation, on présente la méthodologie suivie pour la simulation numérique et une comparaison des résultats obtenus avec ceux de l'expérimentation. Ce chapitre est achevé par une étude de l'influence de certaines propriétés du sol sur les résultats des simulations numériques.

Le dernier chapitre comporte une analyse du comportement d'un puits profond situé dans une couche de marne. Il fait partie d'un travail réalisé avec l'ANDRA pour la validation des modèles numériques sur un ouvrage expérimental en vraie - grandeur. Après une description de l'ouvrage et du modèle utilisé, on présente les résultats de nos simulations. Ces résultats sont ensuite comparés à ceux obtenus avec le modèle Laderock développé pour les roches.

En annexe A1, nous avons présenté une analyse des techniques de creusement de tunnels, des mouvements des sols induits par ce creusement et des méthodes utilisées pour la prévision des tassement dus aux tunnels peu profonds.

CHAPITRE I

**DEVELOPPEMENT D'UN PROGRAMME
D'ELEMENTS FINIS TRIDIMENSIONNEL
(PEC3D)**

CHAPITRE I :

DEVELOPPEMENT D'UN PROGRAMME D'ELEMENTS FINIS TRIDIMENSIONNEL (PEC3D)

Ce chapitre comporte le développement et la vérification d'un programme de calcul par éléments finis destiné à la résolution des problèmes tridimensionnels et non linéaires posés par le creusement de tunnels dans des terrains meubles. L'originalité de ce programme réside dans l'économie apportée au niveau du calcul tridimensionnel et sa convivialité pendant les phases de préparation de jeux de données et d'exploitation des résultats. Après une description de ce programme et des méthodes utilisées pour la résolution des systèmes linéaire et non linéaire, on présente la vérification et les capacités de ce programme à travers trois exemples. Enfin les différentes méthodes de résolution seront comparées sur des problèmes tridimensionnels.

1.1. INTRODUCTION

La prédiction des tassements induits par le creusement de tunnels construits dans des terrains meubles constitue un problème ardu de la géotechnique. En effet, une bonne prédiction de ces tassements requiert la résolution d'un problème tridimensionnel faisant intervenir de nombreux facteurs tels que le comportement non linéaire du sol, les phases de construction, l'interaction sol - revêtement et les conditions hydrauliques du terrain.

Des observations in situ et des analyses théoriques montrent que le champ de déplacement au voisinage du front de taille est tridimensionnel. Ces mouvements peuvent être très importants si le front de taille n'est pas suffisamment stable. Dans ces cas, une analyse bidimensionnelle n'est plus valable et on doit avoir recours à un calcul tridimensionnel souvent non linéaire.

Vu la complexité et le coût des calculs tridimensionnels, peu de travaux de modélisation y ont été consacrés. Parmi ces travaux, on peut citer ceux de Kasali et Cloug (1982) qui ont effectué une modélisation tridimensionnelle du creusement par bouclier. Dans cette modélisation, le comportement du sol a été décrit par un modèle de type élastique linéaire. Plus récemment, Lee et Row (1990) ont effectué une modélisation tridimensionnelle d'un

tunnel en terrains argileux dont le comportement a été décrit par un modèle élastique parfaitement plastique.

Les grandes difficultés avec des calculs tridimensionnels des tunnels résident dans le temps et le coût de calcul qui sont très élevés. Le problème se situe dans le stockage et le maniement d'une très grande quantité de données. Compte tenu de ces difficultés, les ingénieurs et les chercheurs se trouvent devant un choix délicat : (i) simplifier le calcul en le ramenant à un problème plan équivalent qui pose de nombreuses difficultés pour les tunnels peu profonds ou (ii) utiliser des programmes spécifiques avec des moyens informatiques puissants qui restent réservés aux grands centres.

Devant ces difficultés, nous avons entrepris un travail pour le développement d'un programme spécifique qui permet, grâce à des méthodes particulières de stockage de la matrice de rigidité et de résolution des systèmes linéaire et non linéaire, de réaliser ce type d'analyses sur des stations de travail d'une puissance moyenne.

1.2. PRESENTATION DU PROGRAMME

Le programme a été construit à partir du code de calcul par éléments finis PECPLAS (Shahrour, 1992) qui permet de prendre en compte des aspects particuliers des problèmes posés en géotechnique tels que le comportement non linéaire du sol, le couplage fluide - squelette, l'interaction sol - structure et l'évolution de la géométrie au cours du chargement. L'extension de ce programme au calcul tridimensionnel a nécessité des développements particuliers pour le stockage de la matrice de rigidité et la résolution des systèmes linéaire et non linéaire. Nous allons ci - après décrire brièvement ces aspects.

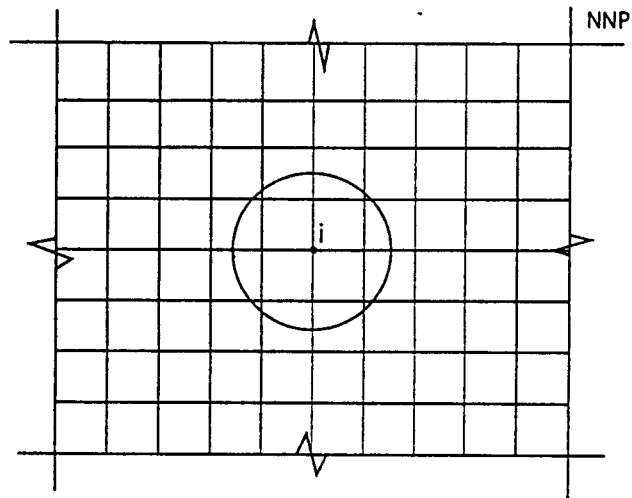
1.2.1. STOCKAGE DE LA MATRICE DE RIGIDITE

Dans les programmes de calcul par éléments finis, on procède généralement au stockage de la matrice de rigidité par la technique de lignes de ciel qui permet d'apporter une économie importante au niveau de la place mémoire et du temps de résolution (Dhatt et Touzot, 1981). Cependant, dans le cas des problèmes tridimensionnels, cette technique conduit à des matrices de rigidité à largeur de bandes importante et contenant un nombre très élevé de termes nuls (Papadrakasis 1993). Considérons la matrice de rigidité d'une structure dont le maillage est illustré dans la figure 1.1a. On peut noter que le stockage de la i ème ligne de cette matrice par la méthode de lignes de ciel requiert une place mémoire $PM_{i\text{ligne}} = [2 * (NNP + m) + 1]$

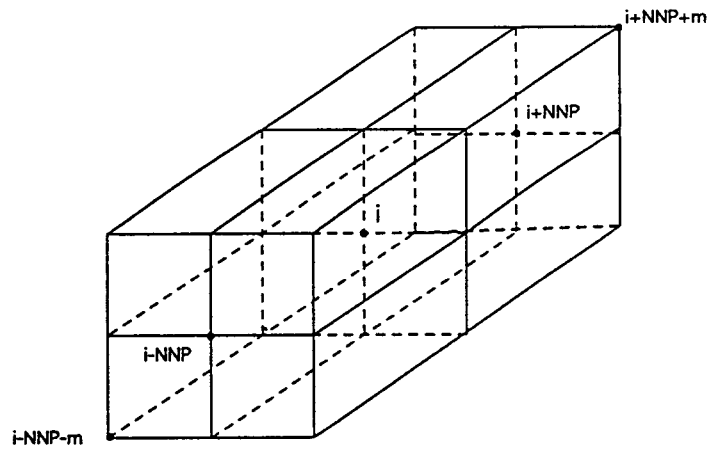
(NNP est le nombre de degrés de liberté dans une section, le paramètre m dépend de la méthode de numérotation des noeuds dans la section). Une analyse de la connexion du i ème noeud (figure 1.1b) montre que parmi les termes de la i ème ligne stockés par la méthode de lignes de ciel, seuls 27 sont différents de zéro. Pour un maillage où la section est discrétisée en 10×10 éléments à 4 noeuds, le rapport entre les termes non nuls et ceux stockés par la méthode de ligne de ciel est de l'ordre de 10%, ce qui est très faible. La figure 1.2 montre pour un exemple type (maillage tridimensionnel généré à partir d'un maillage 2D comportant $N \times N$ éléments) l'évolution de ce rapport en fonction de la largeur de bande. On peut constater que le pourcentage des termes non nuls décroît considérablement et il est moins de 5% quand la largeur de bande devient importante.

Le programme développé au cours de ce travail est basé sur la conservation des termes non nuls de la matrice de rigidité ce qui permet une économie substantielle de la place mémoire et du temps de calcul. Une matrice auxiliaire est utilisée pour repérer la position des éléments non nuls lors des opérations d'assemblage et de résolution du système linéaire. Il faut noter que dans cette méthode, la numérotation des noeuds n'a pas d'effet sur la taille de la place mémoire occupée par la matrice de rigidité.

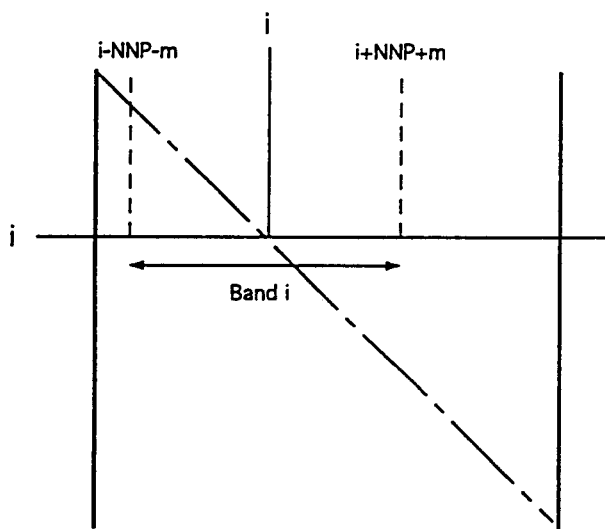
Dans cette méthode, les coefficients non nuls de la matrice de rigidité sont stockés, dans un tableau unidimensionnel de taille NRGN. Afin de pouvoir définir la correspondance entre ce tableau et la matrice de rigidité, on définit deux autres tableaux unidimensionnels : le tableau "NCOL" de taille NRGN et le tableau "NLIG" de taille N (N est le nombre total de degré de liberté). Le tableau NCOL contient les numéros des colonnes sur lesquelles se trouvent les coefficients de la matrice de rigidité, stockés dans le même ordre que les termes de la matrice de rigidité. Les coefficients du tableau NCOL sont donc des entiers pouvant varier de 1 à NRGN. Le tableau NLIG permet de repérer les numéros de lignes des termes de la matrice de rigidité. Par exemple NLIG(i) donne l'indice du premier coefficient non nul de la ligne " i " de la matrice de rigidité. Le nombre de coefficients non nuls se trouvant sur cette ligne est égal à $[NLIG(i+1) - NLIG(i)]$.



(a) Maillage dans le plan



(b) Connexion avec le noeud i



(c) Matrice de rigidité

Figure 1.1 : Repérage d'un noeud dans la matrice de rigidité

Pour illustrer cette méthode, considérons la matrice de rigidité :

$$R = \begin{bmatrix} 1 & 3 & 0 & -4 & 0 & 0 & 2 \\ -3 & 2 & 0 & 0 & 0 & 3 & 0 \\ 0 & 0 & 5 & 0 & -2 & 0 & 1 \\ 2 & 0 & 0 & 4 & 0 & 3 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 6 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & -3 & 0 & 4 & 0 \\ 4 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 6 \end{bmatrix}$$

Cette matrice contient 21 termes non nuls. Elle peut être stockée sous la forme :

$$RGN = (1,3,-4,2, -3,2,3, 5,-2,1, 2,4,3, -1,6, 1,-3,4, 4,-1,6)$$

$$NCOL = (1,2, 4,7, 1,2,6, 3, 5,7, 1,4,6, 3,5, 2, 4,6, 1, 3,7)$$

$$NLIG = (1, 5, 8, 11, 14, 16, 19)$$

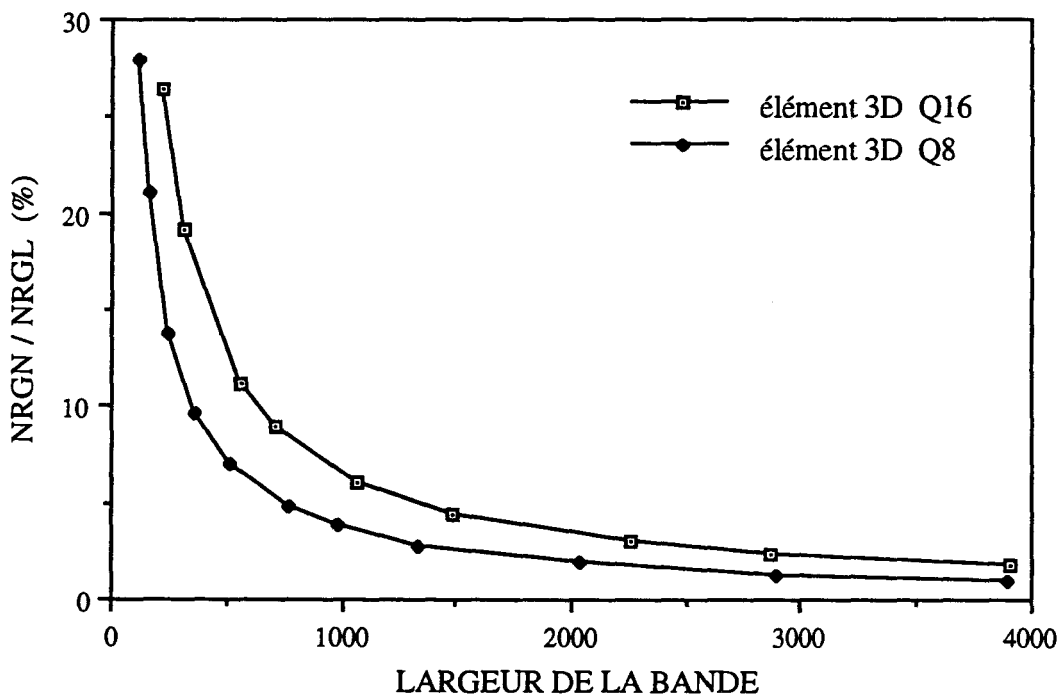


Figure 1.2 : Evolution des termes non nuls de la matrice de rigidité

NRGN : Stockage des termes non nuls

NRGL : Stockage en lignes de ciel

(Maillage 3D généré à partir d'un maillage 2D en $N \times N$ éléments)

1.2.2. RESOLUTION DU SYSTEME LINEAIRE

La discrétisation par éléments finis requiert la résolution d'un système linéaire. Pour un problème tridimensionnel de taille moyenne ($n \approx 10000$), le rapport entre le temps consacré à la résolution du système linéaire et le temps total du calcul est de l'ordre de 90% pour un calcul linéaire et de 75% pour un calcul non linéaire. La résolution du système linéaire est donc un facteur important qui conditionne l'efficacité du calcul.

Les méthodes de résolution des systèmes linéaires sont de deux types : les méthodes directes et les méthodes itératives. Les méthodes itératives sont généralement préférées pour les systèmes de grande taille (Papadrakasis 1993, Mandel 1993, Angelier et al. 1989). Ceci est dû à deux aspects :

(i) Les méthodes directes nécessitent un stockage important car au cours de la résolution les termes nuls se trouvant dans la bande peuvent changer de valeurs.

(ii) Ces méthodes génèrent des erreurs d'arrondi qui peuvent être importantes.

Les méthodes itératives sont bien adaptées pour la résolution des systèmes linéaires de grande taille à matrice creuse. Elles permettent un important gain en place mémoire, par rapport aux méthodes directes. Elles peuvent limiter de manière sensible les erreurs d'arrondi, ou du moins les prendre en compte. En plus avec la technique utilisée pour le stockage de la matrice de rigidité dans notre programme, il est évident que les méthodes itératives s'imposent.

En général les méthodes itératives peuvent être classées en trois catégories : les méthodes de décomposition, les méthodes de descente et les méthodes Petrov - Galerkin - Krylov (P.G.K).

Les méthodes de décomposition

S'agissant de résoudre un système linéaire de taille "n" : $A \cdot x = b$, le principe général de ces méthodes est de décomposer la matrice A sous la forme:

$$A = M - N$$

où M est une matrice qu'on peut inverser facilement. Le système linéaire initial s'écrit alors sous la forme:

$$M \cdot x = N \cdot x + b$$

On constate que la résolution du système linéaire, revient à la recherche du point fixe :

$$x = f(x)$$

où $f(x) = M^{-1} N \cdot x + M^{-1} b$

Les méthodes de décomposition les plus connues sont les méthodes de Jacobi, de Gauss-Seidel et de relaxation.

Les méthodes de descente

Ces méthodes reposent sur le principe de minimisation d'une fonctionnelle, dont le minimum coïncide avec la solution du système linéaire. Elles sont appelées ainsi, car le problème de minimisation est résolu par descentes successives sur les courbes de niveaux de la fonctionnelle. Définissons une fonctionnelle sous la forme :

$$E(x) = \frac{1}{2} x^t A x - x^t b$$

Le minimum de cette forme correspond à :

$$\nabla E(x) = \frac{\partial E(x)}{\partial x} = Ax - b = 0 \Rightarrow x = A^{-1} b$$

Les méthodes de descente conduisent au système itératif :

$$x^{(k+1)} = x^{(k)} + \alpha^{(k)} p^{(k)}$$

où $p^{(k)}$ est une direction au point $x^{(k)}$ pour $E(x)$ et $\alpha^{(k)}$ est un scalaire dont la valeur reste à définir.

La méthode de descente la plus connue est la méthode de gradient conjugué. Dans cette méthode, on choisit la direction $P^{(k+1)}$ tel que :

$$P^{(k) t} A P^{(k+1)} = 0$$

On montre que c'est la direction qui minimise au mieux la forme quadratique E .

La méthode de gradient conjugué s'applique pour des matrices symétriques définies positives. Dans le cas des modèles élastoplastiques non associées qui donnent lieu à des systèmes non symétriques, on peut utiliser la méthode de double gradient conjugué dont l'algorithme est donné en Annexe A2.

Les méthodes Petrov - Galerkin - Krylov (P.G.K)

Ces méthodes peuvent être classées en deux catégories :

- Les méthodes de type Galerkin, dont le principe est d'annuler le résidu du système au sens "faible" de Galerkin (imposer au résidu d'être orthogonal à un certain espace vectoriel, l'espace de Krilov). Ces méthodes s'appliquent aux systèmes à matrices symétriques définies positives. Elles sont difficilement généralisables à des matrices quelconques puisqu'elles ne présentent aucune propriété d'optimisation.

- Les méthodes d'optimisation, dont le principe est de minimiser le résidu du système sur un espace vectoriel (l'espace de Krilov). Ces méthodes peuvent être généralisées à des matrices quelconques grâce à la propriété d'optimisation. La plus connue est la méthode G.M.R.E.S. dont l'algorithme est donné en Annexe A2.

Nous avons introduit trois méthodes dans le programme développé : Gauss-Seidel avec relaxation, Gradient conjugué et G.M.R.E.S. Dans la section réservée aux applications, nous allons étudier la performance de ces méthodes.

1.2.3. RESOLUTION DU SYSTEME NON LINEAIRE

La résolution des problèmes non linéaires peut être effectuée avec la méthode de Newton Raphson qui utilise la matrice de rigidité tangente ou la méthode de Newton-Raphson modifiée qui utilise la matrice de rigidité initiale. La dernière méthode est basée sur un calcul itératif pour annuler les forces résiduelles. La dernière méthode est préférée à la première si on travaille avec les méthodes de résolution directes pour les systèmes linéaires (Schad, 1985). En effet, à chaque itération, on résout simplement deux systèmes linéaires à matrice triangulaire. L'utilisation des méthodes itératives nécessite à chaque itération la résolution d'un système complet d'où la nécessité de minimiser le nombre d'itérations. En effet, avec ces méthodes les coûts d'une itération et d'un incrément sont du même ordre de grandeur. Du fait que la méthode de Newton-Raphson converge plus rapidement que la méthode de Newton-Raphson modifiée, elle a été adoptée dans notre programme. Des techniques pour l'accélération de la convergence peuvent être utilisées pour améliorer les performances de cette méthode. Dans notre programme, une option d'accélération de la convergence a été introduite. Elle est basée sur la détermination de la matrice de rigidité tangente au milieu de l'incrément de chargement (méthode de Runge - Kutta d'ordre 2) (Figure 1.3).

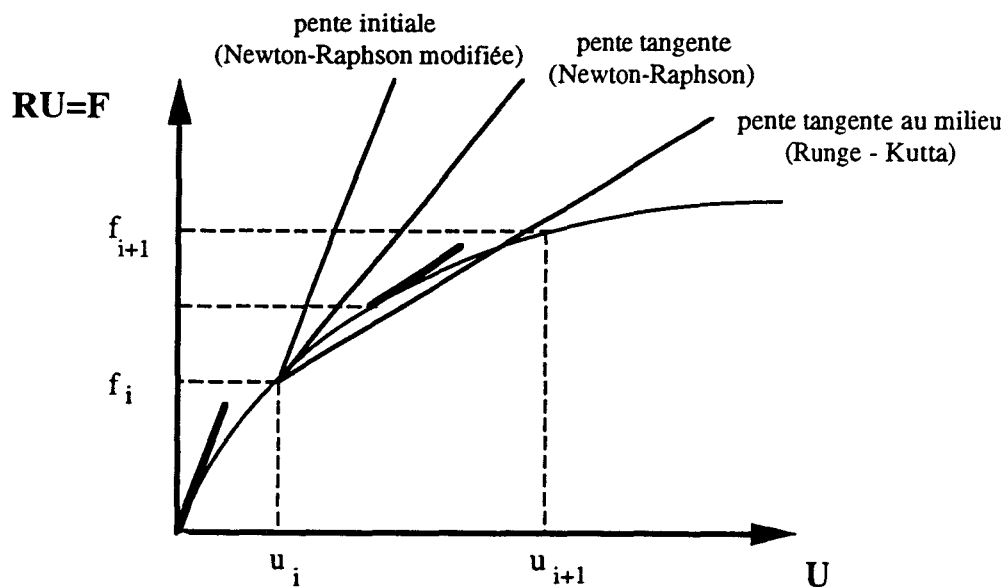


Figure 1.3 : Accélération de la convergence en utilisant la méthode de Runge - Kutta

1.2.4. SIMULATION DE L'EXCAVATION

La simulation de l'excavation peut être effectuée par application de forces libérées par celle-ci. Du fait que l'excavation modifie la géométrie du domaine traité, il est nécessaire d'utiliser un schéma de calcul incrémental pour la résolution.

Dans le programme (PEC3D), les forces induites par l'excavation sont déterminées à partir de l'équilibre global par la différence entre les forces totales appliquées (poids propre, forces de surface, pression d'eau,..) et les forces aux noeuds équivalentes aux contraintes avant excavation :

$$\Delta F = F^i - \int_{V_i} {}^t B \sigma^{i-1} dV$$

F^i et V_i désignent respectivement le vecteur des forces totales appliquées et le volume du domaine à l'incrément actuel (i), σ^{i-1} représente le champ de contraintes à la fin de l'incrément précédent et B est la matrice de déformation.

1.3. VERIFICATION DU PROGRAMME

Dans cette section, on présente des tests de validation du programme (PEC3D). Ces tests ont été effectués sur des exemples pour lesquels on dispose de solutions analytiques, numériques ou expérimentales. Du fait que les exemples présentés dans cette section sont plans, ils ont été traités avec le programme PEC3D en considérant une seule division dans la troisième direction.

1.3.1. Exemple 1: Chargement d'une cavité cylindrique

Cet exemple concerne le calcul d'une cavité cylindrique soumise à une pression interne. Le comportement du matériau constitutif est décrit par le modèle élastoplastique de Von Mises.

La géométrie, le maillage et les caractéristiques mécaniques du sol sont montrés dans la figure 1.4a. Le maillage comporte 12 éléments hexaédriques à 16 noeuds et 102 noeuds. Le nombre de degrés de liberté total est de 168.

Les méthodes utilisées pour la résolution des système linéaire et non linéaire ont donné les mêmes résultats. La figure 1.4b illustre une comparaison entre la solution analytique et les résultats numériques. On constate un bon accord entre ces résultats.

Le tableau 1.1a récapitule le nombre d'itérations et le temps de calcul nécessaires pour la résolution du système linéaire avec les différentes méthodes. On constate que la méthode de gradient conjugué converge rapidement, en particulier pour les hauts niveaux de plastification. Cependant, dans cet exemple, elle n'est pas compétitive avec la méthode directe parce que le nombre d'équations est faible (168).

Le nombre d'itérations effectuées pour assurer la convergence du système non linéaire est montré dans le tableau 1.1b pour les différentes méthodes : Newton-Raphson modifiée , Newton-Raphson et Newton-Raphson avec accélération (Runge - Kutta). La tolérance de convergence était fixée à 0,001. On peut noter que la méthode de Newton-Raphson permet de réduire d'une manière très importante le nombre d'itérations nécessaires pour la résolution du système non linéaire.

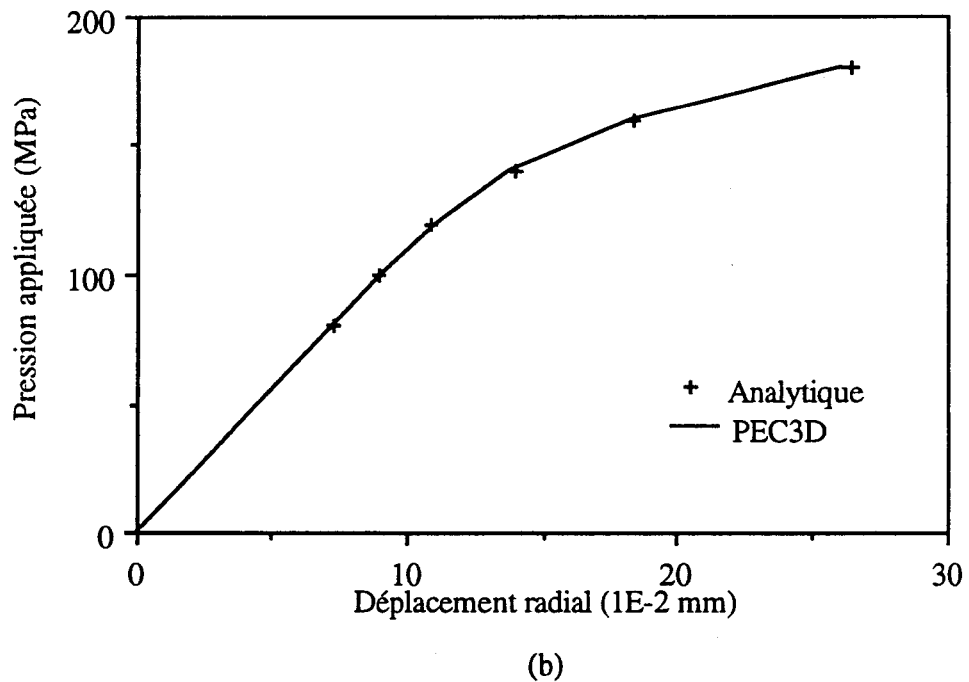
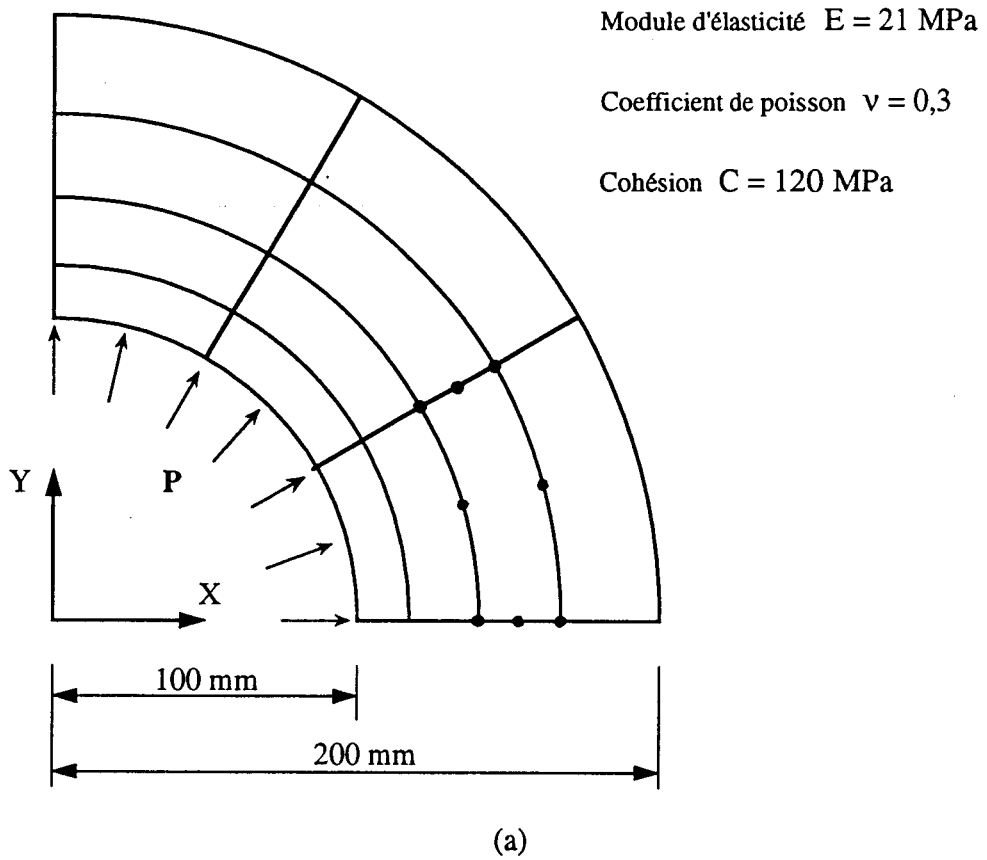


Figure 1.4 : Validation du programme sur le calcul d'une cavité cylindrique
a) maillage utilisé et caractéristiques mécaniques
b) résultats obtenus : Evolution du déplacement au bord de la cavité en fonction de la pression

Incrément	Pression (MPa)	Gauss Seidel w=1,7	GMRES m=10	Gradient conjugué	Méthode directe (Gauss)
1	100	1401	53	54	
2	120	1207	53	62	
3	140	2127	71	64	
4	160	3555	86	67	
5	180	8869	137	80	
6	190	>10000	506	110	
temps de calcul	-	17',50"	5',41"	0',36"	0',22"

(a)

Incrément	Pression (MPa)	Newton-Raphson modifiée	Newton-Raphson	Runge Kutta
1	100	1	1	1
2	120	10	3	3
3	140	15	2	2
4	160	25	3	2
5	180	52	4	3
6	190	176	4	3

(b)

Tableau 1.1

a) Nombre d'itérations pour la résolution du système linéaire

b) Nombre d'itérations pour assurer la convergence du calcul

1.3.2. Exemple 2: Chargement d'une fondation filante

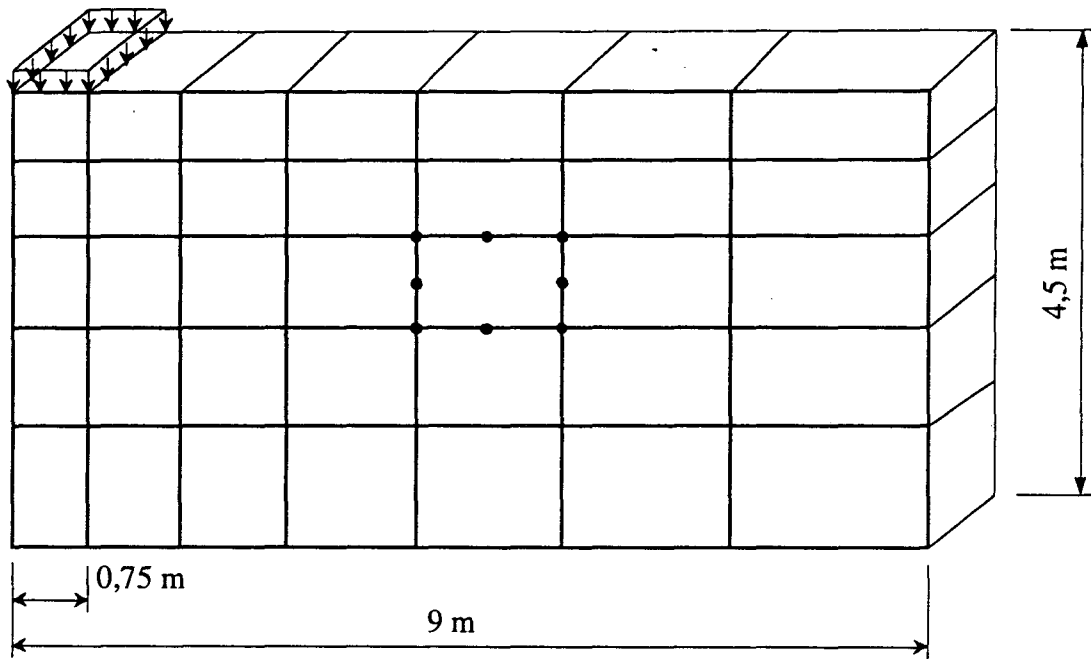
Cet exemple concerne une semelle filante soumise à un chargement uniforme qui a été traité par Desai et Siriwardane (1984). Le comportement du sol est décrit à l'aide d'un modèle élastique parfaitement plastique basé sur le critère de Drucker-Prager. Le sol est supposé non pesant.

La géométrie, le maillage et les caractéristiques mécaniques du sol sont montrés dans la figure 1.5a. Le maillage comporte 35 éléments hexaédriques à 16 noeuds et 260 noeuds. Le nombre de degrés de liberté est de 446.

La figure 1.5b illustre une comparaison entre les résultats numériques obtenus par Desai et Siriwardane (1984) et par le programme PEC3D. On constate un bon accord entre ces résultats.

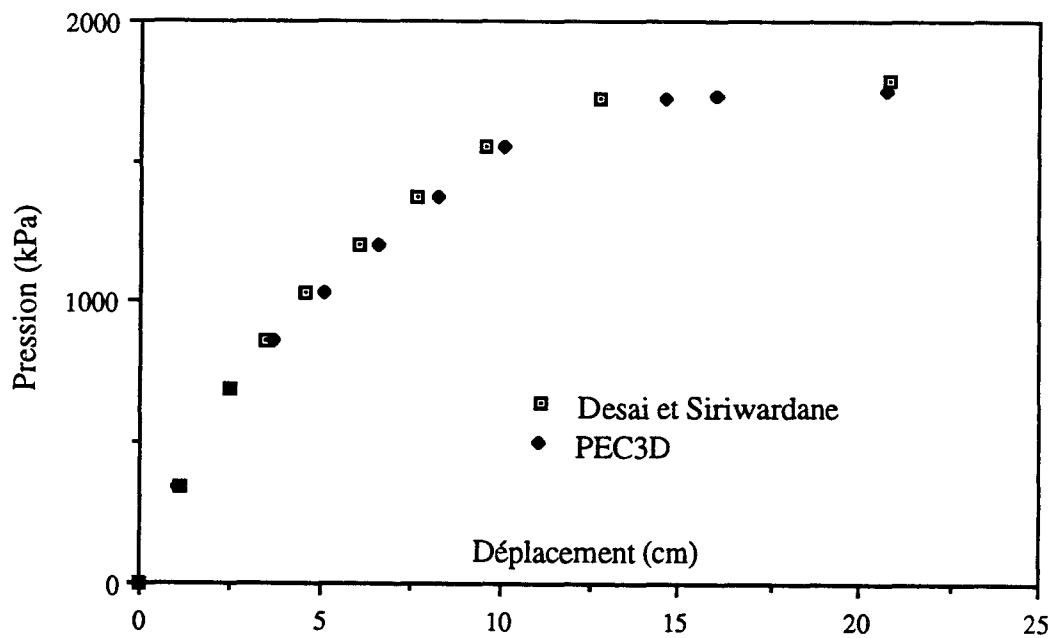
Le tableau 1.2a récapitule le temps de calcul et le nombre d'itérations effectuées pour la résolution du système linéaire. On constate que la méthode de gradient conjugué converge rapidement par rapport aux autres méthodes en particulier pour les hauts niveaux de plastification. Mais, elle n'est pas encore compétitive avec la méthode directe parce que le nombre d'équations dans cet exemple n'est pas très élevé.

Le nombre d'itérations effectuées pour assurer la convergence du système non linéaire est donné dans le tableau 1.2b pour les différentes méthodes. La tolérance sur la norme de convergence a été fixée à 0,001. On peut observer que la méthode de Newton-Raphson réduit d'une manière très importante le nombre d'itérations pour la résolution du système non linéaire. L'utilisation de la méthode de Runge - Kutta permet de réduire le nombre d'itérations pour certains incréments.



$E = 68950 \text{ kPa}$ $\nu = 0,3$
 $C = 103 \text{ kPa}$ $\phi = 20^\circ$

(a)



(b)

Figure 1.5 : Validation du programme sur le calcul d'une fondation filante
 a) maillage utilisé et caractéristiques mécaniques
 b) résultats obtenus : Evolution du déplacement au centre de la fondation avec la pression

Incrément	Pression (MPa)	Gauss Seidel w=1,7	GMRES m=10	Gradient conjugué	Méthode directe (Gauss)
1	345	266	42	93	
2	517	209	40	104	
3	690	183	48	106	
4	862	193	63	105	
5	1034	242	66	107	
6	1207	256	72	109	
7	1379	258	72	116	
8	1551	426	110	134	
9	1724	590	544	159	
10	1738	8115	>1000	246	
11	1751	>10000	>1000	268	
12	1758	>10000	>1000	308	
temps de calcul	-	2h,11'	3h,24'	16',25"	13',10"

(a)

Incrément	Pression (MPa)	Newton-Raphson modifiée	Newton-Raphson	Runge Kutta
1	345	1	1	1
2	517	19	3	3
3	690	33	5	3
4	862	66	8	3
5	1034	105	8	3
6	1207	129	8	4
7	1379	150	7	4
8	1551	209	7	4
9	1724	998	6	5
10	1738	>1000	4	4
11	1751	>1000	5	5
12	1758	>1000	11	11

(b)

Tableau 1.2

a) Nombre d'itérations pour la résolution du système linéaire et temps de calcul

b) Nombre d'itérations pour assurer la convergence du calcul

1.3.3. Exemple 3: Simulation d'un essai de déconfinement réalisé en centrifugeuse

Cet exemple concerne la simulation d'un essai de déconfinement d'un tunnel réalisé en centrifugeuse (Chambon 1990). L'essai comportait deux phases. Une application progressive du poids propre du sol accompagnée d'une augmentation de la pression dans la cavité, et une diminution de la pression dans la cavité jusqu'à la rupture.

Le comportement du sol a été décrit par un modèle élastique parfaitement plastique avec un critère de type Mohr - Coulomb. L'identification des paramètres a été effectuée à partir des essais triaxiaux réalisés à l'IMG sur le sable de Fontainebleau à des pressions de confinement de 50, 100 et 150 kPa. Les valeurs des paramètres sont données dans le tableau 1.3. Le maillage de la section du tunnel comportait 116 éléments à huit noeuds (Figure 1.6). Du fait que l'essai a été réalisé en déformation plane, le maillage comportait une seule division dans la direction de l'axe du tunnel.

E (kPa)	ν	C (kPa)	ϕ (°)	ψ (°)	γ (kN/m ³)
40000	0.33	0,0	39	14	15,5

Tableau 1.3 : Paramètres utilisés pour la simulation de l'essai en centrifugeuse

Le calcul a été effectué en sept incréments. Le nombre d'itérations effectuées pour assurer la convergence (avec une tolérance sur la force résiduelle = 0,001) est montré dans le tableau 1.4. On constate que la méthode de Newton Raphson réduit d'une manière très importante le nombre d'itérations. L'actualisation de la matrice de rigidité au milieu de l'incrément apporte une amélioration sensible à cette méthode.

Les figures 1.7a et 1.7b illustrent une comparaison entre les résultats expérimentaux et de simulation. On peut constater que le modèle adopté donne une bonne prédiction de la charge limite. Cependant, il surestime le déplacement en début du chargement, mais le sous-estime par la suite.

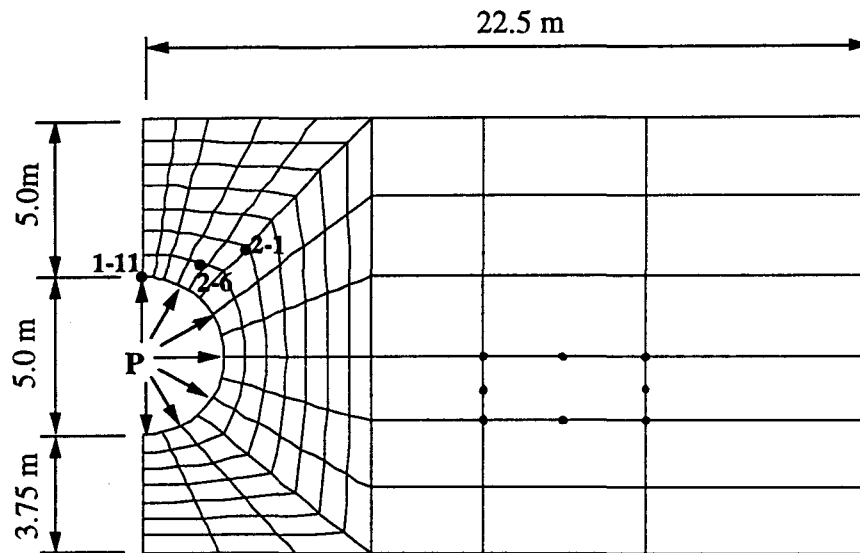
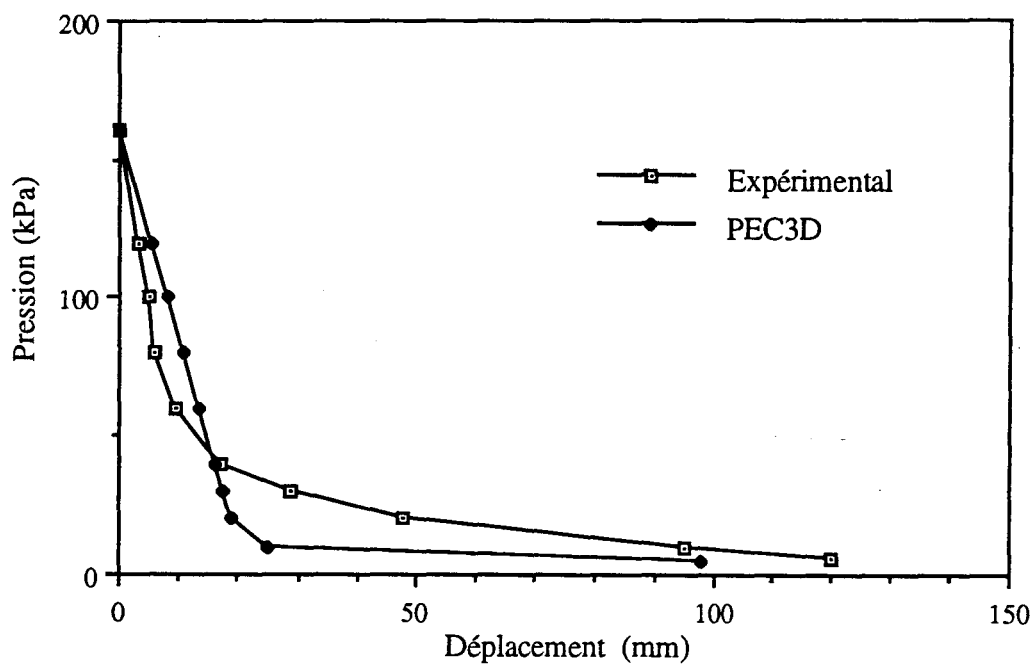


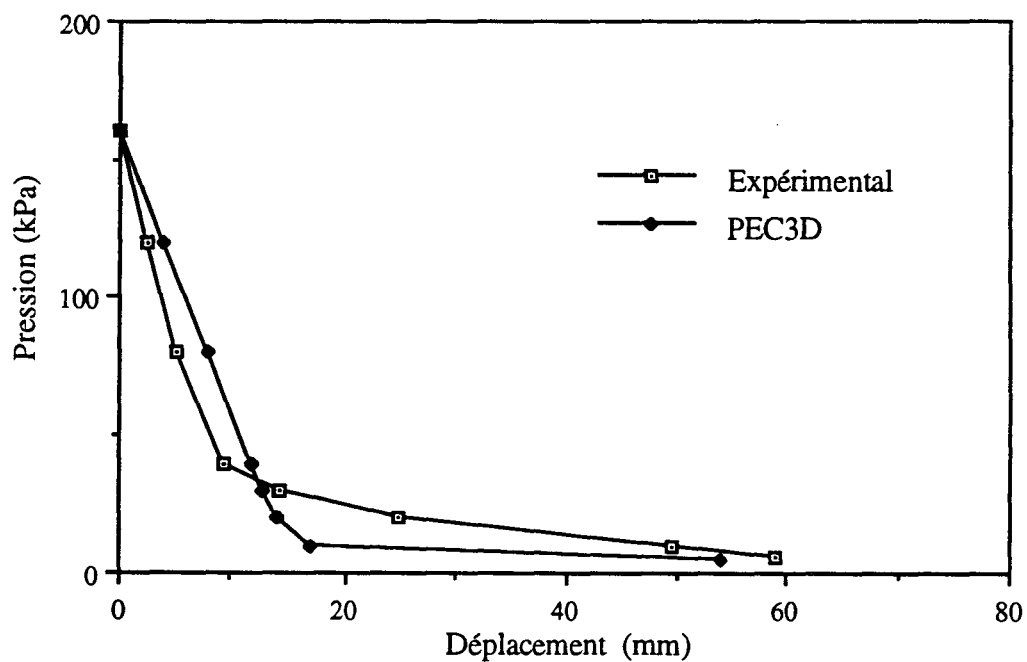
Figure 1.6 : Maillage de la section du tunnel

Pression dans la cavité (kPa)	Newton-Raphson modifiée	Newton-Raphson	Runge-Kutta
140	58	8	3
100	73	3	5
60	69	3	2
40	68	7	2
20	77	6	6
10	296	12	7
5	+1000	-	-

Tableau 1.4 : Simulation de l'essai en centrifugeuse
Nombre d'itérations pour assurer la convergence du calcul



(a) Déplacement vertical au point 1-11



(b) Déplacement vertical au point 2-6

Figure 1.7 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et de simulation

1.4 ETUDE DES METHODES DE RESOLUTION SUR DES PROBLEMES TRIDIMENSIONNELS

Dans cette section on présente deux applications tridimensionnelles du programme. Elles ont été réalisées dans le but d'une confrontation entre les différentes méthodes de résolutions sur des problèmes de taille moyenne.

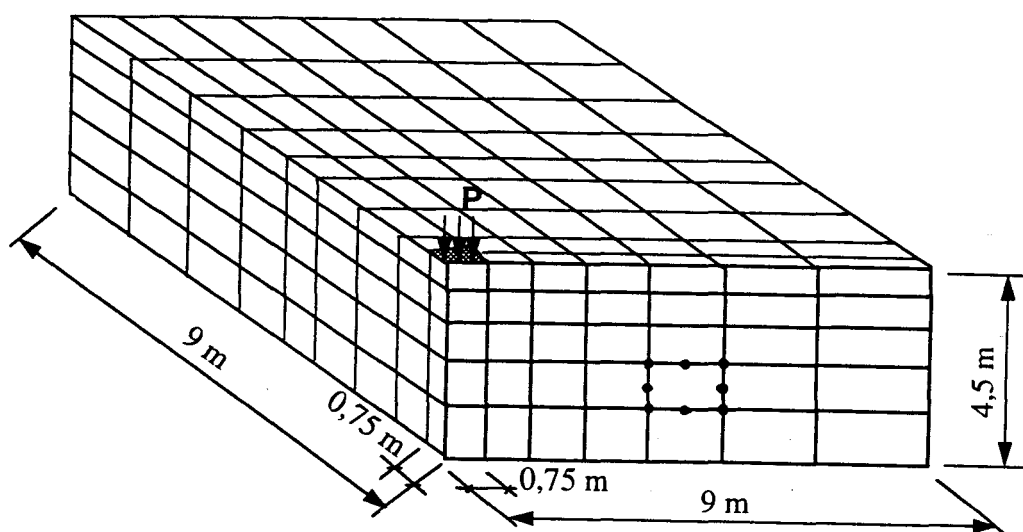
1.4.1. Exemple 1: Chargement d'une fondation

Le premier exemple consiste dans l'application d'un chargement uniforme sur une fondation. Le comportement du sol est décrit à l'aide d'un modèle élastique parfaitement plastique basé sur le critère de Drucker-Prager. Le sol est supposé non pesant.

Le maillage tridimensionnel et les caractéristiques mécaniques du sol sont montrés dans la figure 1.8a. Le maillage comporte 315 éléments hexaédriques à 16 noeuds et 1300 noeuds. Le nombre de degrés de liberté est de 3270. Pour cet exemple, la place mémoire occupée par la matrice de rigidité est de 347000 soit 15% de celle utilisée par un stockage avec la méthode de lignes de ciel.

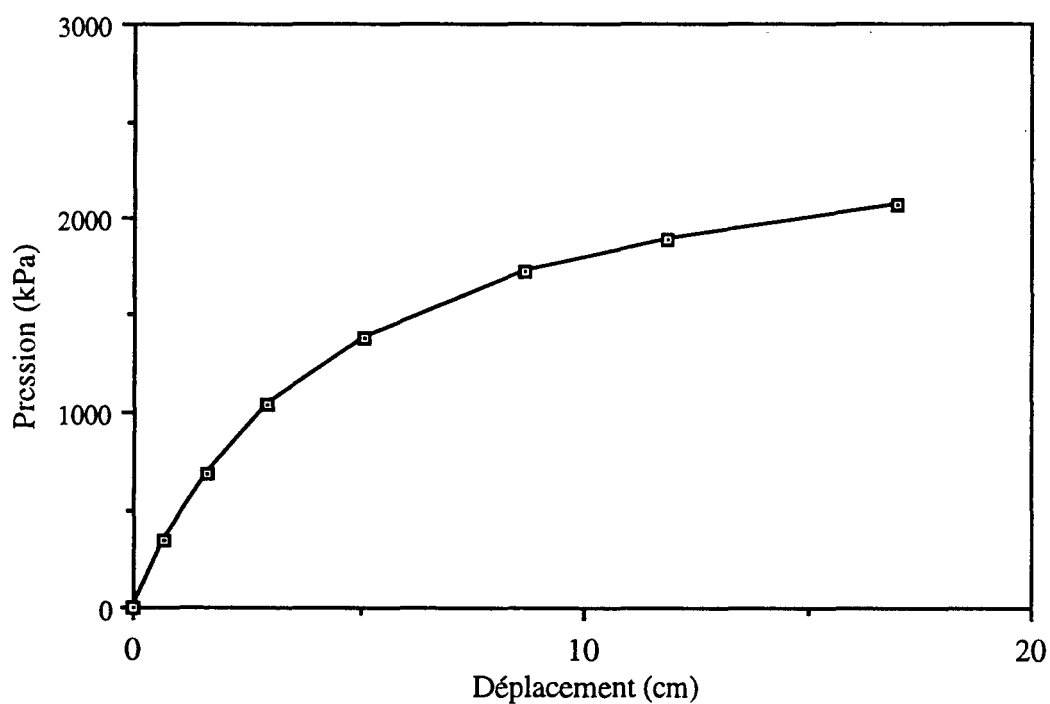
Le calcul a été effectué en 8 incréments. La figure 1.8b montre à titre d'exemple l'évolution du déplacement vertical au centre de la fondation en fonction de la pression appliquée.

Le nombre d'itérations effectuées pour assurer la convergence (tolérance sur la force résiduelle = 0,001) est montré dans le tableau 1.5. On constate que la méthode de Newton Raphson réduit d'une manière très importante le nombre d'itérations. L'actualisation de la matrice de rigidité au milieu de l'incrément apporte une amélioration à cette méthode. La comparaison avec la méthode directe montre que la méthode utilisée pour la résolution du système linéaire est compétitive avec la méthode directe en ce qui concerne le temps de calcul.



$E = 68950 \text{ kPa}$ $\nu = 0,3$
 $C = 103 \text{ kPa}$ $\varphi = 20^\circ$

(a)



(b)

Figure 1.8 : Chargement d'une fondation
a) maillage utilisé et caractéristiques mécaniques
b) résultats obtenus : Evolution du déplacement au centre de la fondation avec la pression

Incrément	Pression (MPa)	Newton-Raphson modifiée	Newton-Raphson	Runge Kutta
1	345	1	1	1
2	650	16	3	3
3	1034	37	4	3
4	1379	85	4	3
5	1724	241	5	4
6	1896	518	4	4
7	2068	1200	15	10
Temps de calcul (Newton-Raphson)		Méthode itérative : 1h,12' Méthode directe : 1h,15'		

Tableau 1.5 : Nombre d'itérations et temps de calcul pour assurer la convergence

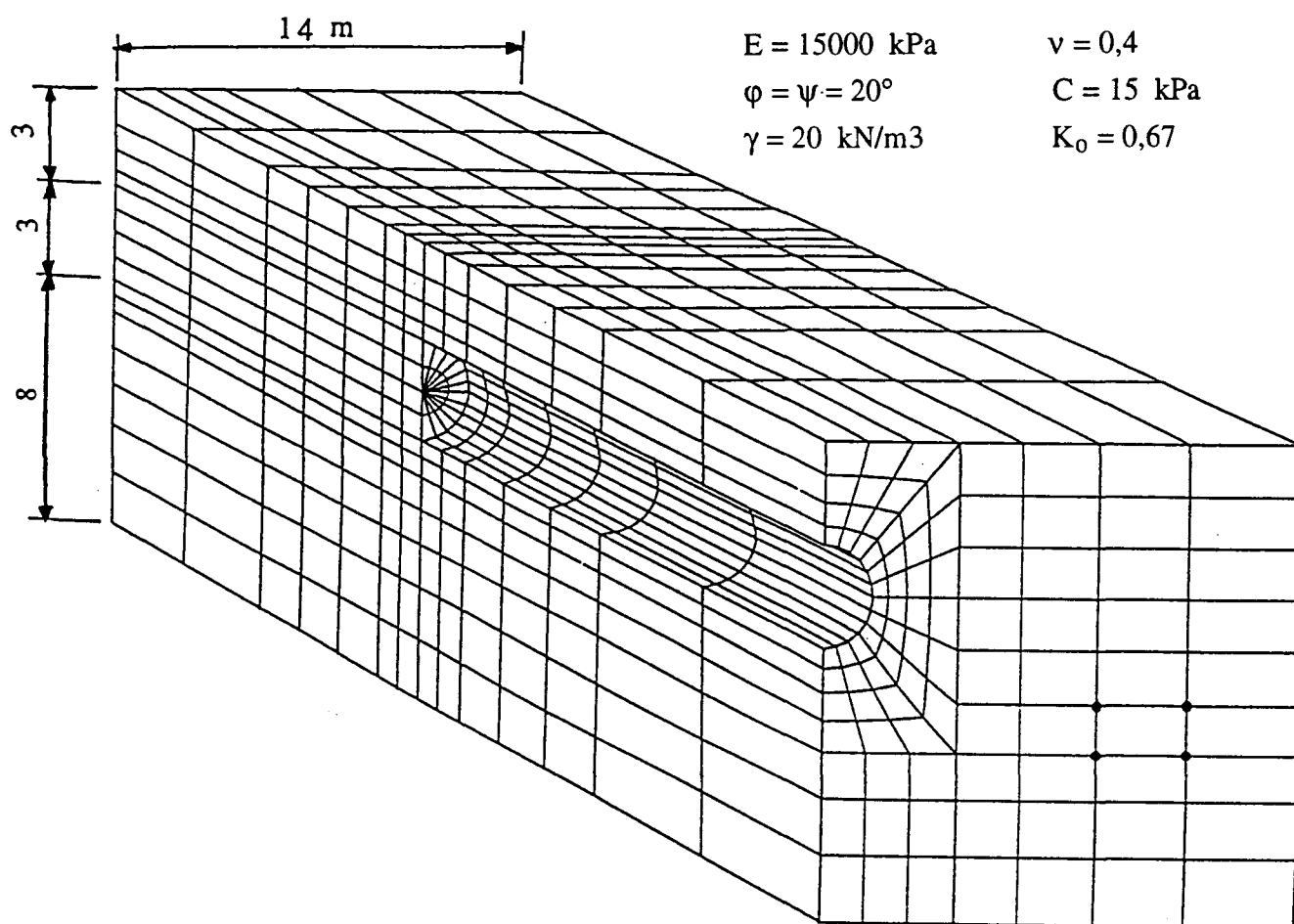
1.4.2. Exemple 2 : Calcul tridimensionnel d'un tunnel

Dans cet exemple, on présente une application tridimensionnelle qui consiste à simuler numériquement le creusement d'un tunnel non revêtu dans un sol argileux. Un modèle élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr - Coulomb arrondi a été utilisé pour décrire le comportement du sol.

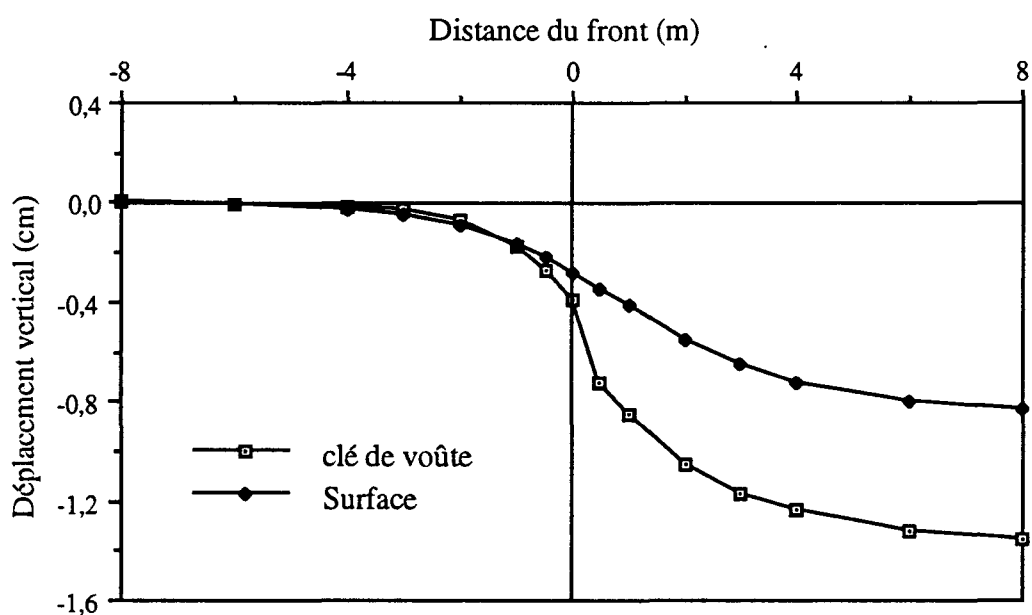
Le maillage tridimensionnel et les caractéristiques mécaniques du sol sont donnés dans la figure 1.9a. Le maillage comporte 1554 éléments hexaédriques à 8 noeuds. Il est obtenu à partir d'un maillage d'une section transversale en 111 éléments Q4 et de 14 divisions dans la direction de l'axe du tunnel. Le nombre de degrés de liberté est de 4898. Pour cet exemple la place mémoire occupée par la matrice de rigidité est de 324770 soit 9% de celle utilisée pour un stockage avec la méthode de lignes de ciel.

Le calcul a été effectué en 14 incréments. Les résultats obtenus avec les méthodes directe et itérative pour la résolution du système linéaire ont été identiques, ce qui confirme la bonne performance de cette dernière sur un grand exemple. La figure 1.9b montre à titre d'exemple l'évolution des déplacements verticaux en clé de voûte et à la surface du sol sur l'axe du tunnel.

Le nombre d'itérations effectuées pour assurer la convergence (tolérance sur les forces résiduelles = 0,001) est montré dans le tableau 1.6. On constate que la méthode de Newton Raphson nécessite en moyenne cinq itérations pour la convergence, l'actualisation de la matrice de rigidité au milieu de l'incrément apporte une réduction du nombre d'itérations. La comparaison avec la méthode directe montre que la méthode utilisée est compétitive, elle permet une économie de l'ordre de 30% au niveau du temps de calcul.



(a)



(b)

Figure 1.9 : Calcul tridimensionnel d'un tunnel
 a) maillage tridimensionnel et caractéristiques mécaniques
 b) résultats obtenus : Déplacement vertical induit en clé et à la surface

Incrément	Pression (MPa)	Newton-Raphson modifiée	Newton-Raphson	Runge Kutta
1	2	49	4	3
2	4	62	5	4
3	5	56	5	4
4	6	58	6	3
5	7	65	5	4
6	7,5	68	5	3
7	8	67	4	3
8	8,5	64	4	3
9	9	51	4	3
10	10	54	4	3
11	11	54	5	3
12	12	53	5	3
13	14	58	5	4
14	16	74	5	4
Temps de calcul (Newton-Raphson)		Méthode itérative : 2h,28' Méthode directe : 3h,19'		

Tableau 1.6 : Nombre d'itérations et temps de calcul pour assurer la convergence

1.5. CONCLUSION

Un programme spécifique a été développé pour le calcul tridimensionnel et non linéaire de tunnels en terrains meubles. L'originalité de ce programme réside dans l'économie substantielle apportée à la résolution des problèmes tridimensionnels et non linéaires et dans sa convivialité pendant les phases de préparation de jeux de données et d'exploitation des résultats. Le développement de ce programme a nécessité des méthodes particulières pour le stockage de la matrice de rigidité et la résolution des systèmes linéaire et non linéaire.

Ce programme a été vérifié sur de nombreux exemples. Les tests réalisés montrent qu'il permet d'effectuer les calculs tridimensionnels avec une économie substantielle en place mémoire. Les tests réalisés avec différentes méthodes de résolution des systèmes linéaires ont montré une bonne performance de la méthode de gradient conjugué.

La méthode de Newton - Raphson permet de réduire d'une manière très importante le nombre d'itérations pour la résolution du système non linéaire. L'utilisation de la méthode de Runge - Kutta permet de réduire le nombre d'itérations pour certains incréments, mais cette réduction reste modérée dans les exemples traités.

CHAPITRE II
APPLICATION AU CALCUL TRIDIMENSIONNEL
DES TUNNELS

CHAPITRE II :

APPLICATION AU CALCUL TRIDIMENSIONNEL DES TUNNELS

Dans ce chapitre on présente une application du programme PEC3D à l'analyse du comportement tridimensionnel des tunnels peu profonds. Le caractère tridimensionnel des champs de déplacements et de contraintes est montré. Les résultats des analyses tridimensionnelles sont ensuite utilisés pour étudier la possibilité d'une utilisation de la méthode de convergence - confinement pour le calcul des tunnels peu profonds.

2.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ETUDIE

L'ouvrage étudié est un tunnel circulaire avec un diamètre $D = 5\text{m}$ creusé dans un sol argileux de 20m de profondeur reposant sur un substratum rigide. Le tunnel est centré sur un axe horizontal situé à une profondeur de $2D$. Le rapport entre la hauteur de couverture (la distance entre le centre du tunnel et la surface) et le diamètre (H/D) est égal à 2. Ce rapport correspond à un tunnel peu profond.

Le sol est assumé homogène comportant deux couches. La première couche a une épaisseur de 2,5 m avec une cohésion constante $C_u = 20\text{ kPa}$. Pour la deuxième couche, la cohésion augmente linéairement avec la profondeur (z) :

$$C_u = 9,2 z - 3 \quad C_u > 20\text{ kPa}$$

Le module de Young a été supposé proportionnel à la cohésion non drainée selon la relation suivante :

$$E = 200 C_u$$

Le coefficient de Poisson a été supposé constant dans tout le massif $\nu = 0,49$. Le poids volumique du sol est égal à $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$.

Afin de décrire le comportement de l'argile à court terme, on a utilisé un modèle élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de type TRESCA arrondi.

La distribution des contraintes initiales a été assumée de type oedométrique avec un coefficient de pression des terres au repos $K_0 = 1$. Le tunnel a été considéré non revêtu. Cette hypothèse permet un développement de la déformation plastique dans le sol. Les conditions aux limites sont telles que les déplacements horizontaux parallèles à l'axe du tunnel sont bloqués à 25m (5D) à l'avant et à l'arrière du front de taille. Les déplacements horizontaux dans le plan perpendiculaire à l'axe du tunnel sont aussi bloqués à 25 m de l'axe du tunnel. Les déplacements verticaux sont bloqués au niveau du substratum rigide.

Le maillage utilisé est montré dans la figure 2.1. Il comprend 3024 éléments Q16 et 10825 noeuds. Il est raffiné au voisinage du centre du tunnel et du front de taille pour la prise en compte de la variation des contraintes dans ces zones. Le nombre de degrés de liberté est de 29434. La place mémoire occupée pour le stockage des données est de l'ordre de 4Mo. Le chargement dû à l'excavation a été appliqué en 10 incréments.

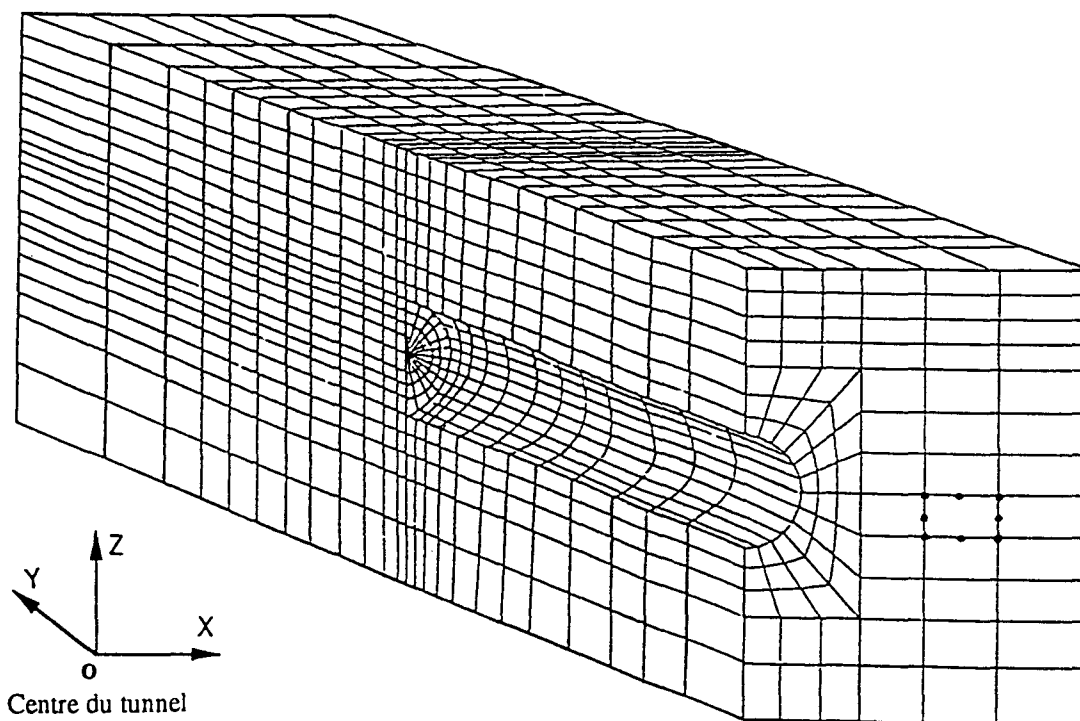


Figure 2.1 : Maillage utilisé - 3024 éléments et 10825 noeuds

2.2. ANALYSE DES RESULTATS

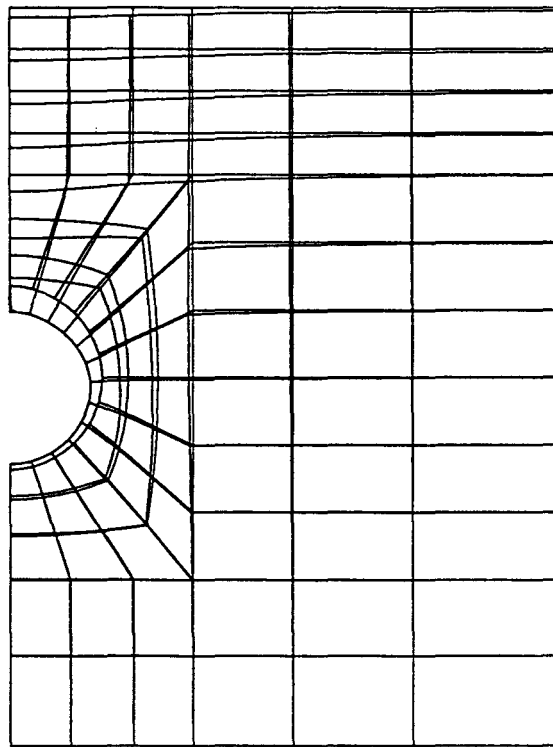
Les figures 2.2a et 2.2b montrent respectivement les déformées d'une section transversale à 3 diamètres à l'arrière du front de taille ($Y = -3D$) et d'une section longitudinale dans le plan de symétrie ($X = 0$). On constate que le champ de déplacement est orienté vers l'axe du tunnel. A la surface du massif du sol on note un tassement en forme de cuvette. Dans la section transversale, le déplacement augmente en s'approchant de l'axe du tunnel. Dans la section longitudinale, on note que le déplacement augmente en s'éloignant du front de taille et devient de type plan à une distance de l'ordre de $1,5 D$ du front de taille.

La figure 2.3 montre l'évolution du déplacement vertical dans le plan de symétrie ($X = 0$) pour différentes profondeurs. On note que ce déplacement est très faible à l'avant du front de taille, mais il augmente rapidement au passage du front de taille et se stabilise ensuite à partir d'une distance de l'ordre de 1 à 2 diamètres du front de taille. Le maximum de ce déplacement a lieu au niveau de la clé de voûte. Il est de l'ordre de $0,028D$.

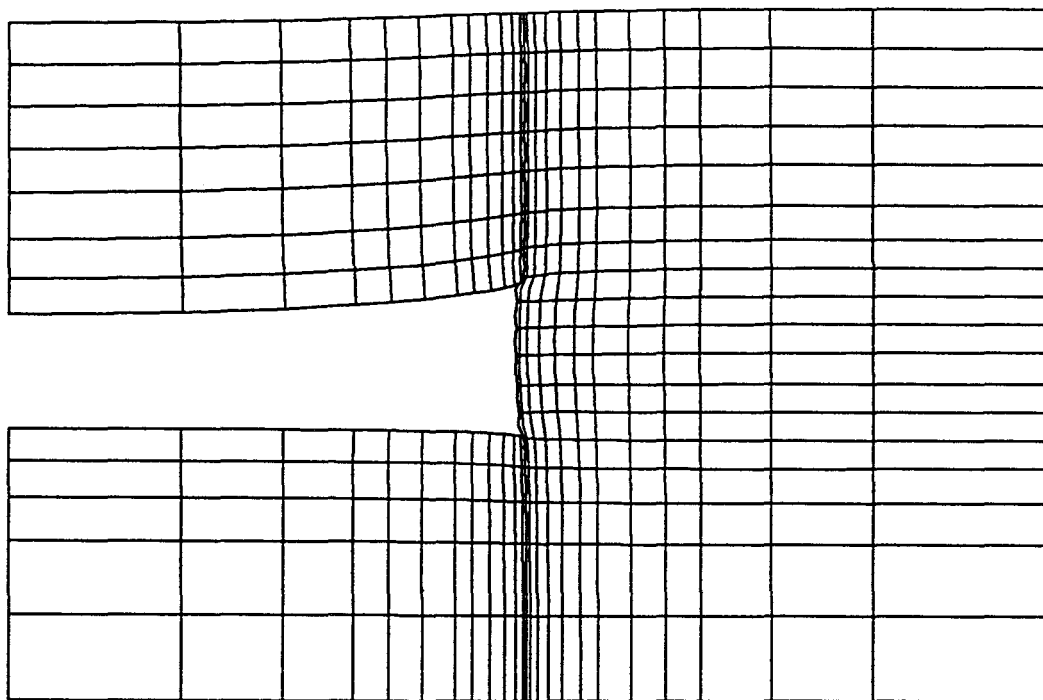
La figure 2.4. illustre le profil du déplacement axial (u_y) dans la section du front de taille et dans le plan de symétrie. On constate que ce déplacement est faible en dehors de la zone d'excavation. Le déplacement du front de taille est relativement uniforme et atteint son maximum (de l'ordre de $0,007D$) vers le centre du front.

Le déplacement radial autour de la périphérie du tunnel dans la section du front de taille et dans une section à 3 diamètres à l'arrière du front sont montrés respectivement dans les figures 2.5a et 2.5b. On constate que l'amplitude du déplacement diminue de manière continue en partant de la clé de voûte vers le radier, et qu'il est plus important en arrière du front de taille.

La figure 2.6 montre l'évolution du déplacement horizontal (u_x) à un diamètre de l'axe de symétrie ($X = 1D$). On constate que le mouvement horizontal commence à avoir lieu à une distance de l'ordre de 1 diamètre avant le front de taille et il augmente graduellement en s'approchant de ce dernier. Après le passage du front de taille ce déplacement augmente rapidement. Son maximum (de l'ordre de $0,005D$) est atteint au voisinage de l'axe du tunnel.



(a)



(b)

Figure 2.2 : Déformée du tunnel

a) Section transversale à 3 diamètres à l'arrière du front de taille

b) Section longitudinale dans le plan de symétrie

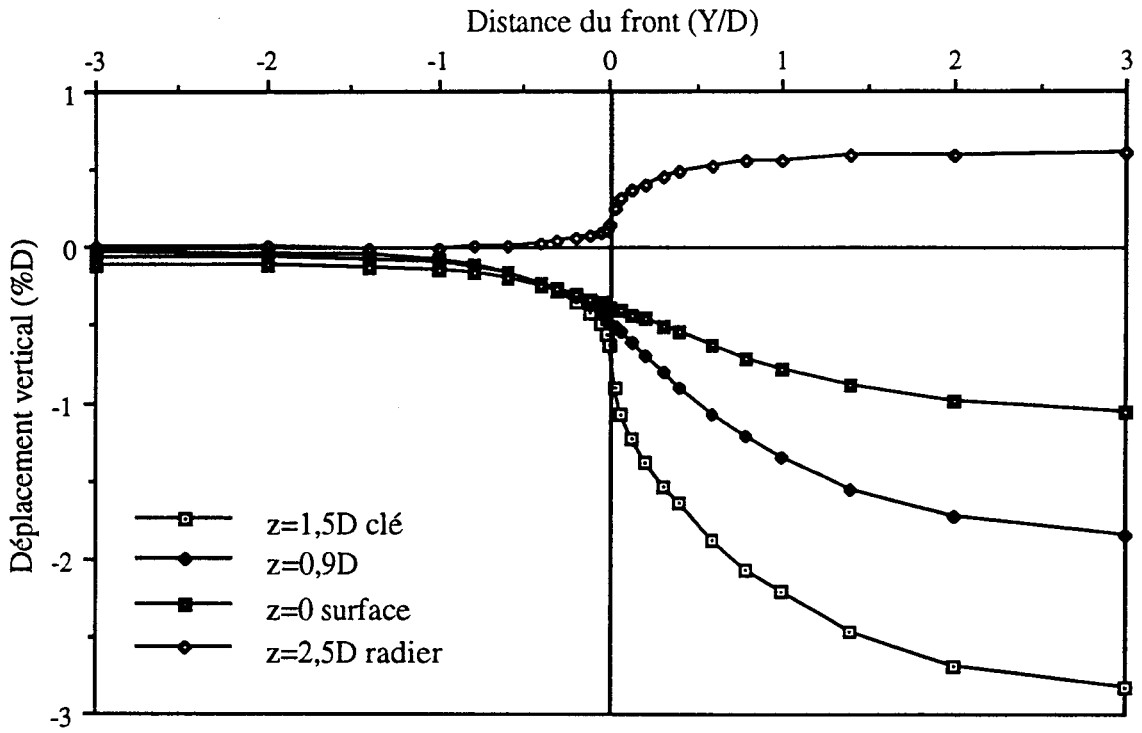


Figure 2.3 : Déplacement vertical dans le plan de symétrie ($X = 0$) pour différentes profondeurs

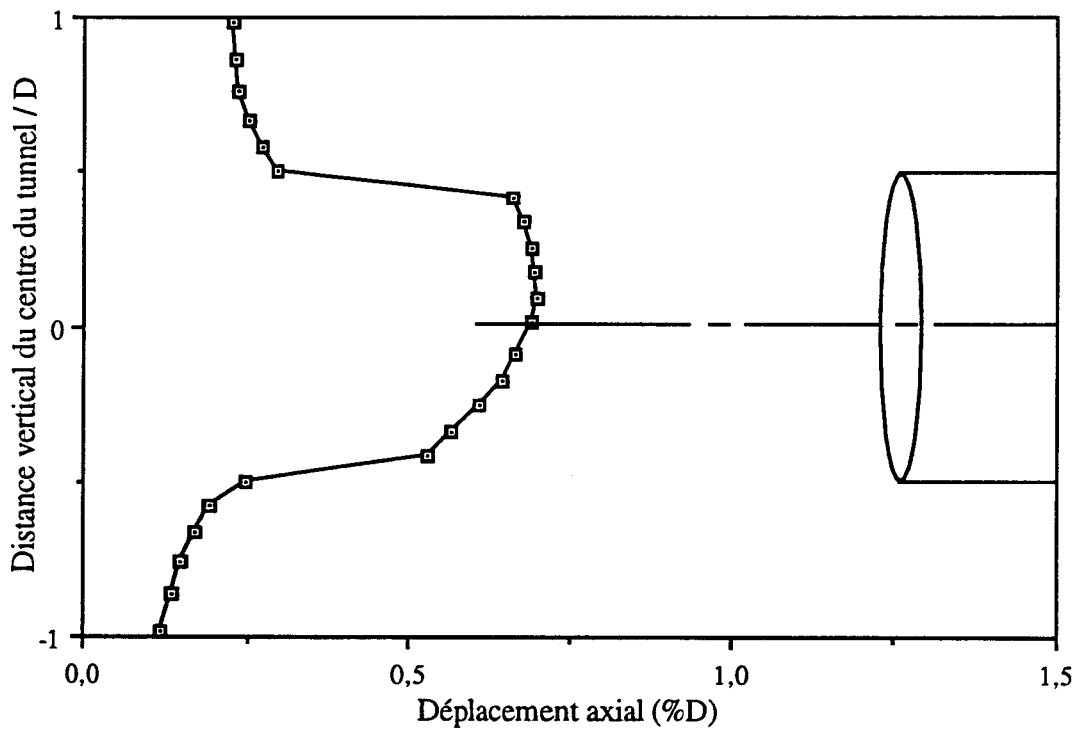
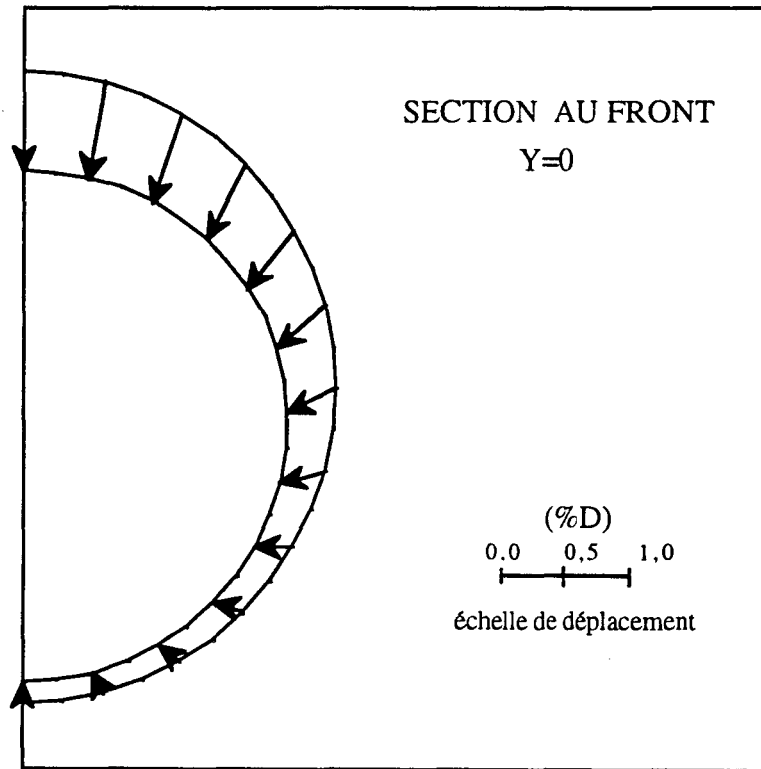
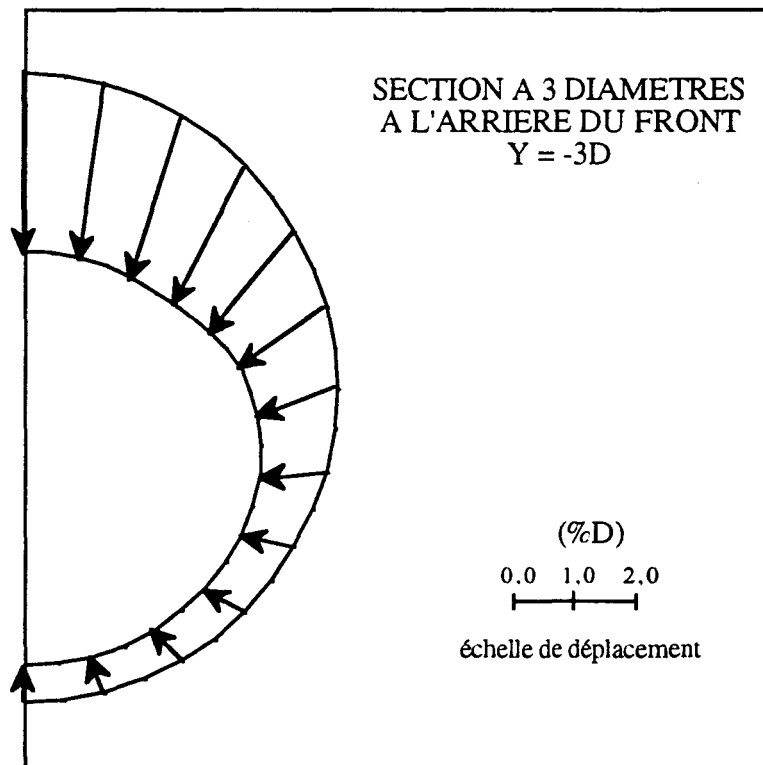


Figure 2.4 : Déplacement axial du front de taille dans le plan de symétrie



(a)



(b)

Figure 2.5 : Déplacement à la périphérie du tunnel

a) Section transversale au front de taille ($Y = 0$)

b) Section transversale à 3 diamètres à l'arrière du front de taille ($Y = -3D$)

La figure 2.7 montre le tassement induit en surface par le creusement. On constate que le tassement augmente en s'approchant de l'axe du tunnel. Le tassement maximal dans la section du front de taille est de l'ordre de $0,004D$. Ce déplacement diminue en avant du front, et se réduit à $0,002D$ à une distance de 1 diamètre du front. Au passage du front de taille, le profil des tassements en surface passe d'un profil relativement plat à un profil évasé.

En ce qui concerne les contraintes, les calculs ont montré que le changement de contraintes a lieu au voisinage du front de taille et autour de la périphérie du tunnel. Ce changement a lieu dans une zone s'étendant de $2D$ à l'arrière du front de taille à $1,5D$ à l'avant de ce dernier. En dehors de cette zone, on note une stabilisation des contraintes. En avant du front, le creusement provoque une diminution de la contrainte axiale (σ_y) et une augmentation légère de la contrainte verticale, mais en arrière du front, on note une diminution des contraintes axiale et verticale. Le changement de la contrainte horizontale (σ_x) est plus complexe. Dans une zone localisée en avant du front de taille, on constate une diminution de la contrainte horizontale mais, dans les autres parties, on note une augmentation de cette contrainte.

La figure 2.8 montre l'évolution des contraintes le long de la clé de voûte. On observe une concentration des contraintes σ_x et σ_y en avant du front de taille. A l'arrière de ce dernier, on note une stabilisation de ces contraintes à partir d'une distance de $1,5D$. En ce qui concerne la contrainte verticale (σ_z), on note une légère augmentation de celle-ci en avant du front de taille.

Les contraintes le long du centre du tunnel sont montrées dans la figure 2.9. La magnitude et la forme de ces courbes sont très similaires pour les contraintes horizontale (σ_x) et verticale (σ_z). La contrainte axiale (σ_y) décroît en s'approchant du front de taille et ceci à partir d'une distance de l'ordre de $1,5D$.

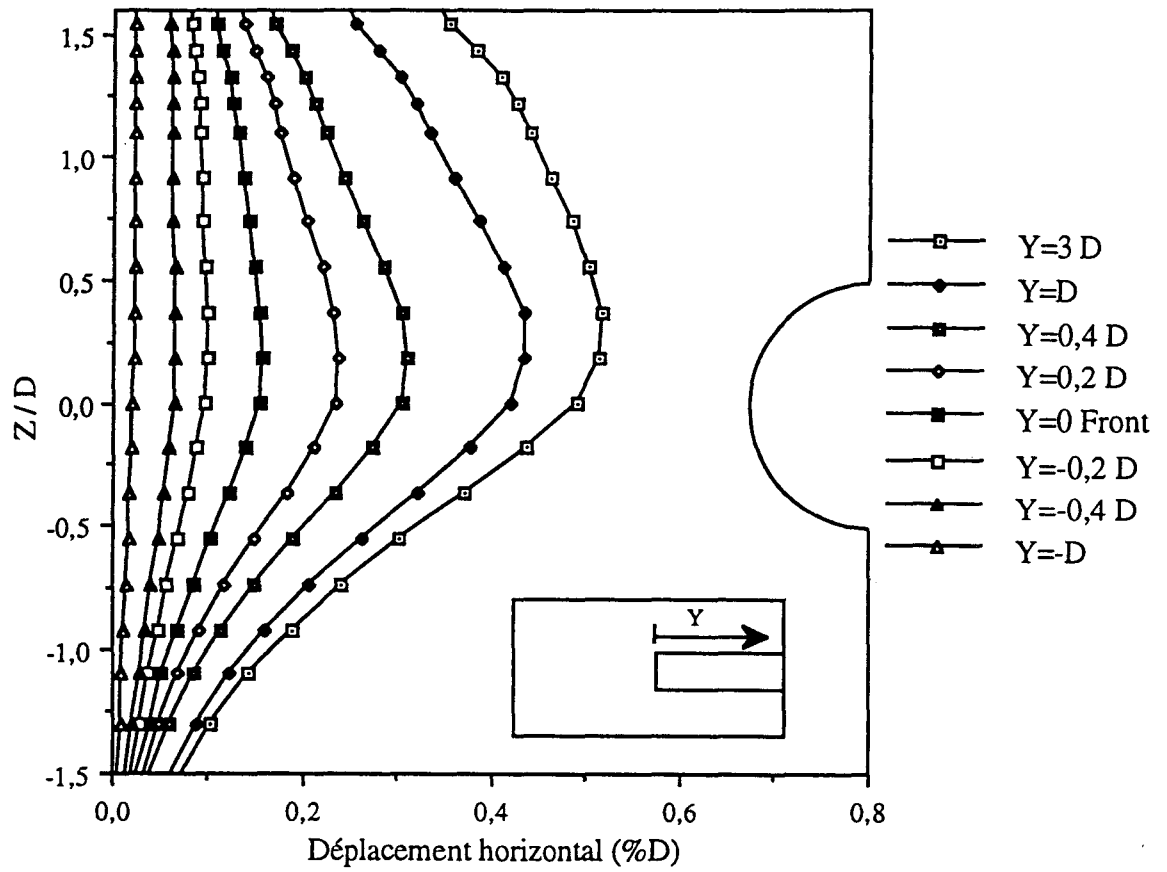


Figure 2.6 : Déplacement horizontal à un diamètre de l'axe du tunnel ($X = 1D$)

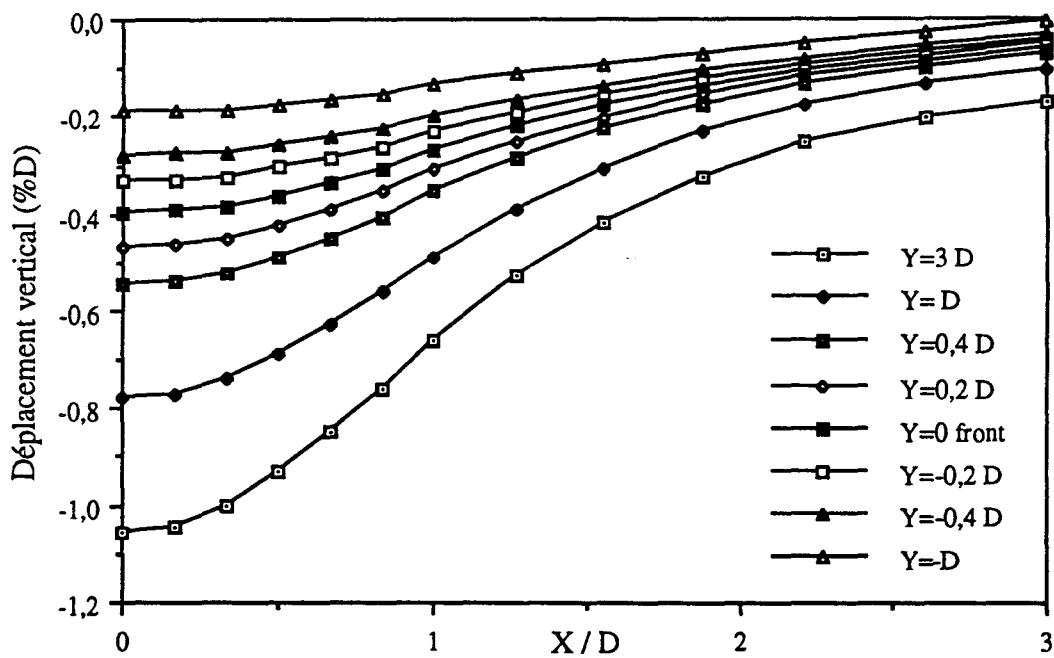


Figure 2.7 : Tassements induits en surface

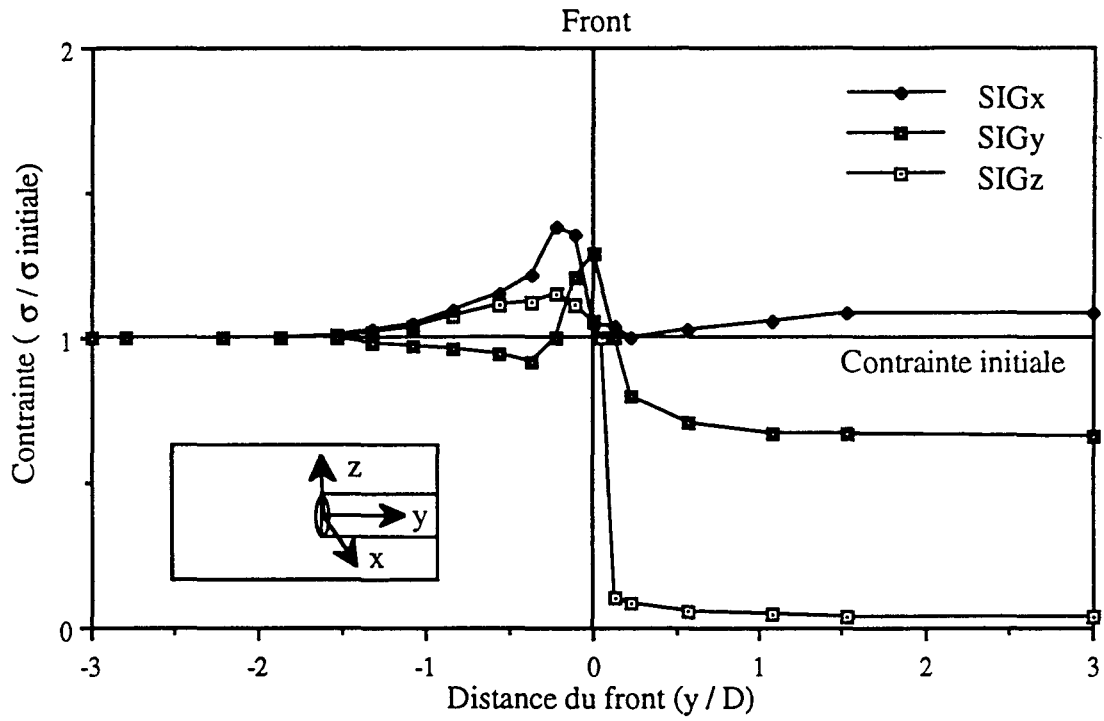


Figure 2.8 : Evolution des contraintes le long de la clé de voûte

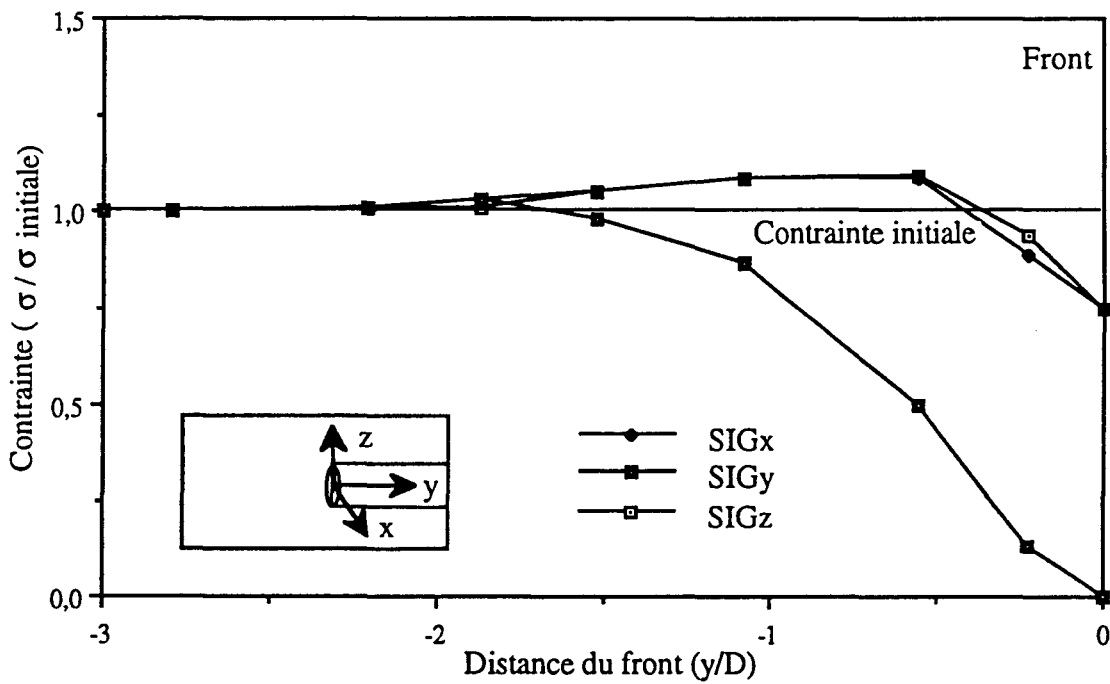


Figure 2.9 : Evolution des contraintes le long du centre du tunnel

2.3. ETUDE PARAMETRIQUE

2.3.1. Effet de la résistance du sol

Les résultats présentés dans la section précédente correspondent à un sol avec des caractéristiques mécaniques variables avec la profondeur (C et E) avec un indice de stabilité $N = 2,25$ au centre du tunnel. Cet indice a été défini par Broms et Bennermark (1967), par la formule suivante:

$$N = \frac{(P_v - P_i)}{C_u}$$

où P_v est la contrainte verticale, P_i est la surpression éventuelle à l'intérieur du tunnel et C_u est la cohésion non drainée.

Afin de considérer l'effet de la plasticité autour de la galerie, des calculs ont été effectués avec différentes valeurs de l'indice de stabilité en utilisant différentes valeurs de la cohésion non drainée pour le sol. L'effet de la plasticité sur les déplacements verticaux le long de la clé de voûte est montré dans la figure 2.10. Pour la comparaison, le déplacement vertical obtenu par une analyse en déformation plane sur la section transversale du tunnel est aussi montré dans cette figure.

On peut observer que la plasticité a un effet très important sur la magnitude et la forme de déplacement en arrière du front. Pour une analyse élastique ($N=1$), les déplacements verticaux maximaux calculés par une analyse tridimensionnelle et par une analyse en déformation plane sont approximativement identiques, ce qui indique que les conditions de déformation plane sont vérifiées à une distance de l'ordre de 1 à 2 diamètres à l'arrière du front de taille. Mais quand l'indice de stabilité augmente, la différence entre les déplacements calculés par une analyse tridimensionnelle et par une analyse en déformation plane augmente. Ceci montre qu'en augmentant l'indice de stabilité les conditions de déformation plane ne sont vérifiées qu'à une distance plus éloignée du front de taille. On peut donc conclure que la distance en arrière du front où les conditions de déformation plane sont atteintes dépend du degré de plasticité développé autour de la galerie. En avant du front, l'effet de plasticité sur le déplacement vertical est moins important et les déplacements verticaux commencent à avoir lieu à une distance de 1,5 à 2,5 diamètres selon la valeur de N .

Le rapport entre le déplacement vertical en clé de voûte au front de taille (uz_{front}) et le déplacement maximal calculé par une analyse en déformation plane ($uz_{d,p}$) peut être utilisé comme un paramètre pour représenter les mouvements radiaux tridimensionnels qui ont lieu à l'avant du front. Pour ce rapport, plusieurs auteurs ont proposé une valeur de l'ordre de 1/3

pour un milieu élastique (Lo et al., 1984). Nous avons obtenu une valeur de l'ordre de 0,3 pour ce rapport dans le calcul élastique ($N=1$) qui est en bon accord avec les valeurs proposées. Cependant, nous avons noté une réduction de ce rapport avec la plasticité. En effet ce rapport n'est que de 0,23 pour $N = 2,5$. Ces résultats montrent que le profil de déplacement est très sensible au changement de l'indice de stabilité ou de déformation plastique autour de la galerie.

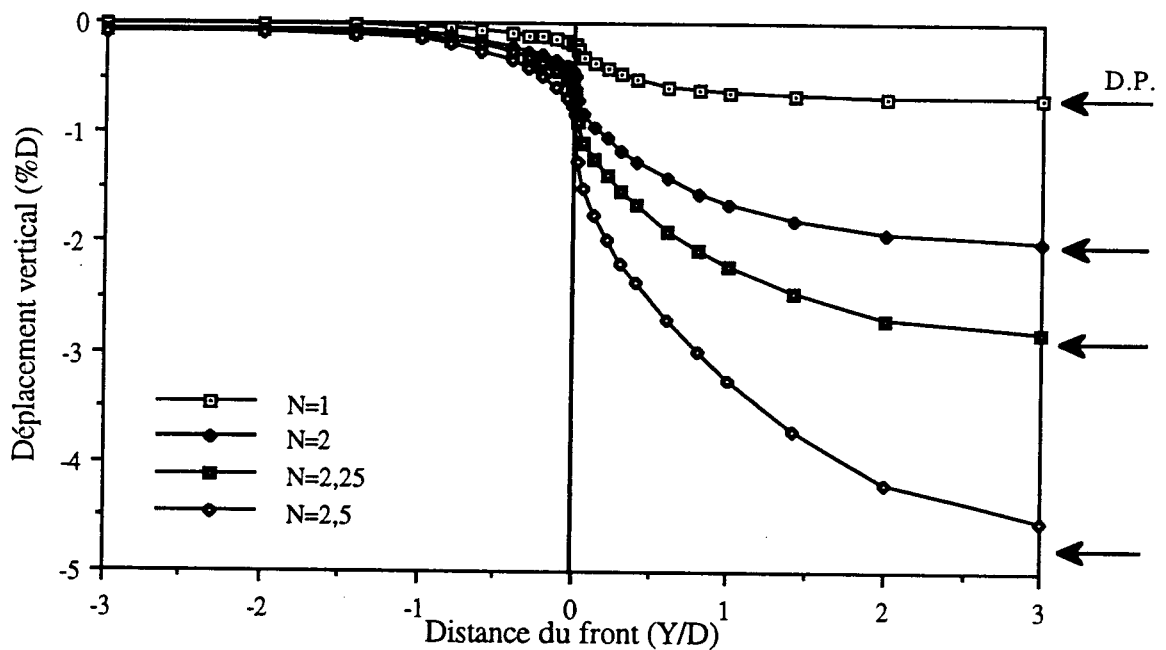


Figure 2.10 : Déplacements verticaux le long de la clé de voûte

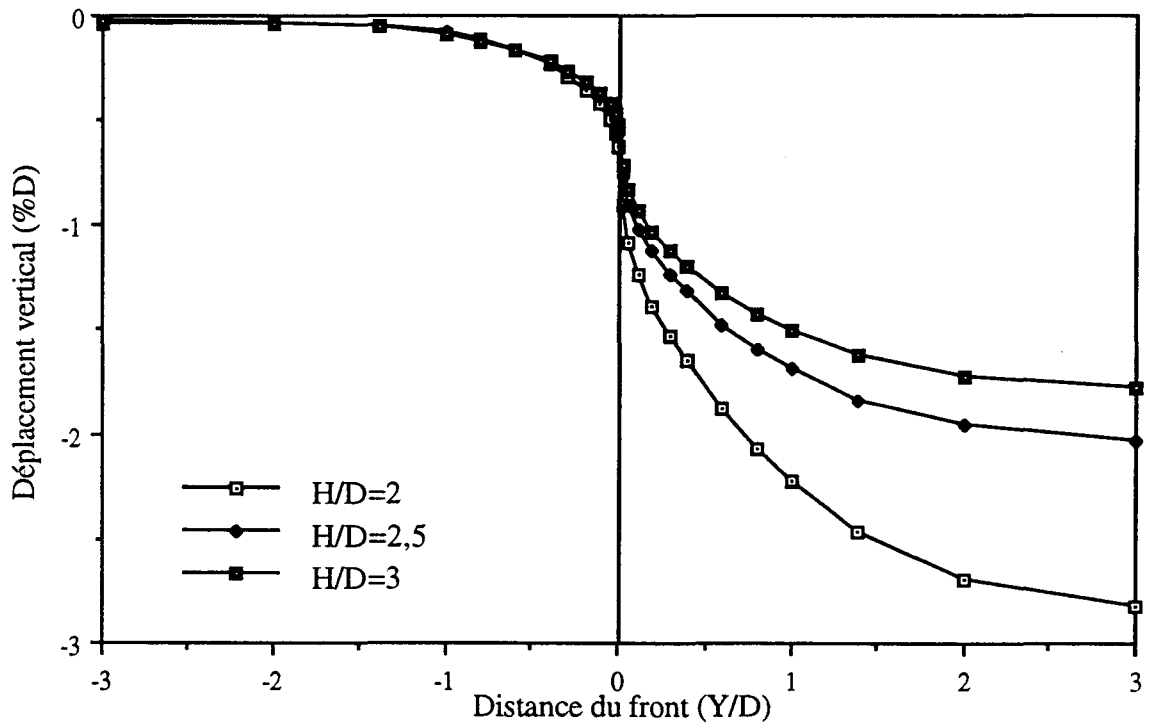
2.3.2. Influence de la hauteur de recouvrement

Des calculs ont été effectués pour trois valeurs du rapport H/D (2, 2,5 et 3). Les autres caractéristiques sont celles présentées dans la section 2.2 pour le calcul de référence. Les figures 2.11a et 2.11b montrent respectivement les résultats obtenus pour les déplacements verticaux en clé de voûte et en surface le long de l'axe du tunnel. On constate que le déplacement vertical croît sensiblement avec le rapport H/D . En section courante, le déplacement en surface (resp. en clé) passe de 0,015D (resp. 0,005D) à 0,035D (resp. 0,01D) lorsque le rapport H/D décroît de 3 à 2.

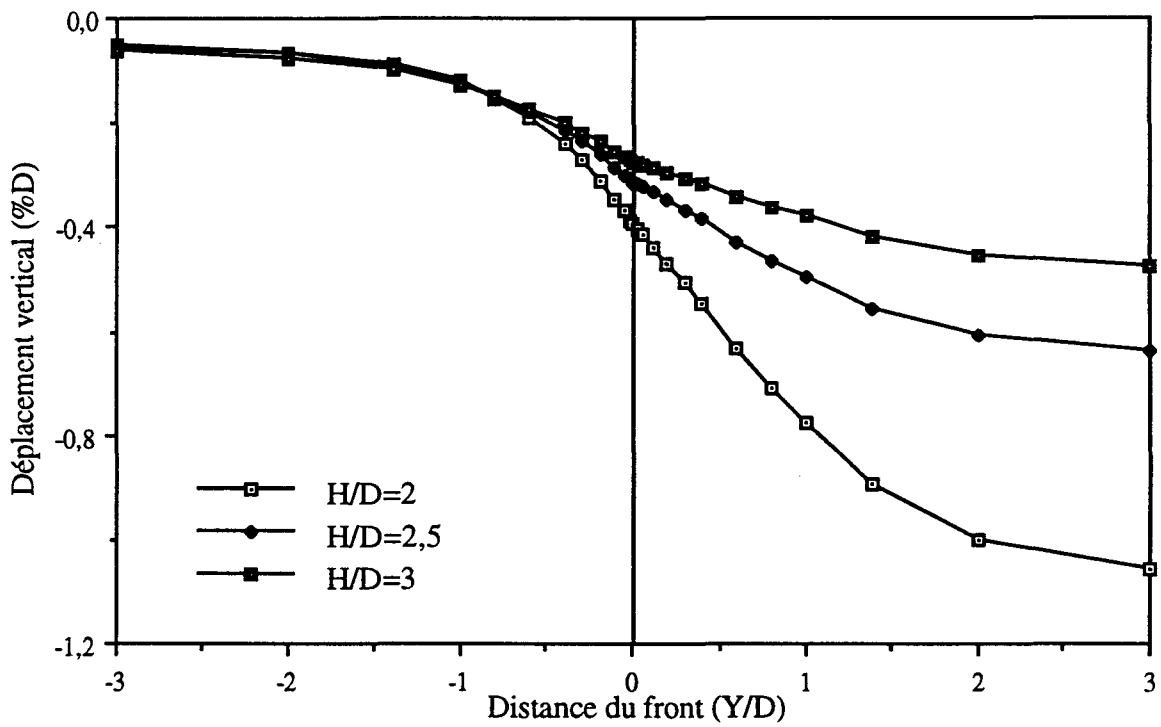
On constate que le déplacement correspondant au rapport $H/D = 2$ est beaucoup plus important que les deux autres. Cette observation montre que pour les tunnels peu profonds le rapport H/D influence fortement les déplacements verticaux en clé de voûte et en surface du sol. Le déplacement vertical de la clé pour $H/D = 2$ est 40% (resp. 60%) plus grand que celui obtenu par $H/D = 2,5$ (resp. $H/D = 3$). Cependant, le déplacement vertical à la clé en avant du front ne semble pas être très sensible au rapport H/D . L'influence de ce rapport sur les déplacements verticaux à la surface est plus importante. Le déplacement vertical maximum à la surface pour $H/D = 2$ est 2,2 (resp. 1,6) fois celui obtenu avec $H/D = 2,5$ (resp. $H/D = 3$).

2.3.3. Effet des contraintes initiales

Les figures 2.12a et 2.12b montrent l'influence du coefficient de poussée de terre au repos (K_0) sur le tassement en surface. On constate que l'augmentation de l'anisotropie des contraintes initiales (diminution de K_0) a pour effet d'augmenter le tassement à l'arrière du front de taille et de le réduire à l'avant de ce dernier. Le premier est dû à une amplification de la plasticité alors que le second peut être attribué à l'augmentation de la décompression latérale des contraintes.



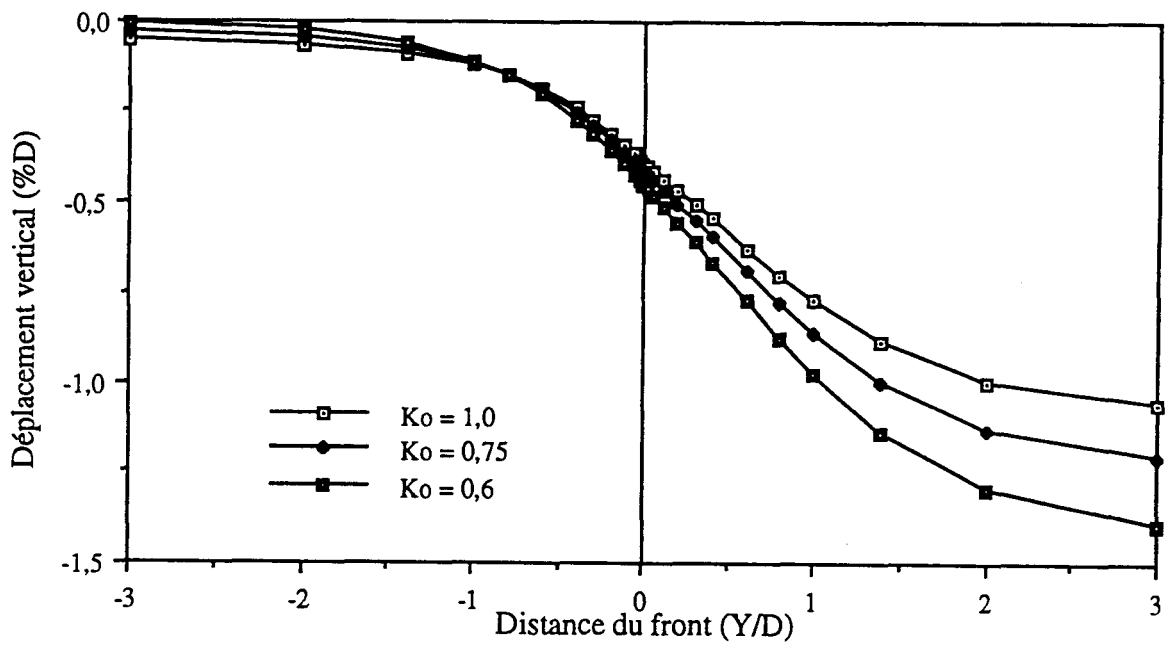
(a)



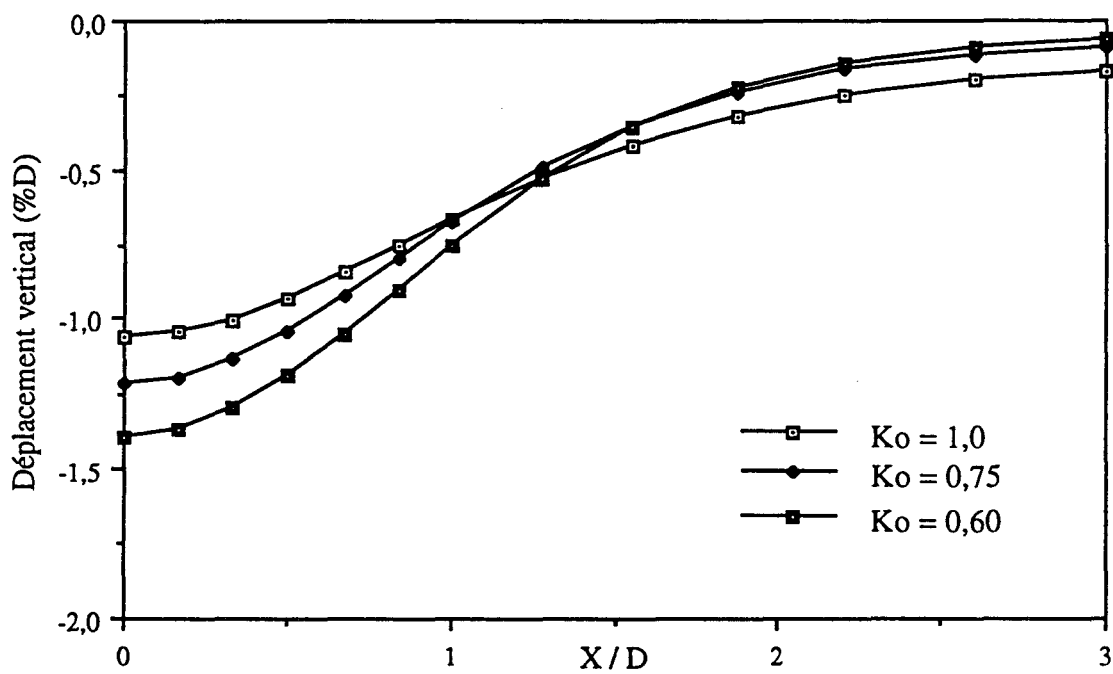
(b)

Figure 2.11 : Déplacement vertical le long de l'axe du tunnel

(a) à la clé de voûte (b) à la surface



(a)



(b)

Figure 2.12 : Tassement en surface

a) Le long de l'axe du tunnel

b) A 3 diamètres en arrière du front

2.3.4. Influence de l'épaisseur d'excavation

Pour montrer l'effet de l'épaisseur de chaque tranche d'excavation dans les simulations numériques, des calculs ont été effectués en utilisant différentes épaisseurs d'excavation. Les résultats montrent qu'une épaisseur de l'ordre de $0,6D$ pour chaque tranche d'excavation provoque un maximum de déplacements et un maximum de perte du sol en front du tunnel. Les déplacements verticaux en clé de voûte le long de l'axe du tunnel obtenus par une excavation instantanée et par une excavation par tranche d'une épaisseur de $0,6D$ sont montrés dans la figures 2.13. On constate que l'excavation par tranche de $0,6D$ induit un déplacement plus important et qui s'amplifie avec l'augmentation de l'indice de stabilité. Pour l'exemple traité, l'excavation par tranche de $0,6D$ donne un déplacement en clé de voûte qui est supérieur de 5% (resp. 15%) à celui obtenu par une excavation en une seule étape avec un indice de stabilité de 2,25 (resp. 2,5).

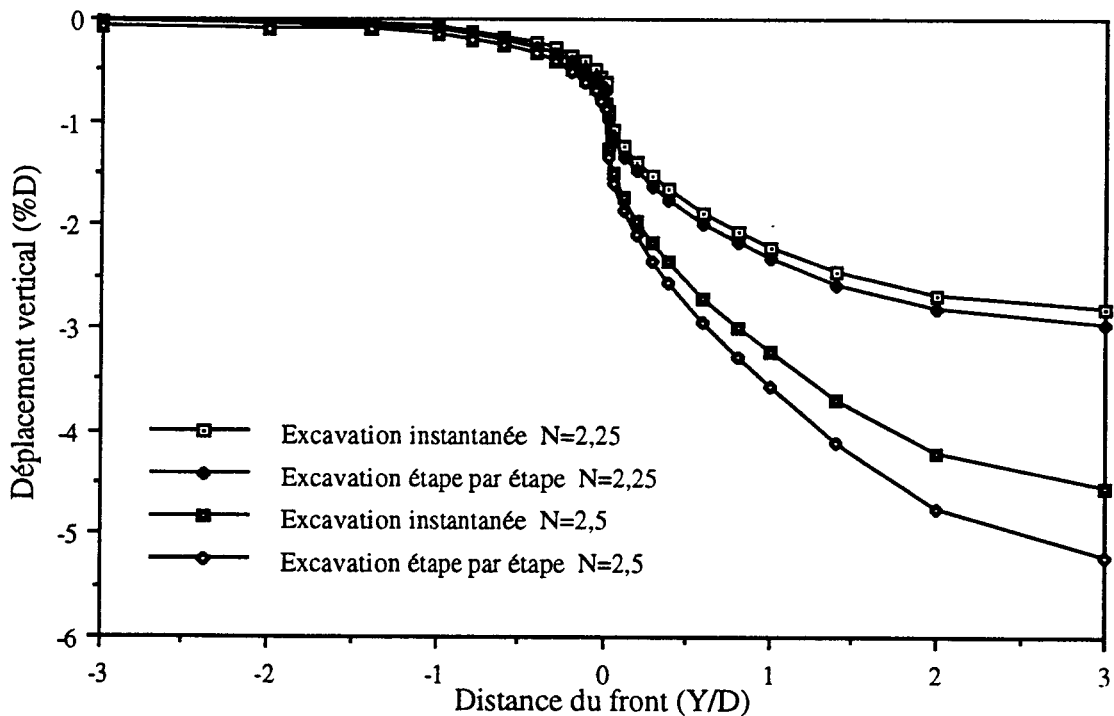


Figure 2.13 : Déplacement vertical en clé de voûte le long de l'axe du tunnel

2.4. APPLICATION AUX ANALYSES SIMPLIFIEES

Pour les tunnels profonds, l'effet tridimensionnel peut être pris en compte en utilisant la méthode de convergence - confinement (Panet et Guellec, 1974). Dans cette méthode, l'avancement du tunnel est modélisé par la diminution de la pression radiale interne (σ_r) selon l'expression :

$$\sigma_r = \sigma_{r0} (1 - \lambda)$$

σ_{r0} est la pression initiale, λ est le taux de déconfinement qui dépend de la distance du front de taille et des propriétés du sol.

L'application de cette méthode aux tunnels peu profonds se heurte à une difficulté majeure celle de la non uniformité du champ de contrainte à la périphérie du tunnel. Dans cette section, nous allons examiner la possibilité d'utiliser cette méthode en travaillant avec le champ de contraintes initiales dans le sol.

Un deuxième calcul a été effectué pour le tunnel présenté dans la section 2.2 avec un taux de déconfinement variant entre 0 à 1. L'évolution des déplacements en quelques points autour de la galerie en fonction de λ est illustrée dans la figure 2.14. On peut constater que jusqu'à $\lambda = 0,6$, l'évolution des déplacements est à peu près linéaire.

Une comparaison des résultats de l'analyse tridimensionnelle et d'une analyse plane basée sur la méthode de déconfinement a montré un bon accord entre les deux analyses si on exprime le taux de déconfinement sous la forme :

$$\lambda = \lambda_0 + \left(1 - \left(\frac{a}{a+y} \right)^2 \right) (1 - \lambda_0) \quad y = \frac{Y}{D}$$

où Y et D désignent respectivement la distance du front de taille et le diamètre du tunnel. Les deux paramètres λ_0 et a dépendent des caractéristiques du tunnel. Pour le cas traité, on a trouvé :

$$a = 0,45 \quad \text{et} \quad \lambda_0 = 0,4$$

La figure 2.15 montre les résultats obtenus avec les deux méthodes de calcul. On peut noter le bon accord entre ces résultats.

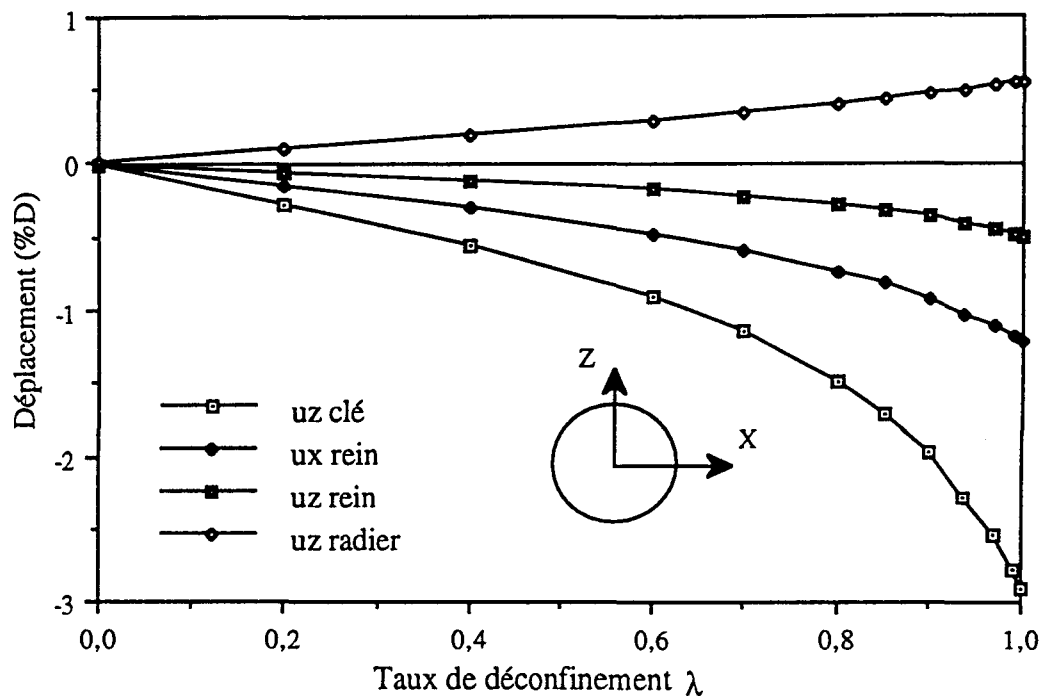


Figure 2.14 : Evolution de déplacement autour de la galerie en fonction du taux de déconfinement λ

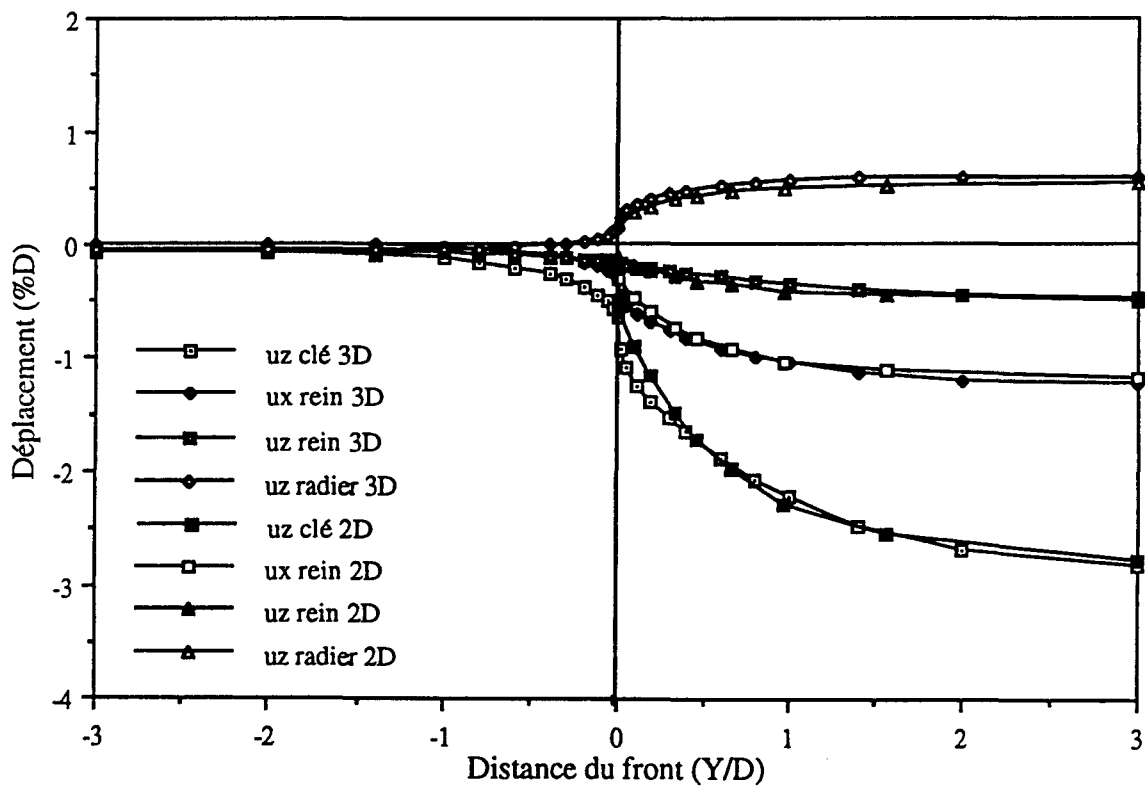


Figure 2.15 : Comparaison entre les résultats de l'analyse 3D et de la méthode de convergence - confinement

2.5. CONCLUSION

Le programme PEC3D a été utilisé pour analyser le comportement d'un tunnel peu profond. Les résultats de calcul ont montré que l'effet tridimensionnel est concentré dans une zone s'étendant de $\pm 2D$ du front de taille.

Une étude paramétrique a montré que le déplacement induit par le creusement est particulièrement sensible à l'indice de stabilité, à la hauteur de recouvrement et à l'état des contraintes initiales.

Une confrontation des résultats du calcul tridimensionnel et d'un calcul plan avec la méthode de convergence - confinement a montré la possibilité d'utiliser cette dernière pour les tunnels peu profonds.

CHAPITRE III
**ETUDE DE COMPORTEMENT D'UN RIDEAU
DE PALPLANCHE**

CHAPITRE III:

ETUDE DU COMPORTEMENT D'UN RIDEAU DE PALPLANCHE

Ce chapitre comporte une présentation des résultats de prévision du comportement d'un rideau de palplanche qui a fait l'objet d'une expérimentation en vraie - grandeur à Karlsruhe. Après une brève description de l'expérimentation, on présente la méthodologie suivie pour la simulation numérique et une comparaison des résultats obtenus avec ceux de l'expérimentation. Ce chapitre est achevé par une étude de l'influence de principaux facteurs sur les résultats des simulations numériques.

3.1. INTRODUCTION

Les rideaux de palplanche sont utilisés dans divers types d'ouvrages, tels que le blindage de fouilles en site urbain, les batardeaux, les rideaux d'étanchéité et les murs de quai. Leur calcul en déformation constitue un problème fort complexe de l'interaction sol - structure qui fait intervenir le comportement de sol, la rigidité de rideaux, les phases des travaux, les conditions d'ancrage et les conditions hydrauliques.

Le calcul de structures comportant des rideaux peut être effectué à l'aide de deux méthodes, à savoir la méthode aux modules de réaction et la méthode des éléments finis. Dans la première approche, le sol est schématisé par des ressorts dont le comportement est généralement modélisé par un modèle élastique parfaitement - plastique. La grande difficulté de l'utilisation de cette approche réside dans la détermination des paramètres mécaniques qui dépendent sensiblement, en plus de la nature des sols, de l'interaction sol - rideau et des conditions d'ancrage (Balay, 1984). Ajoutons à cela les difficultés de l'utilisation de cette approche pour des problèmes faisant intervenir des interactions avec la nappe ou avec des ouvrages existants. Dans l'approche éléments finis, le sol est considéré comme un milieu continu dont le comportement peut être décrit à l'aide de divers modèles de comportement dont les paramètres peuvent être déterminés indépendamment des conditions d'interaction sol - structure. Elle permet de traiter des problèmes complexes faisant intervenir la présence d'une nappe ou des interactions avec d'autres ouvrages.

L'utilisation de ces approches pour le calcul de rideaux nécessite des vérifications sur des expérimentations en vraie - grandeur. Conscient de cette nécessité, l'Université de

Karlsruhe a réalisé une expérimentation en vraie - grandeur sur un rideau de 7 m de largeur fiché dans un sol sableux à 6 m de profondeur. L'expérimentation a comporté diverses phases de chargement: excavation, butonnage, reprise de l'excavation, chargement en surface et réduction de la longueur des butons jusqu'à l'état limite. L'essai a été bien instrumenté avec mesure de la déformée du rideau, des forces dans les butons, des tassements en surface et de la pression appliquée sur le rideau. Une campagne d'essais in situ et en laboratoire a été menée pour la caractérisation du sol.

Des prédictions de classe A ont été réalisées sur cette expérimentation par de nombreux centres en utilisant la méthode des éléments finis (18 prédictions) et la méthode aux modules de réaction (25 prédictions). L'analyse des résultats de ces prédictions a montré une nette supériorité de la méthode des éléments finis par rapport à la méthode aux modules de réaction (Wolffersdorff P.A. Von, 1994). Dans ce chapitre, on propose de présenter brièvement l'expérimentation réalisée et les résultats des prédictions obtenus avec le programme PEC3D (Shahrour et Ghorbanbeigi, 1994; Shahrour, Ghorbanbeigi et Wolffersdorff, 1995).

3.2. PRESENTATION DE L'EXPERIMENTATION

3.2.1. Dispositif expérimental et programme de chargement

L'expérimentation a été effectuée dans le site de "Hochstetten" proche de Karlsruhe en Allemagne au cours du deuxième trimestre 1993. Elle a consisté en le chargement d'un rideau de 7m de largeur installé par vibrofonçage jusqu'à 6 m de profondeur dans un massif de sol limité par deux murs de protection latéraux (Figures 3.1a et 3.1b). Ces murs en bentonite sont construits aux extrémités pour empêcher l'expansion de la pression des terres. La zone d'excavation est de 9m de longueur et de 4m de largeur. Cette largeur a été jugée suffisante pour que la résistance passive du sol ne soit pas influencée par le mur en face du rideau.

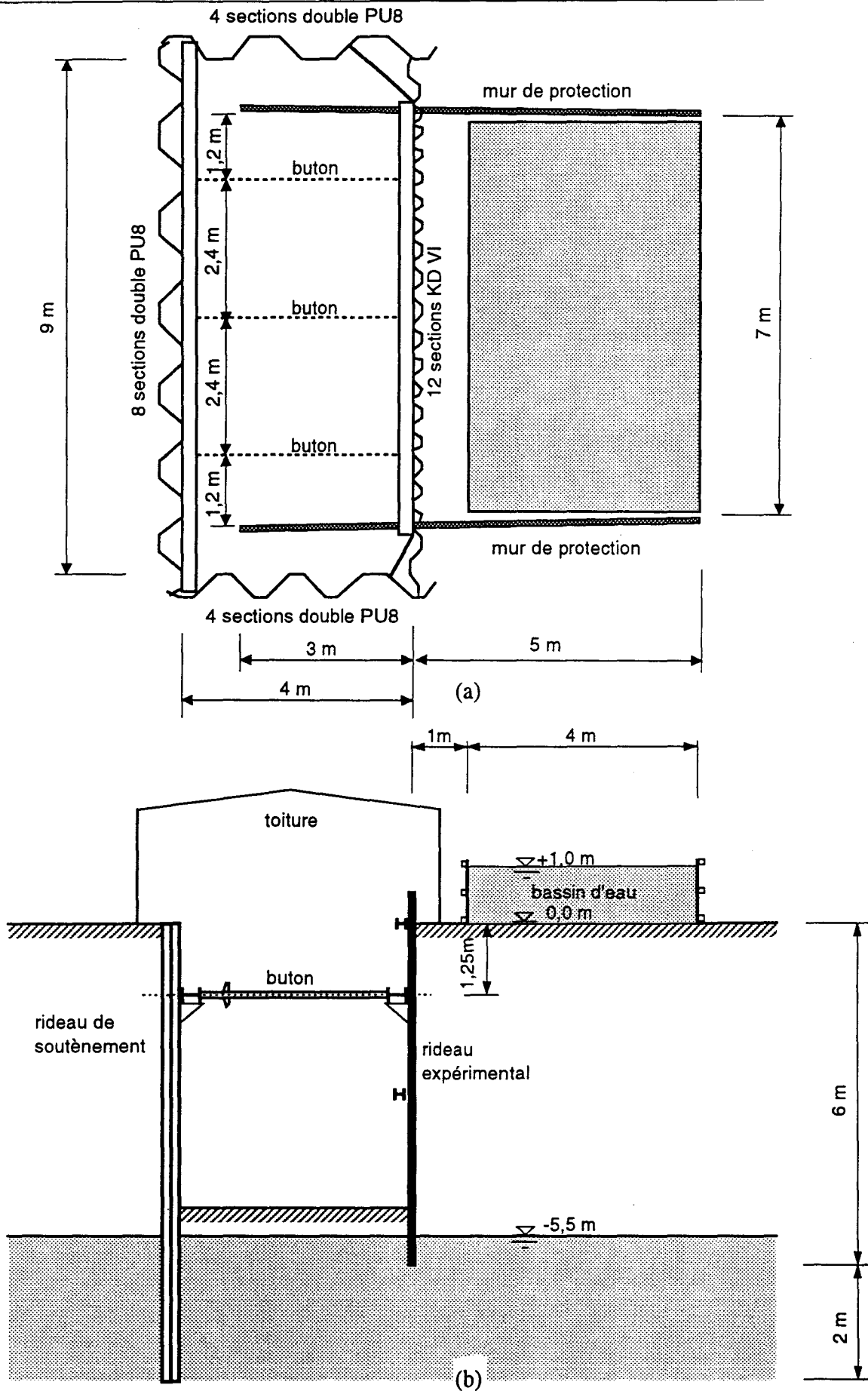


Figure 3.1: Site expérimental a) Vue en plan b) Section transversale

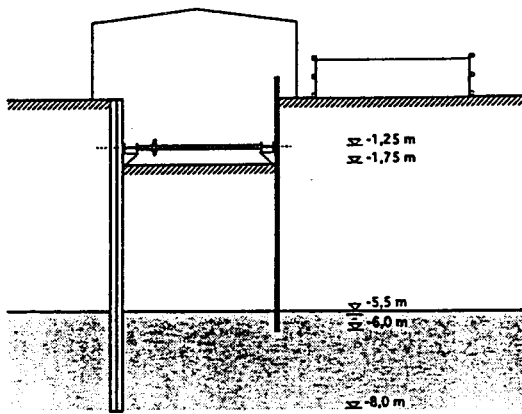
Le programme de chargement a comporté les phases suivantes (Figure 3.2):

- (i) excavation du massif du sol situé devant le rideau jusqu'à une profondeur de 1,75m;
- (ii) installation de trois butons à une profondeur de 1,25 m et leur préchargement par une force de 11kN/buton soit de 4,5kN par mètre de largeur du rideau;
- (iii) reprise de l'excavation jusqu'à une profondeur de 5m;
- (iv) application d'une pression de 10 kPa sur une zone située entre 1 et 5 m derrière la tête du rideau;
- (v) réduction de la longueur des butons jusqu'à l'état limite qui a été jugé atteint à la stabilisation des forces dans les butons.

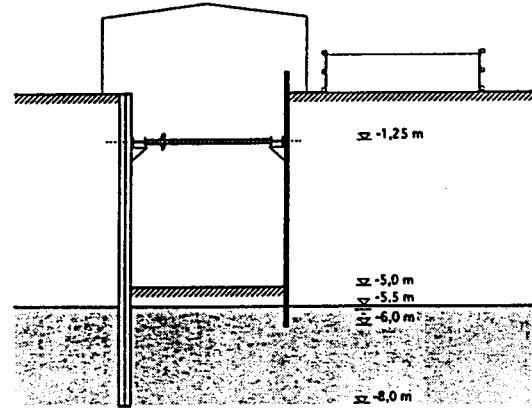
3.2.2. Instrumentation

Les figures 3.3a et 3.3b montrent l'instrumentation du rideau et du massif du sol. Deux sections (I et II) ont été instrumentées par des cellules pneumatiques "GLÖTZL" pour la mesure de la pression exercée par le sol et par des jauges (DMS) pour la mesure des contraintes de flexion induites dans le rideau. Des inclinomètres ont été installés dans trois sections pour le suivi de la déformée du rideau et pour la mesure du déplacement latéral du sol à 80 cm derrière le rideau. La déformée du rideau a également été suivie par des mesures géodésiques. Des niveaux ont été utilisés pour la mesure du tassement derrière le mur. Les forces dans les butons ont été mesurées à l'aide des jauges de déformation (DMS); des courbes d'étalonnage ont été établies pour la mesure de ces forces avant l'expérimentation.

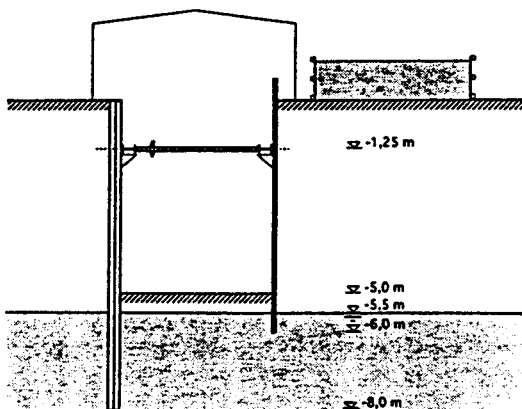
Compte tenu de la grande quantité des mesures enregistrées et de leurs dispersions, seules les valeurs moyennes des mesures jugées acceptables ont été utilisées pour analyser le comportement du rideau et pour tester les modèles numériques.



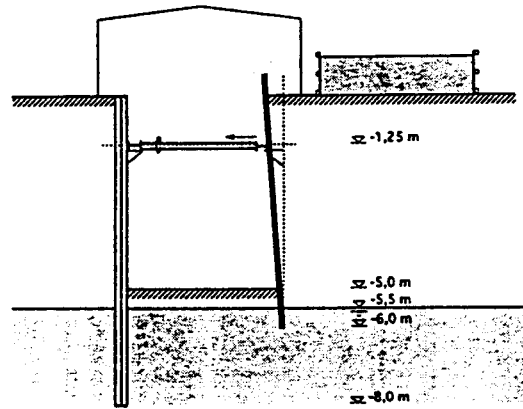
Excavation jusqu'à 1.75 m
et installation des butons



Excavation jusqu'à 5 m

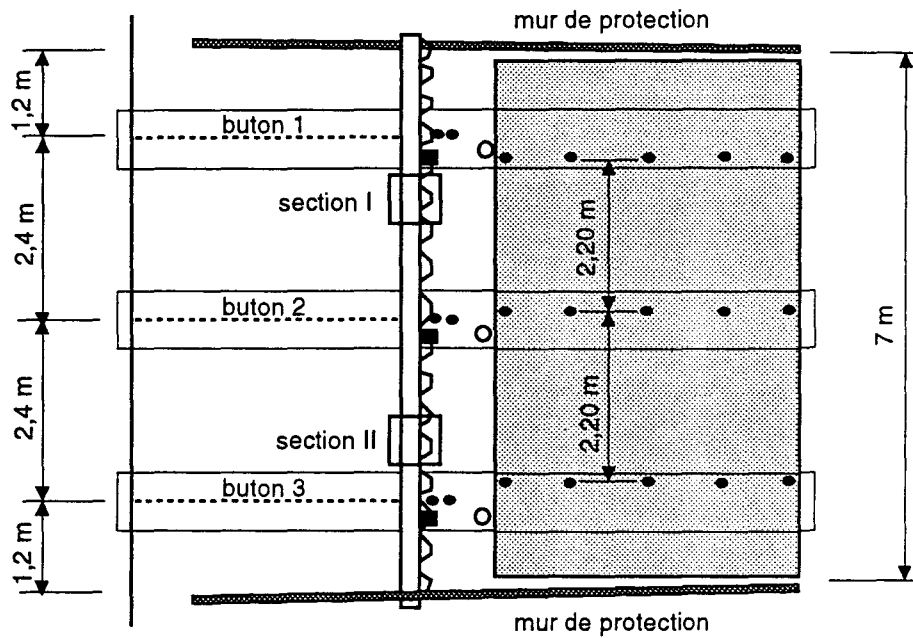


Chargement en surface



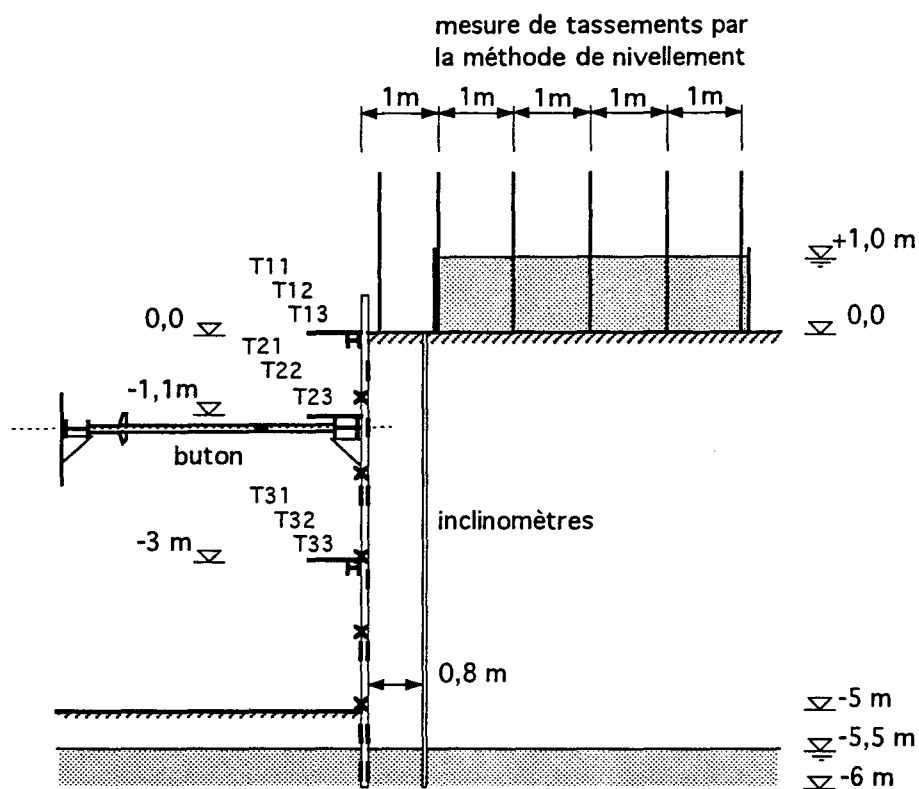
Raccourcissement des butons

Figure 3.2: Phases de l'expérimentation



- Inclinomètres de mesure du déplacement du rideau
- Inclinomètres de mesure du déplacement du sol
- Mesure de tassement
- Sections de mesure des forces dans les butons et du déplacement du rideau
- Sections de mesure de la pression des terres et des contraintes dans le rideau

Figure 3.3a : Instrumentation de l'expérimentation
- Vue en plan



- I Cellules pneumatique GLÖTZL pour la mesure de la pression de terre
- x Jauges de déformation (DMS) pour la mesure des contraintes dans le rideau
- Jauges de déformation (DMS) pour la mesure des forces dans les botuns
- Temoins pour la mesure du déplacement horizontal (points T11 à T33)

Figure 3.3b : Instrumentation de l'expérimentation
- Section transversale

3.2.3. Propriétés du sol

Des essais en laboratoire et des essais in situ ont été réalisés pour la détermination des propriétés mécaniques du sol. Des analyses sur des échantillons prélevés ont révélé la présence de deux couches de sables mal gradués fins à moyens avec des passages graveleux et un poids volumique moyen de 16,5 kN/m³. La première couche (0 à 2 m) est composée d'un sable silteux alors que la deuxième est composée d'un sable propre. Des essais triaxiaux ont été effectués sur des échantillons prélevés dans les deux couches. Les résultats de ces essais seront présentés dans la section suivante.

Les essais pressiométriques ont révélé la présence des trois couches dont les caractéristiques pressiométriques sont données dans le tableau 3.1. Les valeurs de la pression limite confirment les résultats des analyses effectuées sur les échantillons prélevés : la pression limite de la première couche (0,4 - 0,6) indique un sable argileux ou silteux, les pressions limites des couches inférieures (0,9 - 2,3) indiquent la présence d'un sable moyennement compact. Deux essais de plaque avec des cycles ont été effectués. Ils ont donné des modules de déformation de 22 et 27 MPa. La figure 3.4 illustre les résultats de l'un de ces essais.

Côte (m)	E_p (MPa)	P_l (MPa)
0 - 2,3	4,4 - 11,4	0,4 - 0,6
2,3 - 4	6,3 - 14	0,9 - 1,1
4 - 10	13,6 - 18,9	1,7 - 2,3

Tableau 3.1 : Caractéristiques pressiométriques du sol

Du fait que la couche de surface était composée d'un sable fin silteux et que le niveau de la nappe se trouvait à 5,3m de profondeur, deux séries d'essais ont été réalisées pour déterminer la valeur de la cohésion capillaire. La première a consisté dans le chargement d'un bloc de sable de 20cm de coté et de 30 cm de hauteur. Les résultats de ces essais ont été analysés avec la méthode d'Hettler (1985) qui a donné une cohésion moyenne de 2,7 kPa. La seconde série a été effectuée par le chargement d'un bloc excavé sur trois côtés. L'analyse des résultats obtenus a donné une cohésion moyenne de 4,0 kPa .

3.2.4. Résultats

Le tableau 3.2 donne, pour des phases significatives de chargement, les mesures des pressions appliquées sur les deux phases du rideau, du moment fléchissant, de la déformée et du tassement derrière le rideau. Ces résultats seront commentés avec les prédictions numériques dans la section suivante.

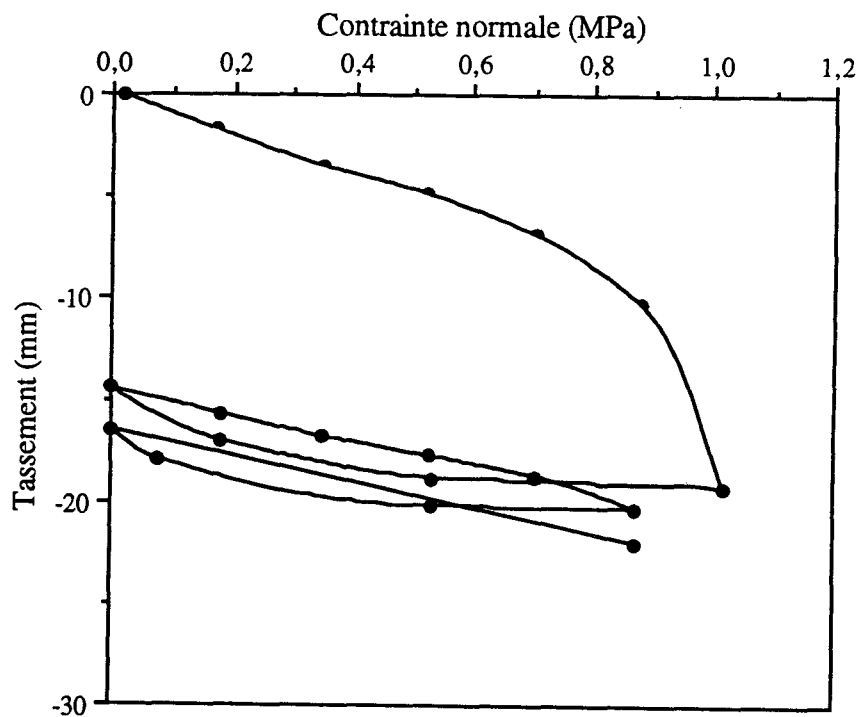


Figure 3.4 : Résultats d'un essai de plaque

Z (m)	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6	Phase 7	Phase 8
Pression des terres [kPa] (partie gauche, excavation)								
2,25	31,74	52,27	48,37					
4,25	-3,23	-3,01	-2,34	-1,78	9,78			
5,25	2,65	2,58	2,27	2,49	2,82	5,36	8,50	9,09
5,75	15,43	15,35	15,66	15,82	16,33	18,98	20,63	18,85
Pression des terres [kPa] (partie droite)								
0,75	2,15	2,98	4,08	16,46	25,39	35,99	43,02	1,26
1,25	1,05	1,62	2,98	7,57	9,48	15,15	20,39	2,09
2,25	32,65	29,34	26,32	6,55	3,05	3,02	6,54	10,10
3,25	5,53	10,08	10,66	7,33	2,27	0,61	1,68	3,79
4,25	0,00	0,00	0,00	0,00	5,42	4,63	9,40	5,28
5,25	3,21	3,20	3,06	3,05	3,62	3,76	5,60	4,09
5,75	17,86	17,95	17,98	18,03	18,72	21,81	25,48	34,78
Moment fléchissant [kNm/m]								
1,00	-0,89	-1,25	-2,66	-2,55	-3,58	-4,41	-5,06	-0,09
2,00	-0,55	-2,26	-2,12	0,26	1,37	1,53	1,70	4,67
3,00	-0,08	-0,75	-0,93	-1,14	1,14	2,20	2,76	3,41
4,00	-0,05	-0,03	0,02	-0,56	-1,56	0,37	0,78	-2,83
5,00	-0,02	-0,02	0,06	0,11	-0,09	-1,18	-1,70	-7,33
Déplacement latéral [mm]								
0,00	2,45	8,55	8,25	7,65	7,15	5,35	5,15	30,05
0,75	1,98	7,08	6,77	6,53	6,13	4,52	4,46	27,55
1,25	1,19	4,73	4,48	4,58	4,53	3,45	3,46	23,90
2,00	0,32	2,29	2,28	2,81	3,11	2,80	2,98	20,05
2,50	0,04	1,02	1,14	1,90	2,65	2,96	3,38	17,80
3,00	-0,08	0,20	0,34	1,21	2,28	3,17	3,89	14,80
3,50	-0,12	-0,08	0,08	0,69	1,86	3,38	3,89	11,90
4,00	-0,12	-0,12	-0,08	0,22	1,35	3,01	3,61	8,55
4,50	-0,08	-0,16	-0,04	0,04	0,65	2,44	2,75	5,10
5,00	0,08	0,04	0,08	0,09	0,33	1,71	1,95	2,30
5,50	0,08	0,08	0,08	0,13	0,14	0,78	0,80	-0,05
6,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-1,35
Déplacement vertical [mm]								
Rideau	2,00	-0,10	-0,37	-0,57	-0,50	0,13	-0,37	-0,17
0,00	-8,00	-3,40	-0,63	-3,83	-3,60	-3,00	-3,57	-16,33
1,00	-1,00	-0,67	-0,80	-1,07	-1,60	-2,17	-2,80	-7,23
2,00	-1,67	-0,43	-0,43	-0,67	-1,33	-1,70	-2,83	-5,77
3,00	-,33	-0,27	-0,43	-0,77	-1,03	-1,13	-2,47	-7,23
4,00	-1,00	-0,17	-0,30	-0,60	-0,70	-0,90	-0,90	-2,83
5,00	-2,67	-0,30	-0,70	-1,07	-1,17	-1,30	-1,30	-2,47

Tableau 3.2 : Résultats de l'expérience

Phase 1 : Excavation jusqu'à 1m
 Phase 2 : Excavation jusqu'à 1,75m
 Phase 3 : Installation des butons
 Phase 4 : Excavation jusqu'à 3m
 Phase 5 : Excavation jusqu'à 4m
 Phase 6 : Excavation jusqu'à 5m
 Phase 7 : Application d'une pression à la surface
 Phase 8 : Etat limite

3.3. PREDICTIONS NUMERIQUES

L'expérimentation a été modélisée avec l'hypothèse de déformations planes dans une section courante. Nous allons, ci - après, présenter brièvement le modèle utilisé, la démarche suivie pour la modélisation et les résultats obtenus.

3.3.1. Modélisation du comportement du sol

Le comportement du sol a été décrit par un modèle élastique - parfaitement plastique utilisant le critère de Mohr - Coulomb et une règle d'écoulement non associé. La partie élastique a été supposée linéaire et isotrope.

Les essais triaxiaux ont été utilisés pour la détermination des paramètres mécaniques. Des difficultés ont été rencontrées dans la détermination des paramètres élastiques à cause de la grande dispersion des résultats des essais triaxiaux. Compte tenu du niveau des contraintes au cours de l'expérimentation, nous avons privilégié les essais réalisés à des faibles confinements (50 et 100 kPa). Ces essais ont donné $E = 20$ MPa pour la première couche et $E = 30$ MPa pour la deuxième couche. Le coefficient de Poisson a été supposé constant dans tout le massif ($\nu = 0,3$). Les paramètres élastiques déterminés pour la première couche ont été vérifiés sur les résultats des essais de plaque : Avec un module de Young de 20MPa et un coefficient de Poisson de 0,3, on obtient un module oedométrique de 27 MPa qui est la valeur moyenne des modules obtenus avec les essais de plaque (22 et 32 MPa).

La détermination des paramètres de plasticité (angle de frottement, cohésion et angle de dilatance) à partir des essais triaxiaux n'a pas posé de difficultés. Ces essais ont donné pour la première couche $\phi = 34^\circ$, $C = 0$ et $\psi = 6^\circ$ et pour la deuxième couche $\phi = 40^\circ$, $C = 0$ et $\psi = 12^\circ$. Les figures 3.5a et 3.5b illustrent les résultats des essais triaxiaux et leur simulation avec le jeu de paramètres déterminé ci-dessus. On peut noter une reproduction correcte de la résistance du sol et de l'évolution de la déformation volumique. Compte tenu de la présence des éléments fins dans le sol et du niveau de la nappe (à 5,3m de la surface du sol) une cohésion d'origine capillaire a été considérée dans la modélisation. Étant donné les valeurs mesurées pour cette cohésion ($C = 2,6$ et $4,0$ kPa), nous avons retenu une cohésion moyenne de 3 kPa. Le tableau 3.3 récapitule le jeu de paramètres utilisé dans les prédictions numériques.

Le comportement du rideau a été supposé élastique - linéaire avec une rigidité à la flexion $EI = 2032$ MPa.m²/m.

Couche	E (MPa)	ν	φ (°)	$C_{\text{capillaire}}$ (kPa)	ψ (°)
$z < 2\text{m}$	20	0.3	34	3	6
$z > 2\text{m}$	30	0.3	40	3	12

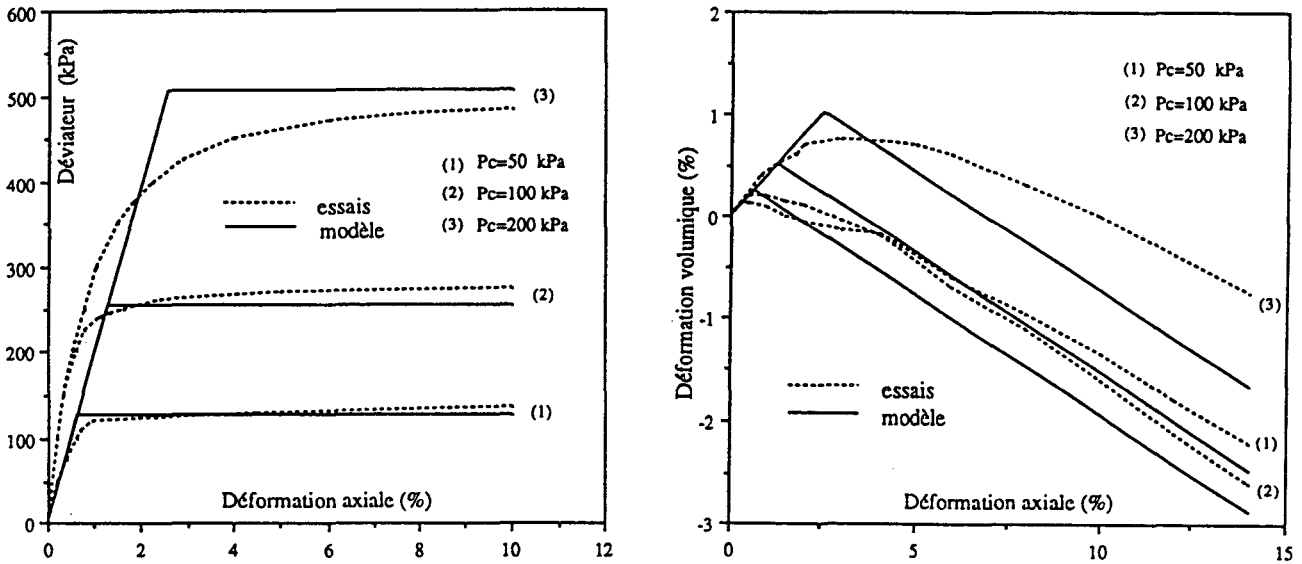
Tableau 3.3: Jeu de paramètres utilisé dans les prédictions numériques

3.3.2. Modélisation de l'expérimentation

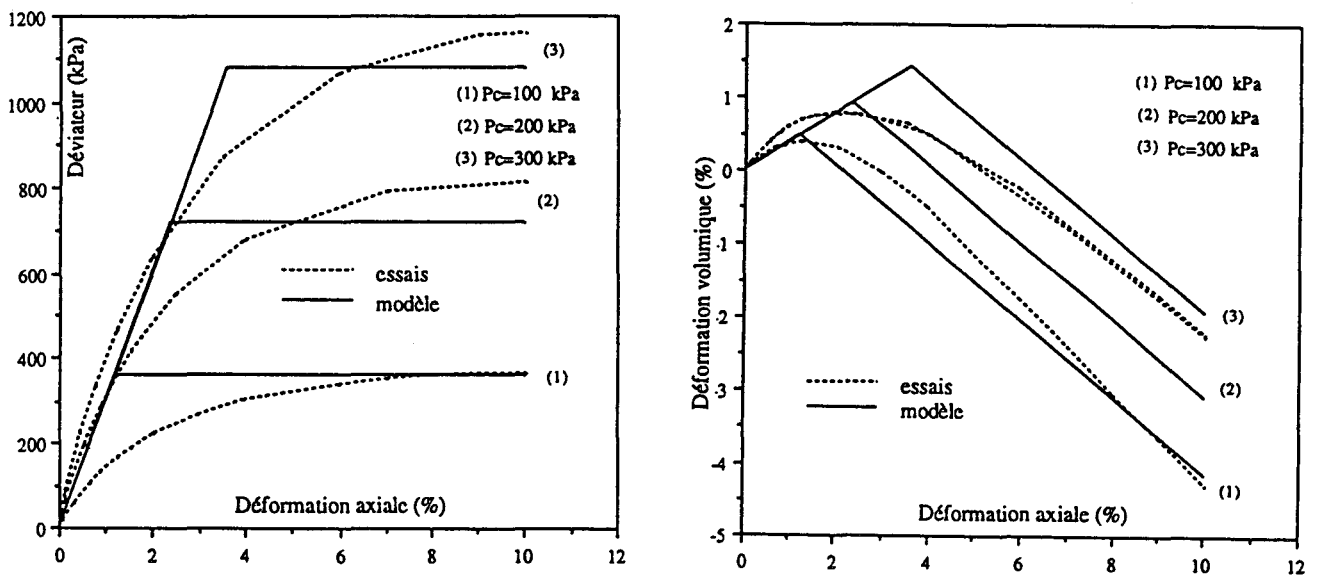
Le sol et le rideau ont été modélisés en utilisant des éléments quadrilatères à 8 noeuds. Ces éléments permettent de décrire les effets de flexion dans le rideau. Le maillage utilisé est montré dans la figure 3.6. Il comporte 240 éléments quadrilatères à 8 noeuds et 783 noeuds. Il a été raffiné au voisinage du rideau pour la prise en compte de la variation des contraintes dans cette région et pour une bonne évaluation de l'action de sol sur le rideau.

La distribution des contraintes initiales a été considérée de type oedométrique avec un coefficient de poussée des terres au repos $K_0 = 0,4$. Cette hypothèse n'est pas en accord avec les mesures in-situ qui montrent que l'installation du rideau induit une modification importante des contraintes au voisinage du rideau (Figure 3.7). Néanmoins, cette hypothèse a été maintenue car la prise en compte de l'installation du rideau constitue un problème fort complexe de la modélisation en géomécanique dont la vérification n'est pas l'objet du présent travail, ajoutons à cela que l'installation du rideau affecte essentiellement la distribution des contraintes dans son voisinage alors que son chargement par l'excavation implique une masse plus importante du sol où la distribution des contraintes initiales peut être raisonnablement supposée de type oedométrique.

L'excavation a été modélisée par une désactivation des éléments du sol se trouvant dans la zone à excaver. Le buton, assumé infiniment rigide, a été modélisé par un déplacement imposé au noeud correspondant à sa position. Pendant les trois premières phases de chargement, le déplacement horizontal de ce noeud a été bloqué, la dernière phase de chargement a été modélisé par un déplacement horizontal croissant jusqu'à la stabilisation de la force dans les butons. La figure 3.8 montre que cette force tend à se stabiliser à partir d'un déplacement de l'ordre de 3cm et pour un niveau de forcé de l'ordre de 8,3 kN/m. Cet état a été considéré comme l'état limite dans la modélisation.



(a)- Première couche (0 à 2 m)



(b)- Deuxième couche (> 2m)

Figure 3.5 : Résultats des essais triaxiaux et leur simulation avec le modèle Mohr - Coulomb non associé

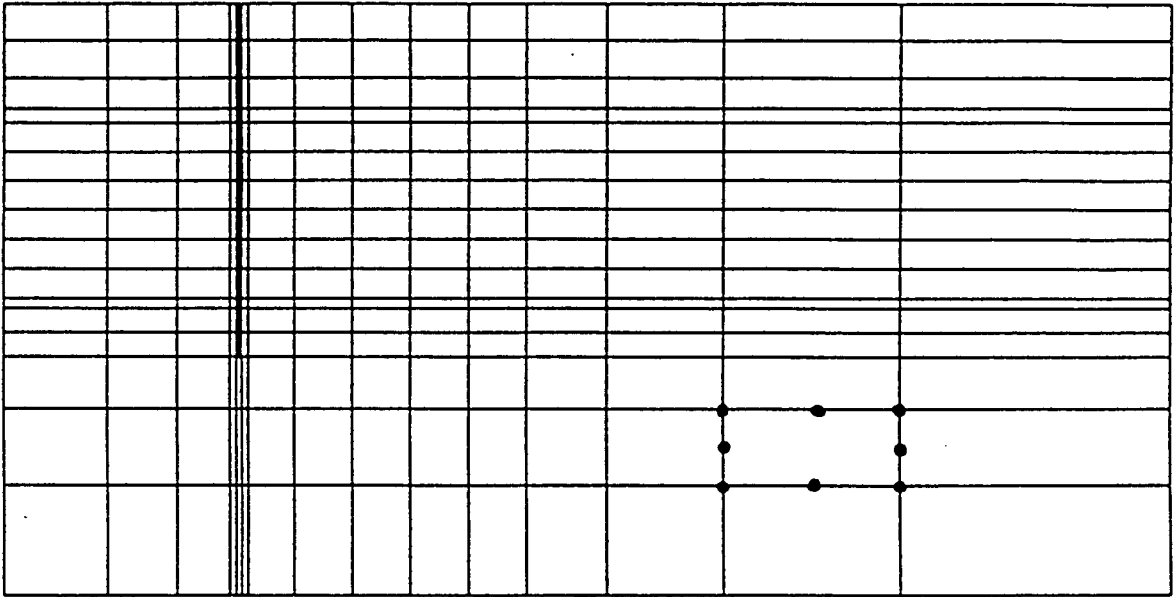


Figure 3.6 : Maillage utilisé : 240 éléments à 8 noeuds et 783 noeuds

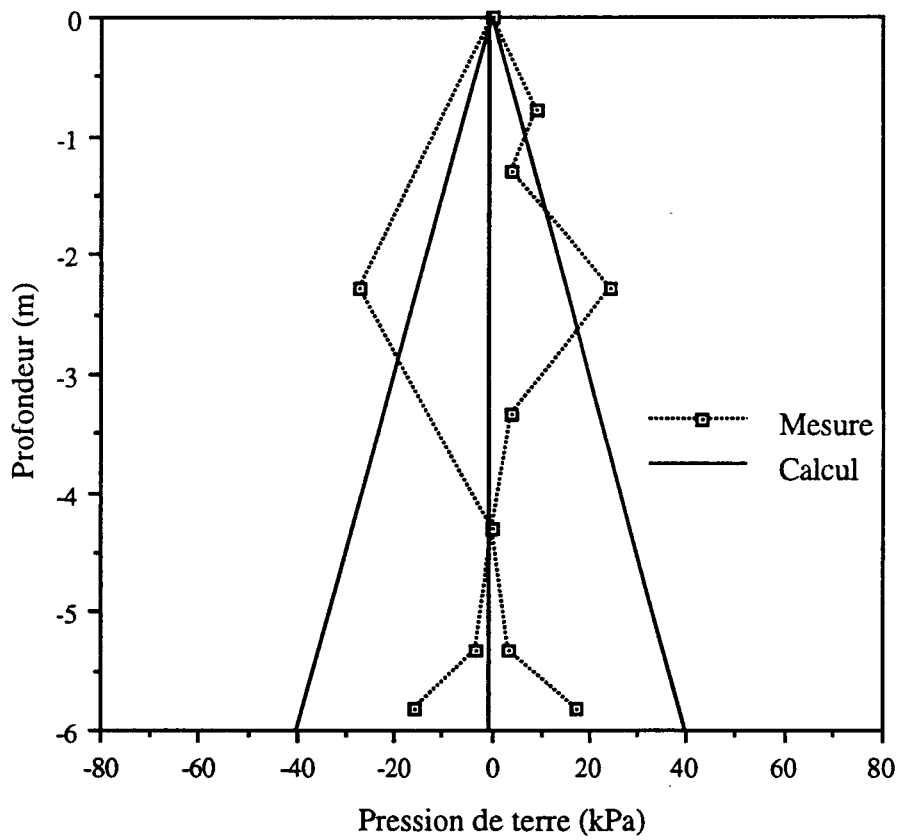


Figure 3.7 : Distribution de la pression des terres initiale

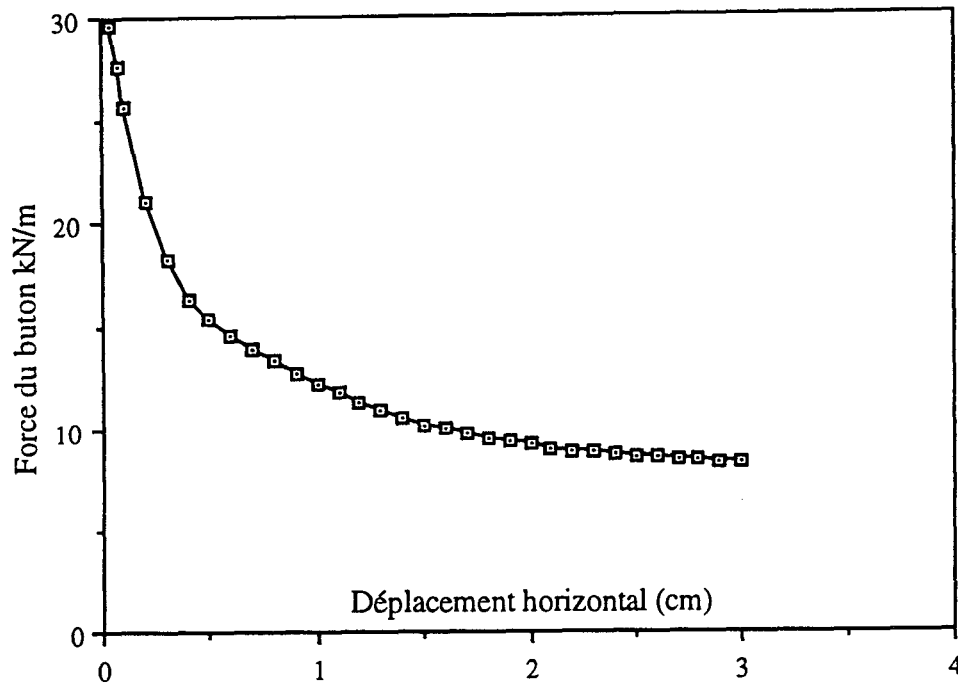


Figure 3.8 : Evolution de la force de butonnage

3.3.3. Résultats des prédictions

Compte tenu de la grande quantité de mesures, la confrontation entre les prédictions numériques et l'expérimentation a porté sur quatre phases significatives du chargement, à savoir :

- phase I: excavation devant le rideau jusqu'à une profondeur de 4 m (phase 5 du Test),
- phase II: excavation jusqu'à la profondeur maximale $Z= 5$ m (phase 6 du Test),
- phase III: application d'une pression en surface (phase 7 du Test),
- phase IV: stabilisation des forces dans le buton (état limite) (Phase 8 du Test).

Force dans le buton

Le tableau 3.4 donne les valeurs des forces dans les butons mesurées au cours de l'expérimentation et obtenues par les prédictions numériques. On constate un bon accord entre

les prédictions et l'expérimentation pour les deuxième et troisième phases. Pour la première phase, les prédictions numériques sous-estiment la force dans le buton. Cela peut être attribué à la non prise en compte de l'installation du rideau qui a eu pour effet une augmentation des pressions des terres dans la partie supérieure du rideau (Figure 3.7). Pour la dernière phase, on note que les prédictions numériques surestiment sensiblement la force dans le buton. Cet écart peut être, en partie, attribué aux difficultés rencontrées dans la définition de "l'état limite".

	F (kN/m) Phase I	F (kN/m) Phase II	F (kN/m) Phase III	F (kN/m) Phase IV
Expérimentale	21,3	28,6	33,7	4,2
Prédiction	16,3	26,9	32,7	8,3

Tableau 3.4 : Forces dans le buton obtenues par l'expérimentation et la modélisation numérique

Déformée du rideau

Les figures 3.9a et 3.9b montrent les déformées du rideau obtenues avec l'expérimentation et les prédictions numériques. On constate que l'expérimentation et les prédictions numériques sont en bon accord pour les trois premières phases, en particulier dans la partie supérieure de rideau ($Z < 4m$) où la déformée est marquée par une rotation autour de la position du buton; dans la partie inférieure, on note que l'expérimentation donne un déplacement nul alors que les prédictions numériques donnent un déplacement de l'ordre de 2mm. Pour la dernière phase de chargement, on note un désaccord important entre l'expérimentation et les prédictions : la déformée obtenue expérimentalement est marquée par une translation et une rotation autour du centre du rideau alors que la déformée obtenue par les prédictions numériques est marquée dans la partie supérieure ($Z < 3m$) par une rotation autour de la position du buton, et dans la partie inférieure par une rotation autour du centre de cette partie.

Les figures 3.10a et 3.10b montrent respectivement les déformées à la fin des 3^{ème} et 4^{ème} phases. On peut constater que l'excavation induit un soulèvement au sol devant le rideau et un déplacement horizontal du massif jusqu'à une distance de l'ordre de 5m à l'arrière du rideau. La réduction de la longueur du buton a pour effet de concentrer le déplacement horizontal au voisinage de la partie supérieure du rideau.

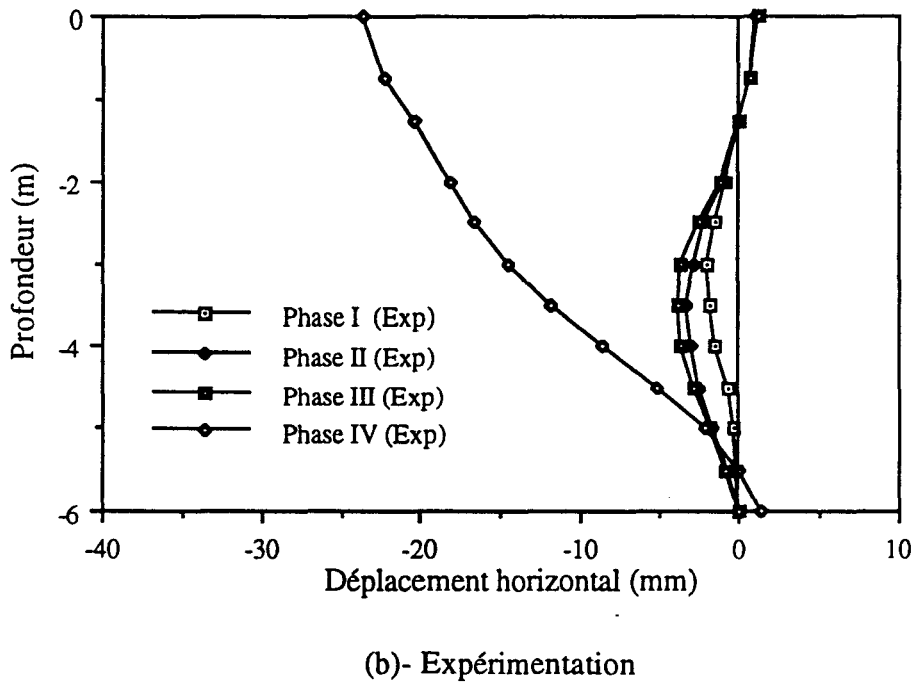
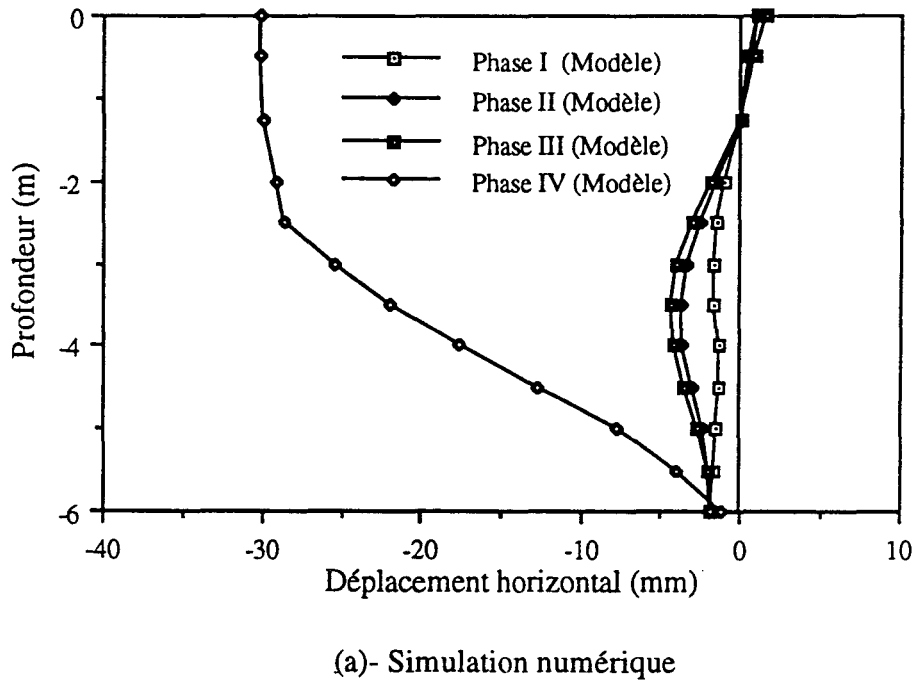
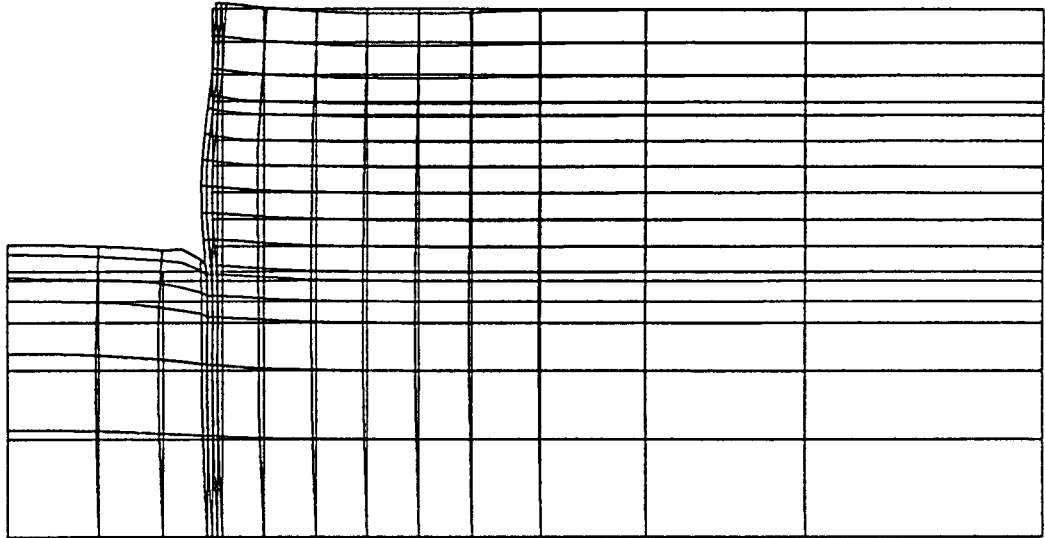
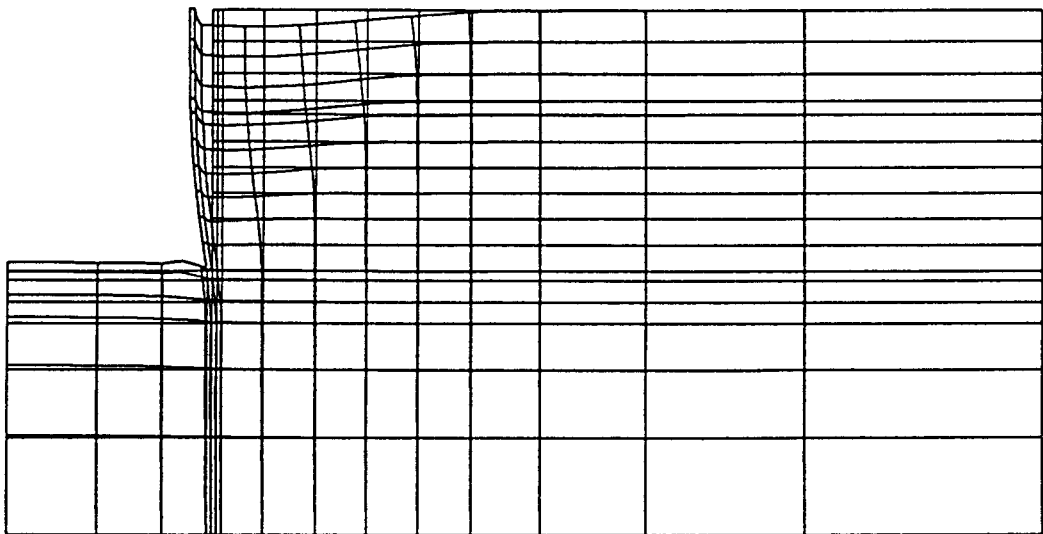


Figure 3.9 : Déformée du rideau



(a)- Déformée à la fin de 3^{ème} phase
(Fin de chargement en surface)



(b)- Déformée à la fin de 4^{ème} phase
(Etat limite)

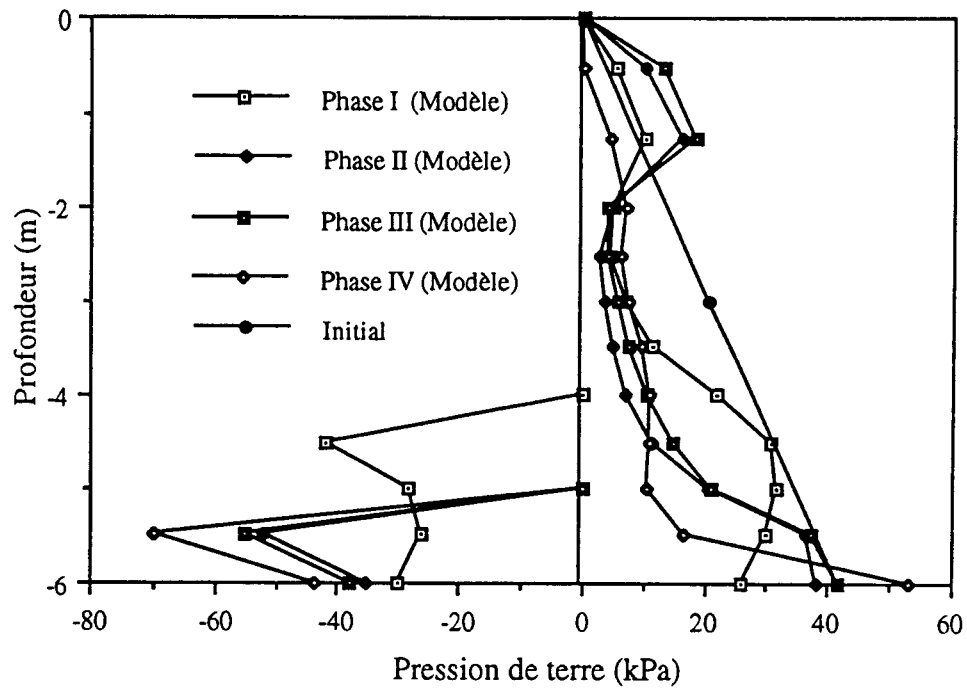
Figure 3.10 : Déformées au 3^{ème} et 4^{ème} phases du chargement

Pression des terres

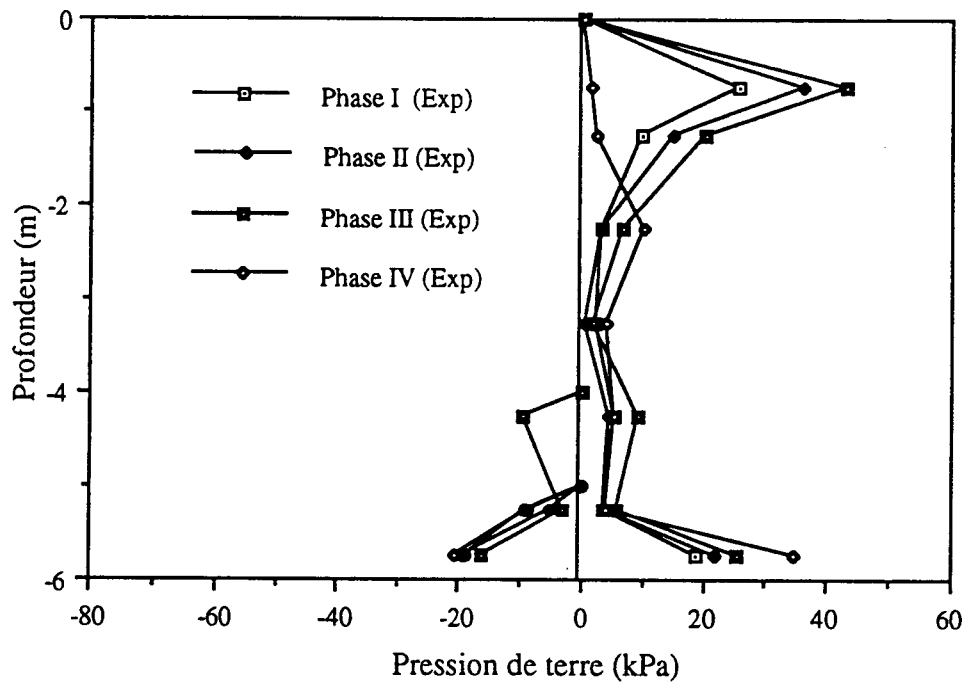
Les figures 3.11a et 3.11b montrent les distributions de la pression des terres appliquée au rideau. On constate que pour les trois premières phases de chargement les prédictions numériques et les résultats expérimentaux indiquent une augmentation de la pression des terres dans la partie supérieure du rideau et une diminution de celle-ci dans la partie inférieure. Ces évolutions correspondent respectivement à une mobilisation partielle de la butée et de la poussée des terres. On note cependant que le modèle sous-estime d'une manière sensible la pression des terres au voisinage du buton. Dans la partie inférieure, on note que le modèle surestime les pressions appliquées sur les deux côtés du rideau, en particulier dans la partie avant où on note une mobilisation importante de la butée alors que l'expérimentation indique une faible mobilisation de celle-ci. Pour la dernière phase de chargement, on note un bon accord entre les prédictions et l'expérimentation sur la pression appliquée sur la partie arrière du rideau, mais une surestimation par la modélisation de la pression de butée appliquée sur la partie avant.

Moment fléchissant

Les figures 3.12a et 3.12b montrent les courbes du moment fléchissant obtenues expérimentalement et par la modélisation. On note que pendant les trois premières phases de chargement, l'expérimentation et les prédictions donnent un moment fléchissant négatif aux extrémités du rideau et un moment positif dans la partie centrale. Au niveau quantitatif, on note que les prédictions numériques surestiment ce moment dans les parties centrale et inférieure du rideau. Pour la quatrième phase on note un accord qualitatif entre l'expérimentation et la modélisation, mais cette dernière donne des valeurs élevées du moment par rapport à celles mesurées au cours de l'expérimentation.

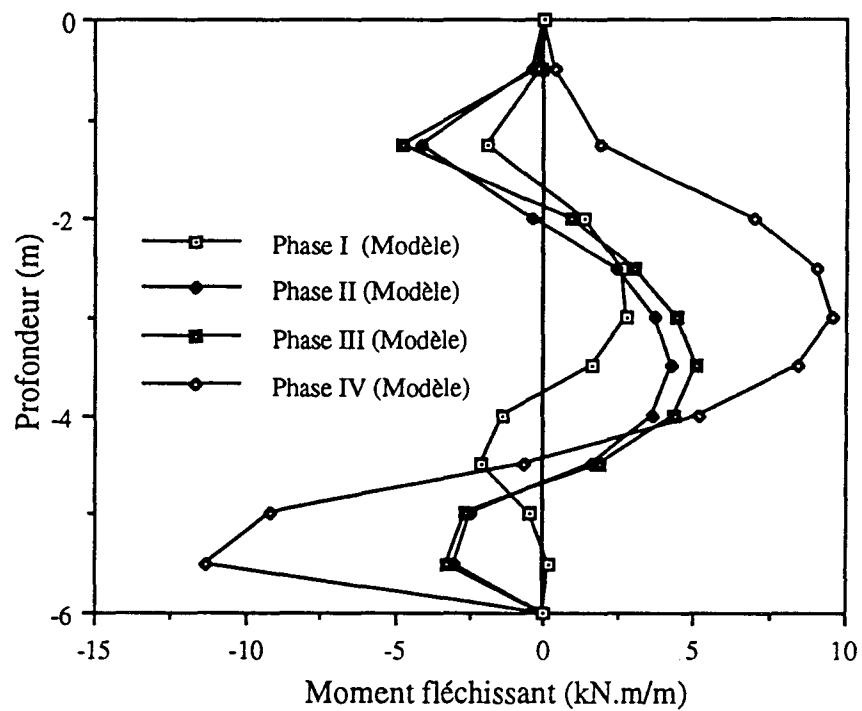


(a)- Simulation numérique

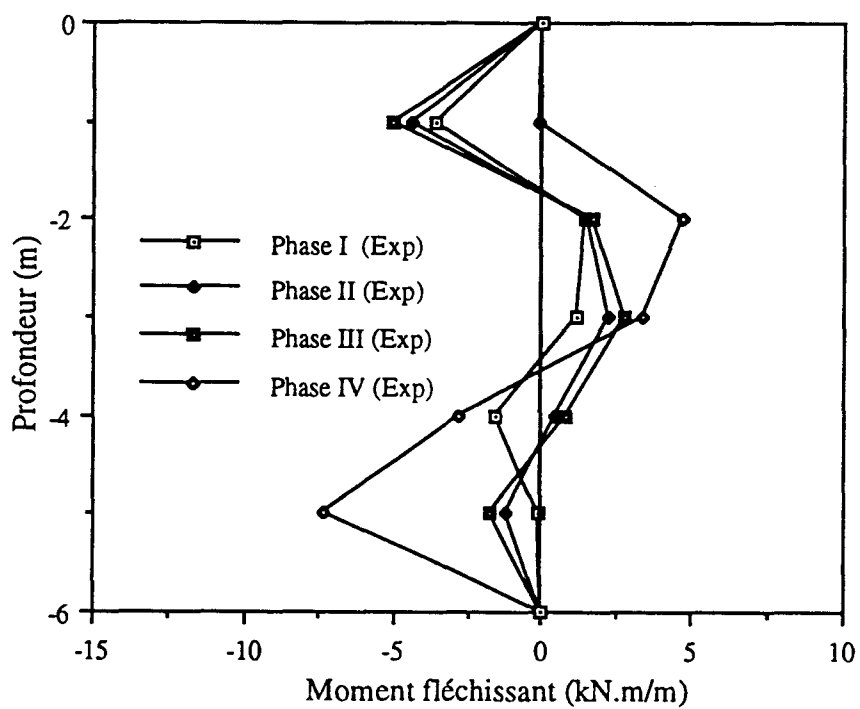


(b)- Expérimentation

Figure 3.11 : Pression des terres



(a)- Simulation numérique



(b)- Expérimentation

Figure 3.12 : Moment fléchissant du rideau

3.3.4 Comparaison avec d'autres prédictions

Cette expérimentation a fait l'objet de nombreuses prédictions : 18 par la méthode des éléments finis et 22 par la méthode aux modules de réaction. La liste des participants, des méthodes utilisées pour le calcul, et des modèles utilisés est présentée dans l'annexe A3. Les figures 3.13 et 3.14 montrent une récapitulation de l'ensemble de ces prédictions. On peut constater une grande dispersion des résultats obtenus. Ceci est dû principalement à la détermination des paramètres du sol.

La figure 3.14 montre les résultats obtenus pour la 3^{ème} phase de chargement (fin de chargement en surface) avec la méthode des éléments finis et la méthode de modules de réaction. On constate la supériorité de la première méthode par rapport à la seconde malgré la dispersion des résultats.

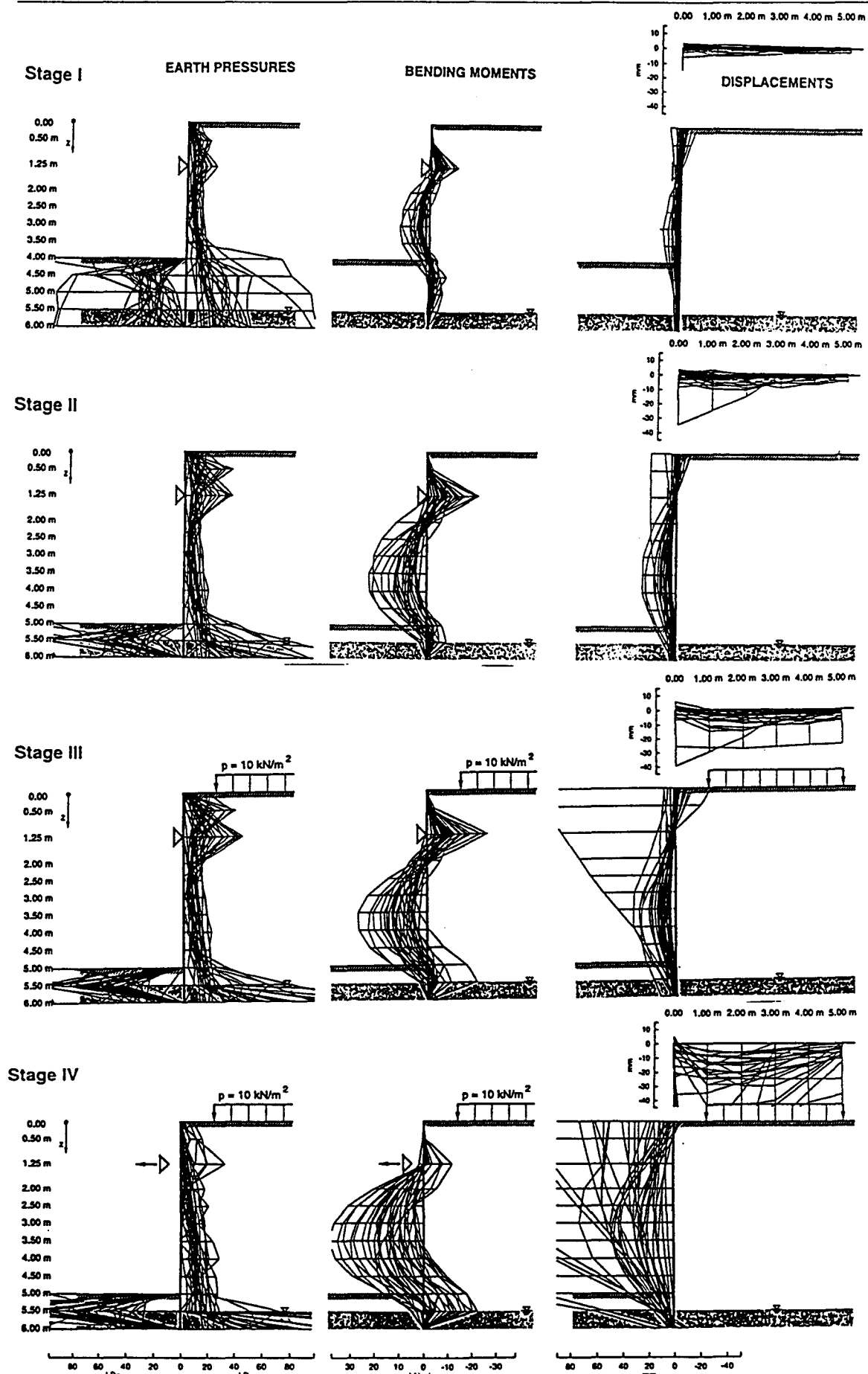
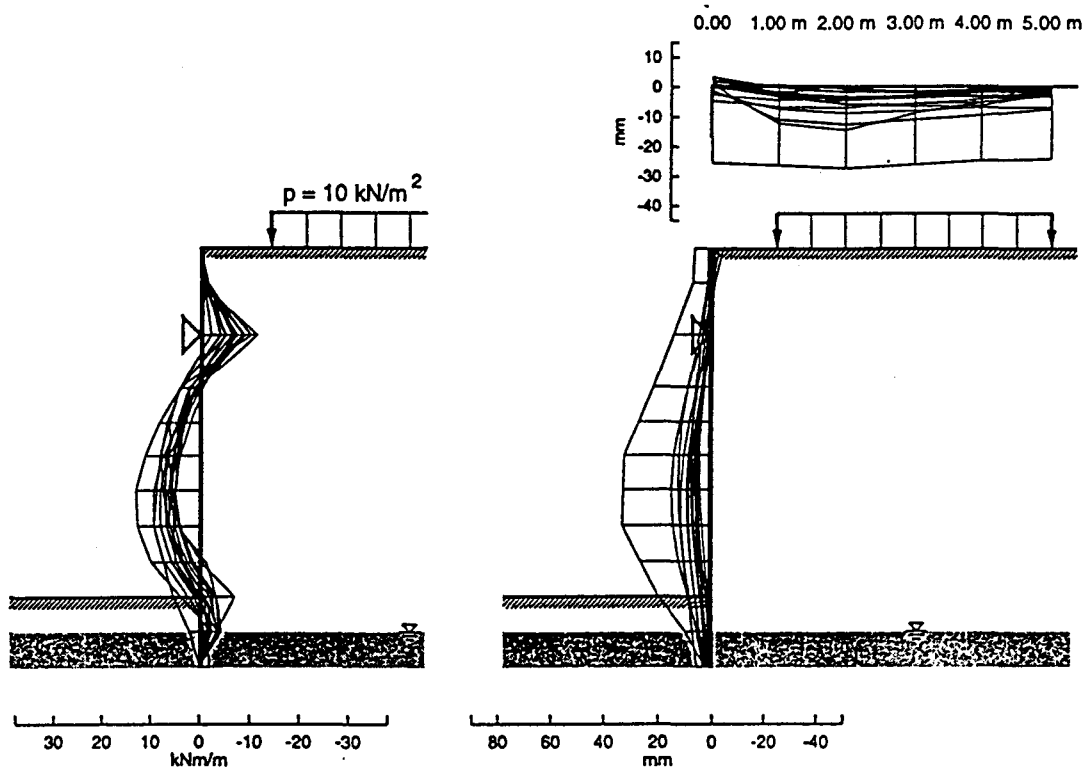


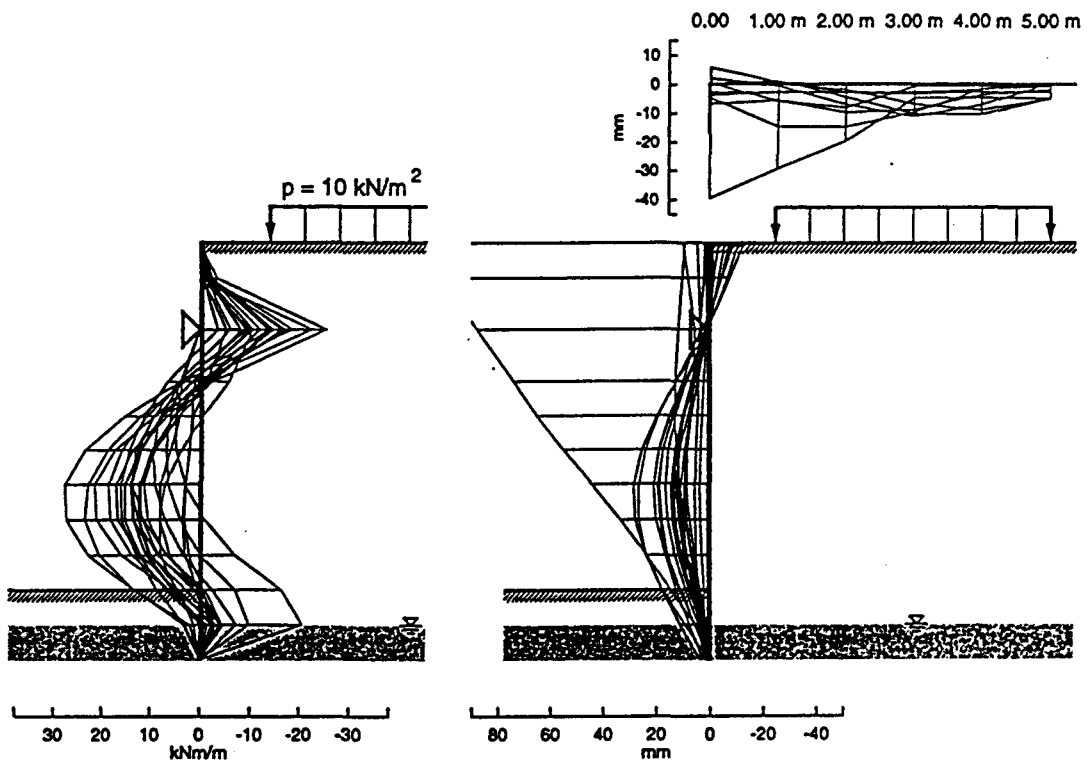
Figure 3.13- Résultats des simulations de 43 prédicteurs de 14 pays.

MOMENT FLECHISSANT

DEPLACEMENTS



(a)- Méthode des éléments finis



(b)- Méthode aux modules de réaction

Figure 3.14 : Résultats de calculs pour la 3^{ème} phase de chargement obtenus par les différents prédicteurs

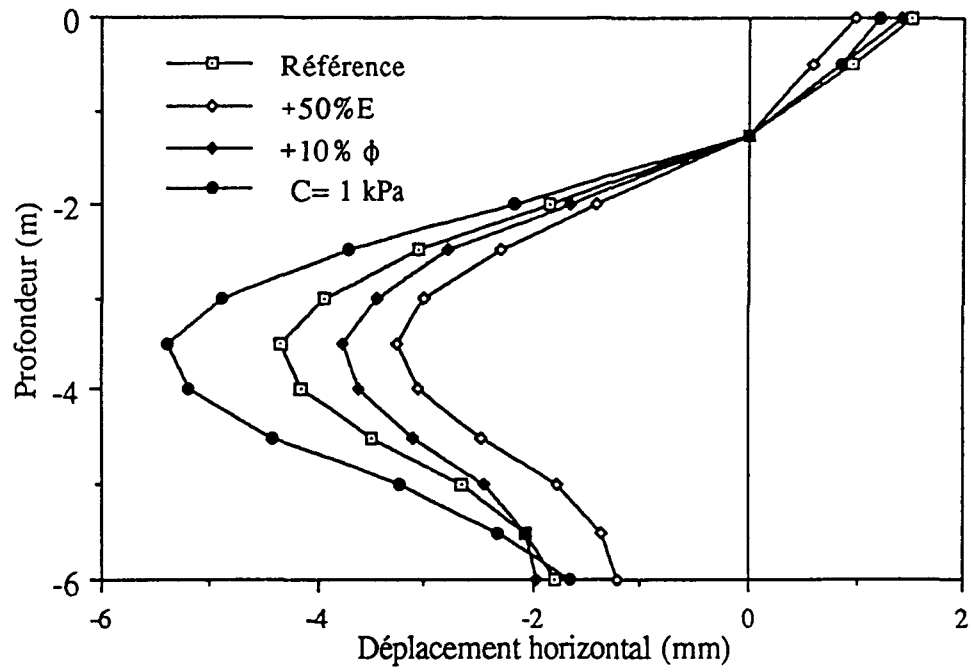
3.3.5. Etude paramétrique

Compte tenu des incertitudes qu'on peut avoir sur la détermination des paramètres des modèles de sols, en particulier les paramètres élastiques, une étude a été réalisée pour analyser l'influence de la perturbation de certains paramètres sur la simulation numérique de l'expérimentation. Dans un premier temps, cette étude a comporté une analyse de l'influence de la perturbation du module de Young et de l'angle de frottement sur les prédictions numériques. Les résultats de cette étude sont illustrés dans les figures 3.15a et 3.15b. On constate qu'une augmentation de 50% du module de Young induit une diminution importante de la déformée du rideau (de l'ordre de 30% pour la valeur maximale) et du moment fléchissant (de l'ordre de 20% pour la valeur maximale), mais elle n'influence que légèrement les forces dans les butons. Une augmentation de 10% de l'angle de frottement induit une diminution de 15% de la valeur maximale de la déformée, de 20% de la valeur maximale du moment fléchissant et de 8% de la force dans les butons. Ces résultats montrent la nécessité d'une bonne estimation de ces paramètres, en particulier du module de Young dont la détermination à partir des essais triaxiaux conventionnels peut comporter de grandes incertitudes.

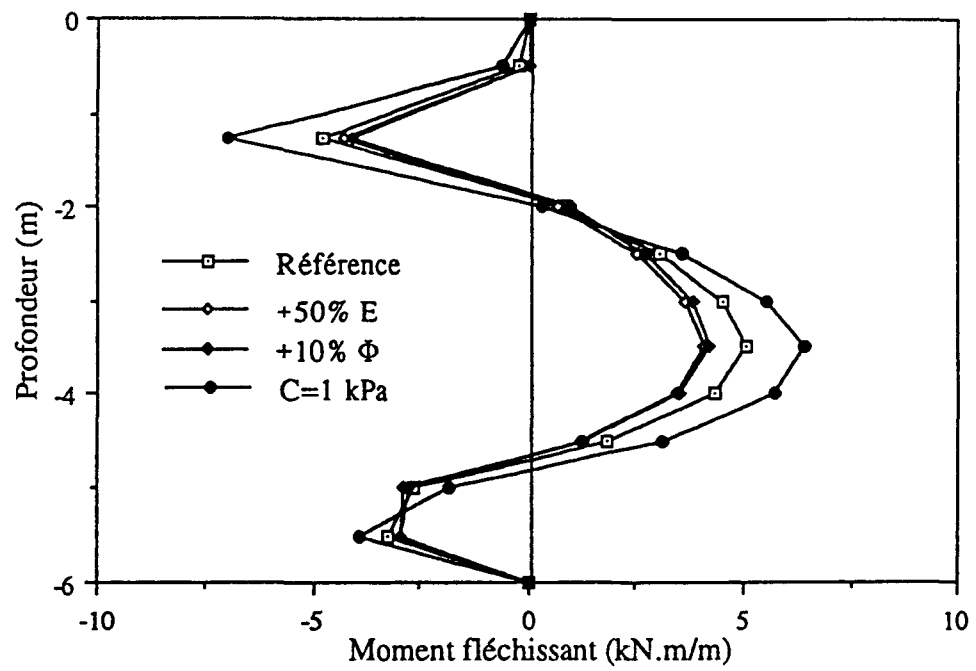
Afin d'étudier l'influence de la cohésion capillaire sur le comportement du rideau, une simulation a été effectuée en considérant une faible valeur de cette cohésion ($C = 1$ kPa). Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures 3.15a et 3.15b. On constate que cette diminution induit une augmentation importante de la déformée du rideau (de l'ordre de 25% pour la valeur maximale) et du moment fléchissant (de l'ordre de 30% pour la valeur maximale) et très sensible de la force dans les butons (de l'ordre de 50% - tableau 3.5). Ces résultats montrent le rôle important que joue la cohésion capillaire dans le calcul en déformation des rideaux.

	F (kN/m) Phase I	F (kN/m) Phase II	F (kN/m) Phase III	F (kN/m) Phase IV
Référence	16,3	26,9	32,7	8,3
+50% E	16,1	26,7	32,7	10,3
+10% ϕ	15,5	25	30,3	6,2
$C = 1$ kPa	19,9	32,8	39,7	12,4

Tableau 3.5- Influence de la perturbation des paramètres sur les forces dans les butons



(a)- Déformée du rideau (Phase III)



(b)- Moment fléchissant (Phase III)

Figure 3.15 : Etude paramétrique: effet d'une perturbation des paramètres E , ϕ et C

3.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté les résultats d'une expérimentation en vraie grandeur sur un rideau de palplanche butonné qui a été chargé par une excavation et une pression en surface et, qui a été ensuite amené à l'état limite par réduction des forces de butonnage. Les quantités et qualités des mesures réalisées sur cet ouvrage en font un bon exemple pour la vérification des modèles de calcul de rideau.

Une prédiction de classe A de cette expérimentation a été réalisée à l'aide d'une modélisation par éléments finis avec un modèle élastique - parfaitement plastique utilisant le critère de Mohr - Coulomb non associé. Cette prédiction a montré que ce modèle décrit correctement le comportement du rideau dans ces phases de fonctionnement à savoir l'excavation et le chargement en surface. Des difficultés ont été rencontrées pour le calcul de la première phase de chargement à cause de la négligence de la perturbation induite par l'installation du rideau. Mais du fait que cette perturbation est concentrée au voisinage du rideau, son influence s'est réduite au cours du chargement impliquant une masse croissante du sol moins perturbée par l'installation.

Une étude paramétrique a montré que les prédictions numériques sont particulièrement sensibles au module de Young et à la cohésion capillaire. Du fait que ces paramètres sont très sensibles au remaniement, il est recommandé de les déterminer à partir des essais in situ.

CHAPITRE IV
ANALYSE DU COMPORTEMENT D'UN PUIT
PROFOND DANS LES MARNES

CHAPITRE IV:

ANALYSE DU COMPORTEMENT D'UN PUITTS PROFOND DANS LES MARNES

Ce chapitre comporte une analyse du comportement d'un puits profond situé dans une couche de marne qui devait fait l'objet d'une expérimentation par l'ANDRA. Il fait partie d'un travail visant à valider des modèles numériques de calcul des ouvrages de stockage en souterrain sur un ouvrage en vraie - grandeur. Après une description de l'ouvrage et du modèle utilisé, nous allons présenter les résultats des simulations numériques.

4.1. INTRODUCTION

Pour le dimensionnement des puits de stockage, l'ANDRA (Agence Nationale pour la gestion des Déchets Radioactifs) a entrepris un projet d'un puits expérimental de 1 mètre de diamètre dans une couche de marne située dans les Mines de Potasse d'Alsace. Cette expérimentation avait pour objectif l'étude de la validité des modèles numériques proposés pour le calcul des ouvrages de stockage. Le but initial du présent travail était de tester un modèle implanté dans notre programme sur les résultats de cette expérimentation, mais à cause des difficultés rencontrées dans la réalisation de cet essai, nous n'avons pas pu disposer des résultats de mesure. Aussi, pour situer nos résultats, ils seront comparés à ceux obtenus avec un modèle élastoplastique développé pour les roches par Shao et Henry (1991).

4.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Le puits a été réalisé à partir d'une galerie se trouvant dans une couche de halite à 508 m de profondeur (Figure 4.1). Cette galerie est de 6m de hauteur et de 5,5m de largeur. Le puits traverse une couche faite d'alternances décimétriques d'anhydrite et de marnes de 14m environ pour atteindre la couche des marnes à hydrobies de 23m d'épaisseur.

Cette marne contient 60% environ de calcite et 28% d'argile (essentiellement de la kaolinite et de l'illite). Sa densité sèche est de 24 kN/m³ environ, correspondant à un indice de vides de 0,11 et à une teneur en eau à saturation de 4%. Sa résistance à la compression simple est de l'ordre de 30 MPa.

Le puits est de 1m de diamètre. Sa profondeur est de 37m. Il traverse les marnes sur toute l'épaisseur de la couche, soit 23 mètres.

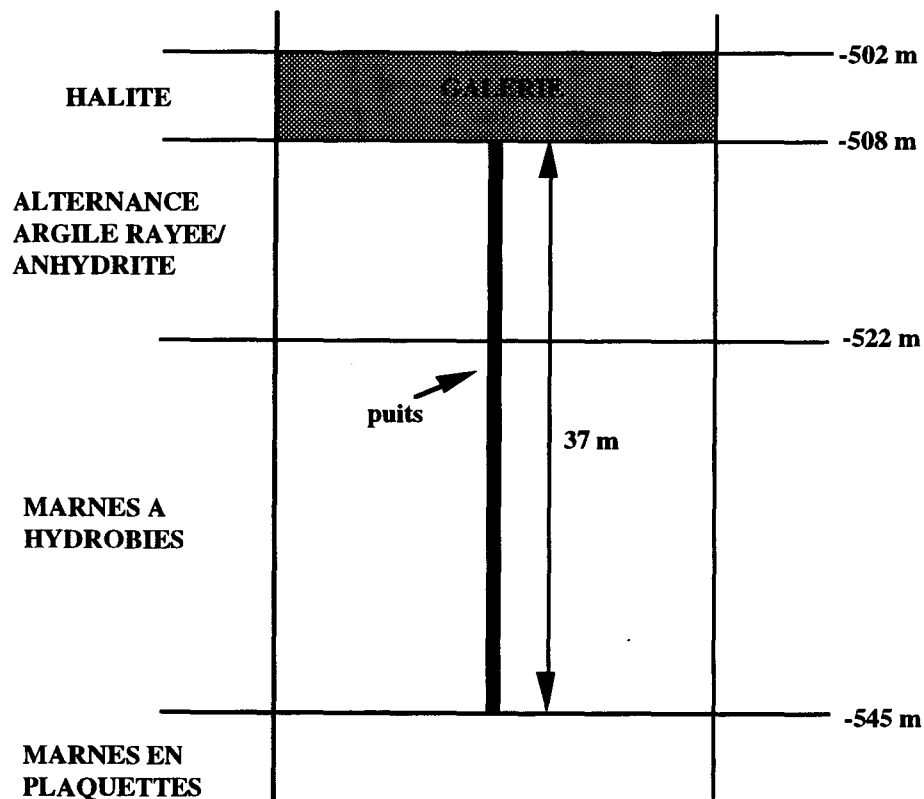


Figure 4.1 : schéma de l'emplacement du puits

Avant la réalisation du puits, d'autres types de forages ont été réalisés : trous de dégazage, sondages d'échantillonnage et sondages de mesure de déformation. Les sondages de mesure de déformation sont situés à proximité de l'emplacement du puits. Dans ces sondages des cellules, de type CSIRO, ont été placées pour permettre le suivi de l'évolution des déformations au cours et après le creusement. Leur profondeur est de 30 m environ sous le radier de la galerie. A cette profondeur, on estime que les perturbations dans le massif dues à la présence de la galerie sont négligeables. En conséquence, les calculs seront faits en déformations planes pour une section située à une profondeur de 30m en dessous du mur de la galerie. Une projection des forages sur le plan $Z = 0$ est donnée dans la figure 4.2.

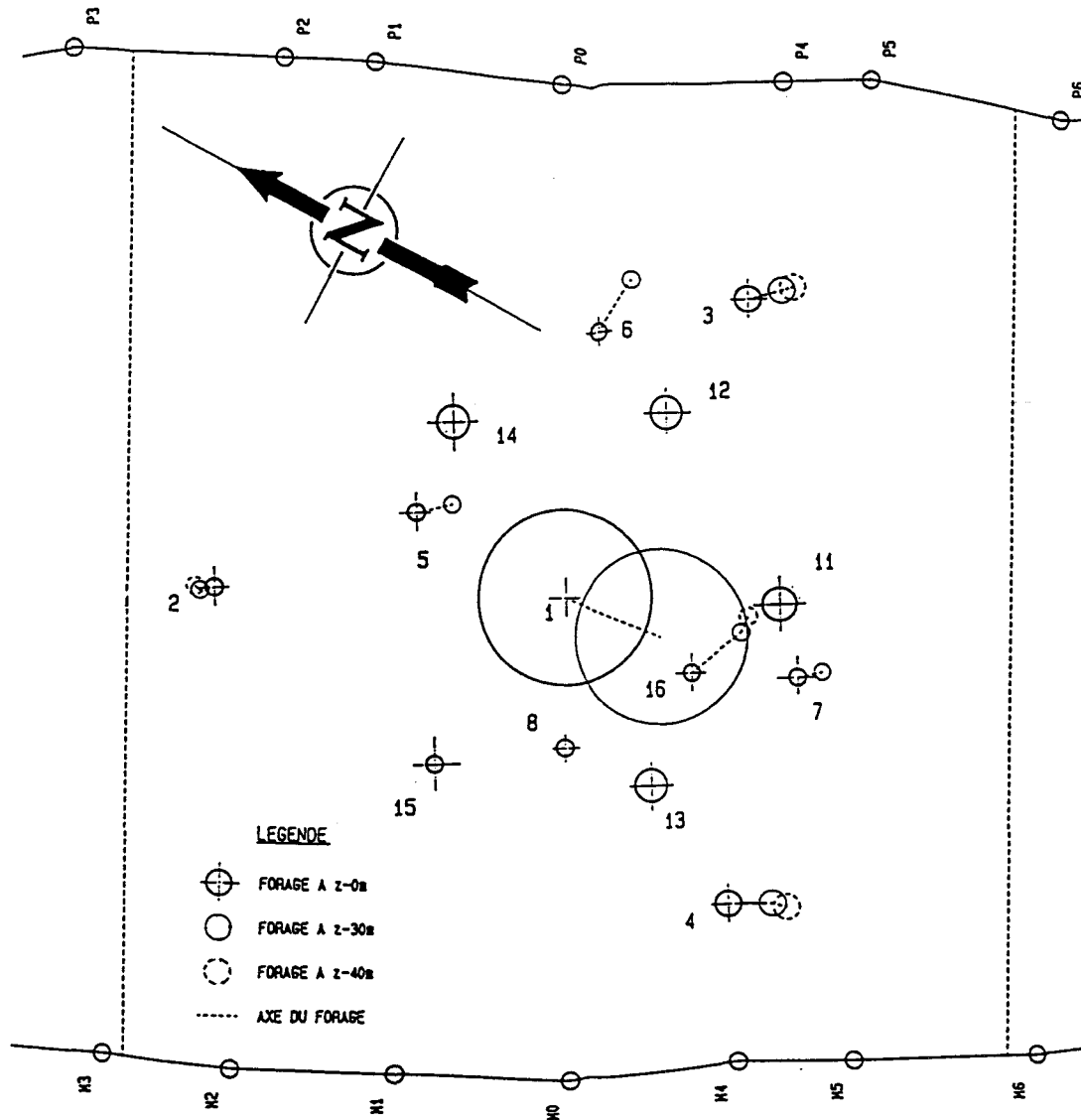


Figure 4.2 : Implantation des forages sur le site
-vue en plan

4.3. MODELISATION DU COMPORTEMENT DE LA MARNE

4.3.1 Essais réalisés en laboratoire

Afin de déterminer les paramètres et de valider les modèles de comportement, des essais triaxiaux ont été réalisés au Laboratoire de Mécanique de Lille. Le programme expérimental a comporté les essais suivants (Sibai et al., 1993) :

(i) un essai de compressibilité (hydrostatique) réalisé jusqu'à une pression de confinement de 60 MPa;

(ii) des essais triaxiaux monotones réalisés selon les axes S1 et S3 à différentes pressions de confinement (Figure 4.3);

(iii) des essais triaxiaux avec des cycles de chargement - déchargement selon différentes orientations ($\theta = 0, 15, 45, 75$ et 90° , θ est l'angle entre S3 et Y) et à différentes pressions de confinement,

(iv) des essais proportionnels en contraintes dans les directions S1 et S3 avec un rapport de contraintes ($K = \sigma_1/\sigma_3$) égale à 1,5; 2,5 et 5;

(v) des essais d'extension latérale selon les directions S1 et S3.

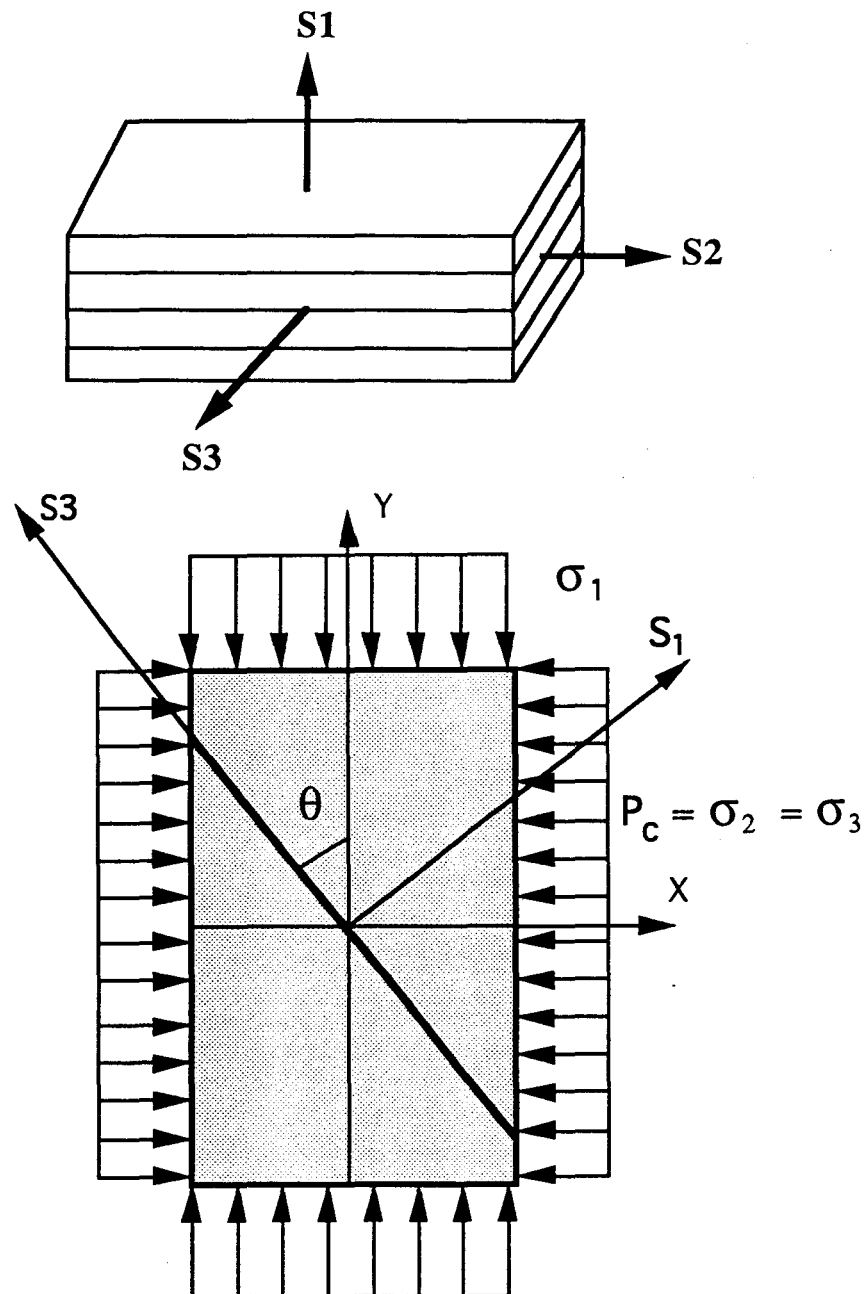


Figure 4.3 : Repère de référence structurale et notations

4.3.2. Choix du modèle

Les résultats des essais triaxiaux ont montré que le comportement de la marne est caractérisé par les aspects suivants :

i) le comportement global est plutôt élastoplastique qu'élastoendommageable dans le sens où la dégradation des constantes élastiques n'est pas significative,

ii) la dilatance a été observée seulement pour des essais triaxiaux de très faibles pressions de confinement,

iii) le comportement est transversalement isotrope, l'anisotropie est fortement atténuée quand la pression de confinement augmente,

iv) le module élastique dans le plan de sédimentation est quasiment constant tandis que celui perpendiculaire au plan augmente avec la pression de confinement; les coefficients de Poisson varient peu.

Selon ces observations, nous avons retenu le modèle de comportement Modsol développé dans notre laboratoire (Shahrour et Chehade, 1992) en le modifiant pour la prise en compte des aspects évoqués ci-dessus.

Hypothèses de travail

La galerie étant verticale dans la marne dont le plan de sédimentation est sub-horizontale, pour ne tenir compte que des aspects essentiels du comportement de la marne en liaison avec les conditions de charges in situ, les hypothèses de travail suivantes ont été retenues :

H1) La partie élastique du comportement de la marne est supposée isotrope transverse dont le plan d'isotropie est celui de la sédimentation. Le repère de structure utilisé dans ce travail est présenté dans la figure 4.3.

H2) La partie plastique du comportement de la marne est supposée isotrope.

H3) Les variations des constantes élastiques en fonction des contraintes (pression de confinement et déviateur) étant relativement faibles (Sibai et al, 1993), elles seront donc négligées dans ce travail.

Présentation du modèle

Le modèle de comportement Modsol a été développé pour la description du comportement des sols (Shahrour et Chehade 1992). Il est basé sur le concept de l'élastoplasticité à écrouissage isotrope. La partie élastique est supposée non linéaire et isotrope. La surface de charge est linéaire dans le plan (p,q) et coïncide avec un critère de Mohr-Coulomb arrondi dans le plan déviatorique. L'écrouissage est supposé de type isotrope. La règle d'écoulement est basée sur le concept d'état caractéristique qui permet de décrire la transition du comportement du domaine contractant au domaine dilatant. La version initiale du modèle a été modifiée pour décrire le comportement mécanique de la marne. La partie élastique a été modifiée pour tenir compte de l'anisotropie transverse de la marne. Les déformations élastiques sont déterminées par la relation suivante :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{13}}{E_3} & -\frac{\nu_{13}}{E_3} \\ -\frac{\nu_{31}}{E_1} & \frac{1}{E_3} & -\frac{\nu_{23}}{E_3} \\ -\frac{\nu_{31}}{E_1} & -\frac{\nu_{23}}{E_3} & \frac{1}{E_3} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{pmatrix}$$

La surface de charge a été modifiée pour tenir compte de la courbure de la surface de rupture observée dans le plan (p-q) et de la présence d'une cohésion (Figure 4.4). Sa nouvelle expression est donnée par :

$$f = q - M_f R (p + C)^n$$

$$p = \frac{s_{kk}}{3} \quad q = \sqrt{\frac{3s_{ij}s_{ij}}{2}} \quad s_{ij} = \sigma_{ij} - p$$

M_f , C et n sont des paramètres du modèle qu'on peut déterminer à partir de la surface de rupture dans le plan (p,q).

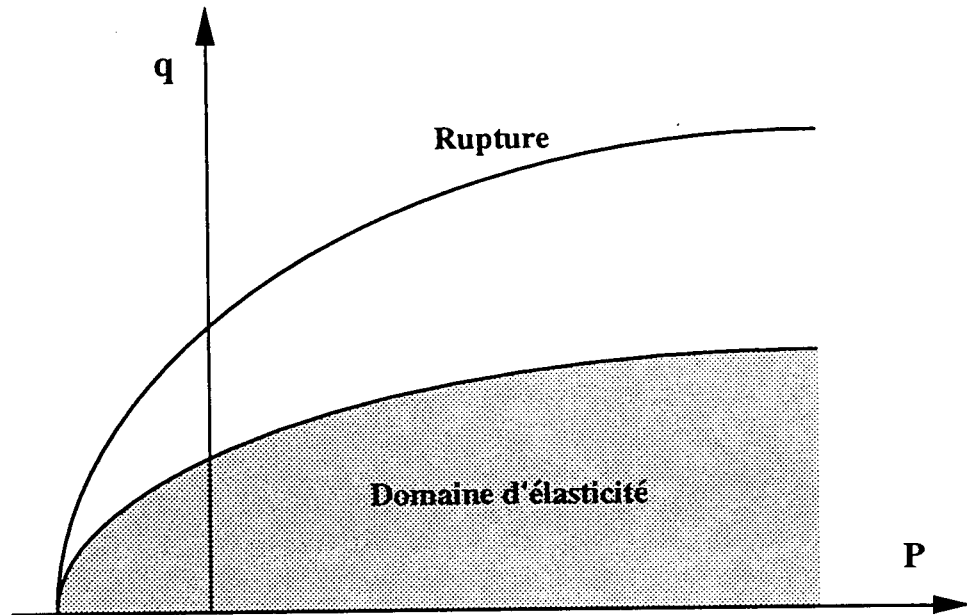


Figure 4.4 : Surface de charge

La fonction d'écrouissage (R) est supposée dépendre de la déformation déviatorique plastique (ε_d^p). Son expression est donnée par :

$$R = \frac{\varepsilon_d^p}{b + \varepsilon_d^p}$$

où b est un paramètre qu'on peut déterminer par calage sur des essais triaxiaux conventionnels.

La règle d'écoulement est basée sur le concept d'état caractéristique. La direction du taux de déformation plastique est déterminée à l'aide du gradient du potentiel de plasticité :

$$\text{grad}(g) = \begin{pmatrix} \frac{\partial g}{\partial p} = (M_g - \frac{q}{p+C}) \\ \frac{\partial g}{\partial q} = 1 \end{pmatrix}$$

M_g est un paramètre du modèle qu'on peut déterminer à partir des essais triaxiaux.

4.3.3 Détermination des paramètres rhéologiques

La partie élastique du modèle fait intervenir cinq paramètres : E_1 , E_3 , ν_{31} , ν_{23} et G_{13} . Les quatre paramètres élastiques E_1 , E_3 , ν_{13} (ou ν_{31}) et ν_{23} sont déterminés à partir des cycles de déchargement rechargement des essais triaxiaux avec $\theta = 0^\circ$ et 90° . En négligeant les variations de ces constantes en fonction des contraintes, les valeurs moyennes obtenues sont données dans le tableau 4.1a. Le module de cisaillement G_{13} a été déterminé à partir de l'essai triaxial réalisé à $\theta = 45^\circ$.

Les paramètres de la partie plastique ont été déterminés à partir des essais de compression et d'extension réalisés dans la direction S3. En effet, le forage va induire un déchargement dans le plan de schistosité (S2, S3), il est donc nécessaire de déterminer les paramètres rhéologiques sur des chemins qui s'approchent de ceux induits par le chargement réel.

Les paramètres de la surface de rupture (M_f , C et n) ont été déterminés à partir des contraintes à la rupture de l'ensemble des essais reportés dans le plan (p,q) (Figure 4.5). Les autres paramètres ont été fixés par optimisation sur l'ensemble de ces essais. Les valeurs des paramètres trouvées sont données dans le tableau 4.2.

E_1 (MPa)	E_3 (MPa)	ν_{31}	ν_{23}	G_{13} (MPa)
15000	20000	0,22	0,25	6000

Tableau 4.1a : Valeurs des paramètres élastiques

M_f	C (MPa)	n	M_g	b
7,2	3,0	0,58	2,2	0,001

Tableau 4.1b: Valeurs des paramètres de la partie plastique

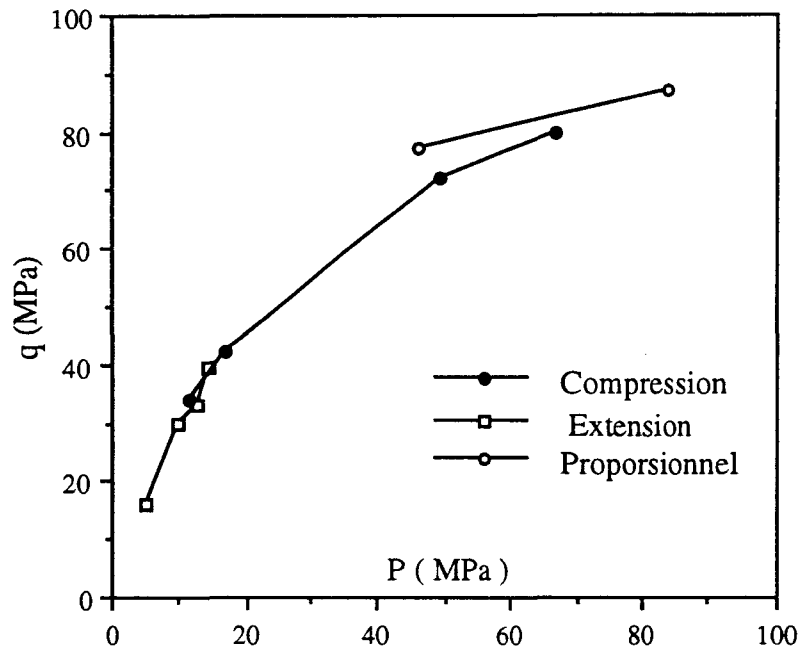


Figure 4.5: Etats des contraintes à la rupture des essais triaxiaux réalisés dans la direction S₃.

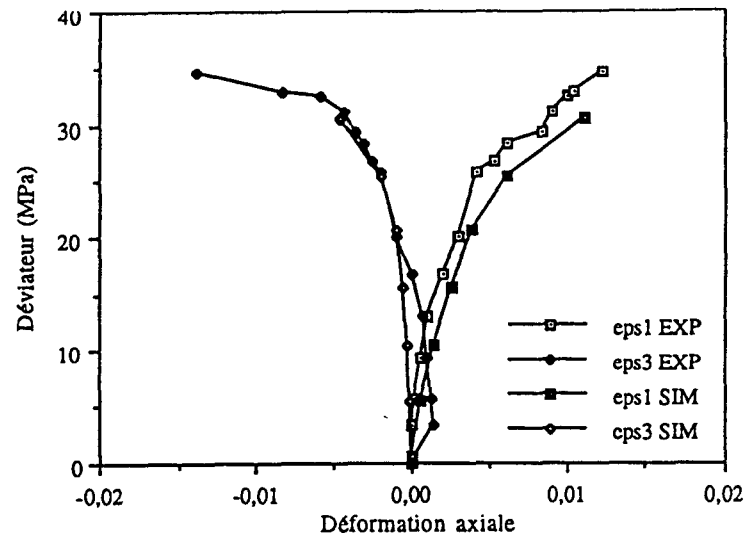
4.3.4 Vérification du modèle

Les résultats de simulation des trois essais de compression réalisés à des pressions de confinement de 3, 25 et 40 MPa sont illustrés dans les figures 4.6a à 4.6c. On peut constater que le modèle reproduit bien les résultats de ces essais à l'exception de la première partie de l'essai réalisé à 25 MPa où des problèmes de mesure sont notés.

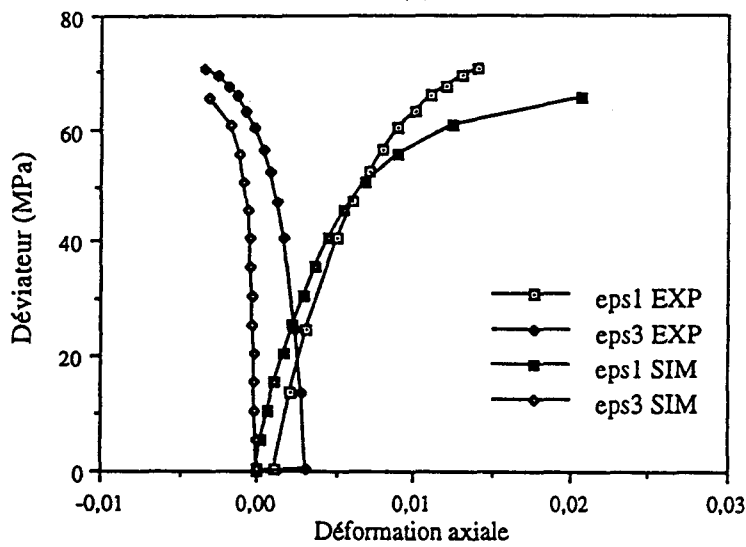
Le modèle a été testé sur les autres essais. La simulation de l'essai proportionnel est illustrée dans la figure 4.7. On constate que le modèle reproduit bien cet essai.

La figure 4.8 montre la simulation de l'essai d'extension réalisé à un confinement de 25 MPa. On constate que le modèle reproduit bien la première phase de chargement, mais il prédit une résistance inférieure à celle donnée par l'essai.

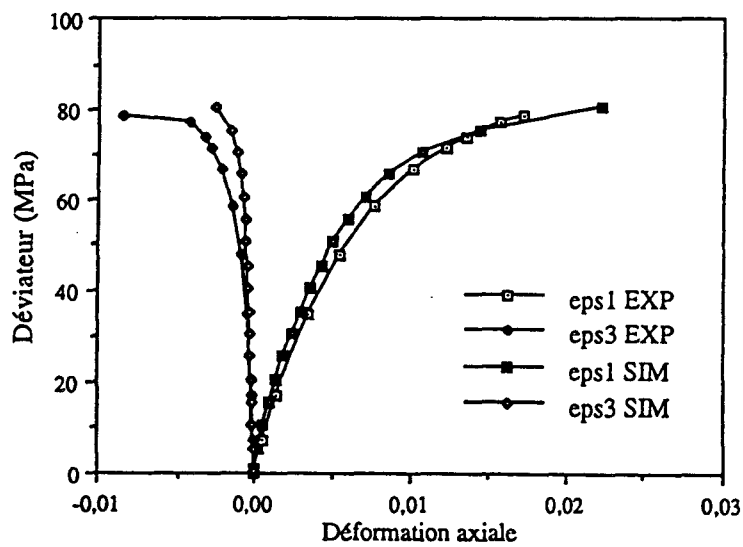
La confrontation des résultats de simulation à ceux donnés par les essais, et moyennant les incertitudes sur ces derniers, montre que le modèle Modsol reproduit correctement le comportement de la marne.



(a)



(b)



(c)

Figure 4.6 : Simulation de l'essai triaxial de compression réalisé à un confinement de a) 3 MPa b) 25 MPa c) 40 MPa

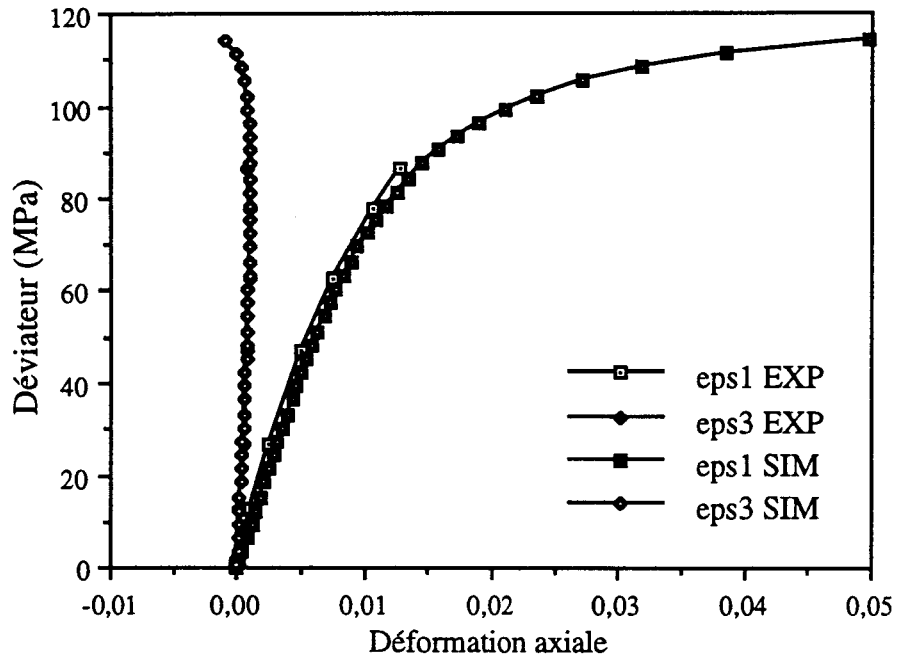


Figure 4.7 : Simulation de l'essai triaxial proportionnel à $K=2,5$

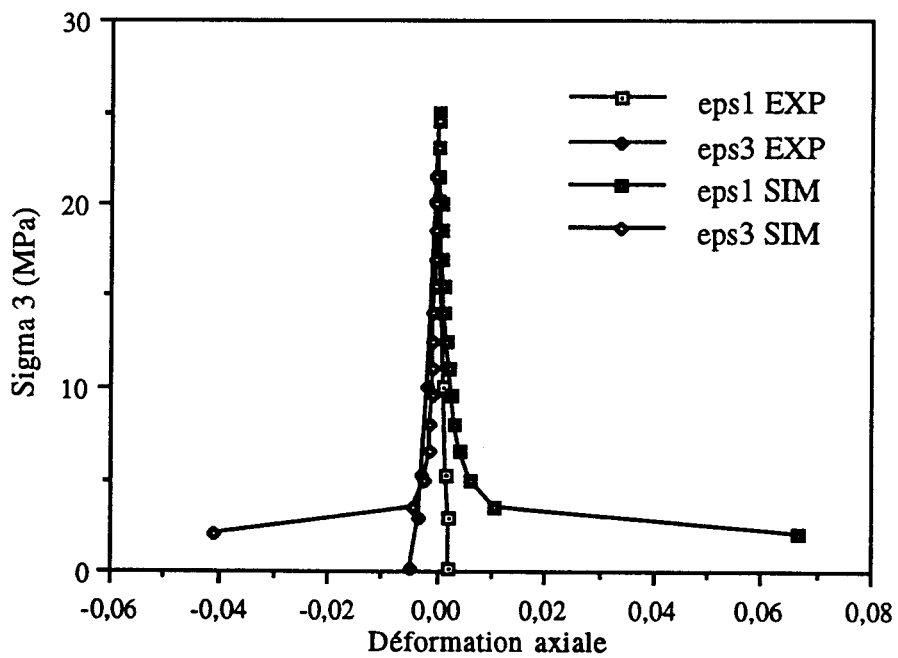


Figure 4.8 : Simulation de l'essai triaxial d'extension
Pression de confinement = 25 MPa, Déviateur initial = 10 MPa

4.4. PREVISION DU COMPORTEMENT DU PUIITS

Les calculs ont été effectués en déformation plane dans une section du puits se trouvant dans un banc de marne à une profondeur de 30m.

4.4.1. Contraintes initiales

L'état initial des contraintes a été déterminé d'après les informations données par l'ANDRA. Avec une masse volumique moyenne des terrains de couverture de 22 kN/m^3 , une masse volumique pour les marnes de 25 kN/m^3 , la contrainte dans la section étudiée a été évaluée $\sigma_v = 11,9 \text{ MPa}$. La détermination des contraintes horizontales (σ_x et σ_y) a été effectuée d'après des mesures réalisées à quelques kilomètres du site d'expérimentation :

$$\sigma_x = 1,4 \quad \sigma_v = 16,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_y = 0,85 \quad \sigma_v = 10,1 \text{ MPa}$$

4.4.2. Modélisation géométrique et discrétisation

Compte tenu des symétries, nous avons considéré le quart de la section. La frontière du domaine a été placée suffisamment loin de l'axe du puits ($8D$, D est la diamètre du puits). Le maillage retenu pour le calcul est montré dans la figure 4.9. Il comporte 120 éléments à huit noeuds et 407 noeuds. Il est raffiné au voisinage du puits pour décrire la variation des contraintes dans cette région. Le chargement a été appliqué par la réduction des efforts équivalents à l'enlèvement des éléments dans le puits. Le calcul a été mené en 10 incréments.

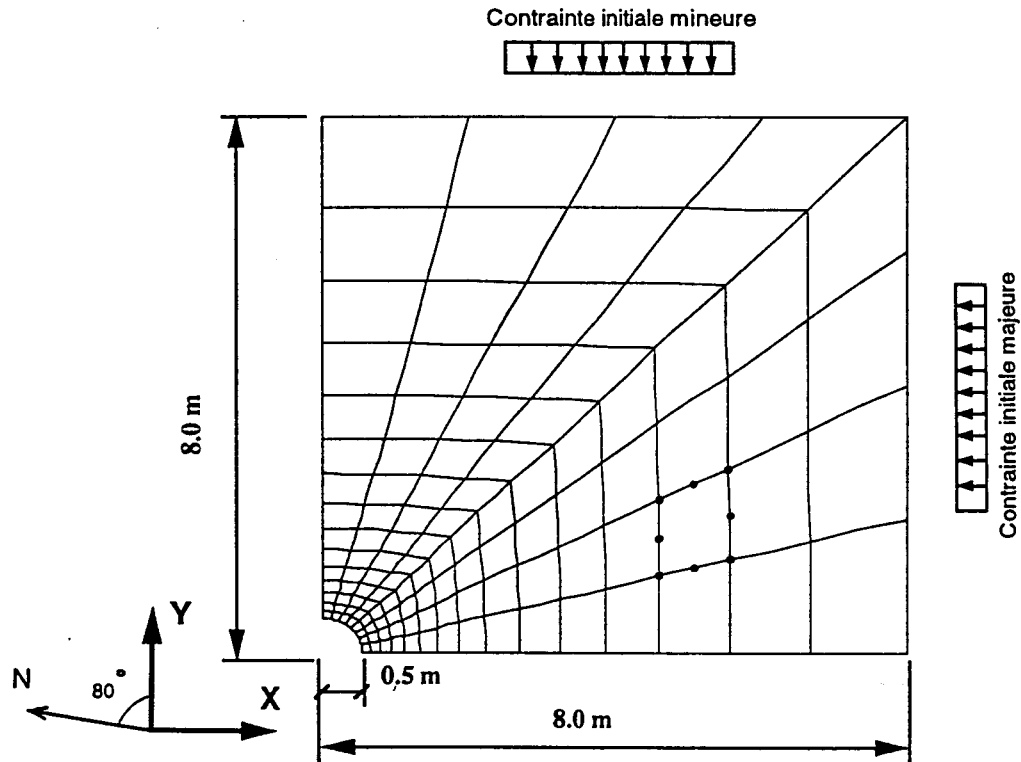


Figure 4.9 : Maillage utilisé : 120 éléments à 8 noeuds et 407 noeuds

4.4.3. Résultats des simulations

Dans un premier temps, la simulation numérique a été menée sans prise en compte des forages d'instrumentation (calcul de référence). Ensuite, des calculs ont été effectués pour étudier l'influence d'un petit forage sur le comportement mécanique du puits. On donne, ci-après, une description des principaux résultats obtenus.

Simulation de référence

L'évolution du déplacement radial en deux points de la paroi du puits est illustrée dans la figure 4.10. On constate que les déformations plastiques sont peu mobilisées autour de la galerie. Le déplacement au point B (situé dans l'axe de la contrainte principale majeure) est plus élevé que celui au point A (situé sur l'axe de la contrainte principale mineure). Ceci est

dû à l'anisotropie de l'état de contrainte initiale. En fin du chargement, le déplacement aux point A et B atteignent respectivement 0,3mm et 0,9mm.

La figure 4.11 montre la déformée après le creusement du puits. On constate que le déplacement dans la direction de la contrainte initiale majeure est plus grand que celui dans la direction de la contrainte initiale mineure et propage plus loin par rapport à l'axe du puits.

La distribution des déformations en fin de chargement est illustrée dans la figure 4.12. On constate que les déformations dans la direction de l'axe Y (direction de la contrainte initiale mineure) atteignent des valeurs plus importantes que celles dans la direction de l'axe X, mais qu'elles se stabilisent plus rapidement. Au voisinage de la paroi, la déformation orthoradiale (resp. la déformation radiale) est de 0,05% (resp. 0,08%) dans la direction de la contrainte principale majeure et de 0,16% (resp. 0,08%) dans la direction de la contrainte principale mineure.

La figure 4.13 illustre la distribution des contraintes en fin du chargement le long des axes X (axe de la contrainte initiale majeure) et Y (axe de la contrainte initiale mineure). On peut noter que la contrainte radiale croît rapidement avec la distance de la paroi et se stabilise à partir d'une distance de l'ordre de 4D le long de l'axe X et de 2D le long de l'axe Y.

En ce qui concerne la contrainte orthoradiale, on note que cette contrainte croît au voisinage de la paroi (phase de plastification) ensuite elle décroît pour se stabiliser. Cette évolution montre que la plastification est concentrée autour du puits et que l'extension de la zone plastifiée n'est pas symétrique : elle est de 0,3D le long de l'axe X et de 0,1D le long de l'axe Y.

Les contraintes orthoradiales ($\sigma_{\theta\theta}$) autour du puits sont montrées dans la figure 4.14. On note que ces contraintes sont moins importantes au voisinage de l'axe de la contrainte initiale majeure (axe X) et elles augmentent lentement en s'écartant de cet axe jusqu'à $\theta = 45^\circ$.

Les valeurs des contraintes et des déformations aux points de mesure prévus sont données dans le tableau 4.2.

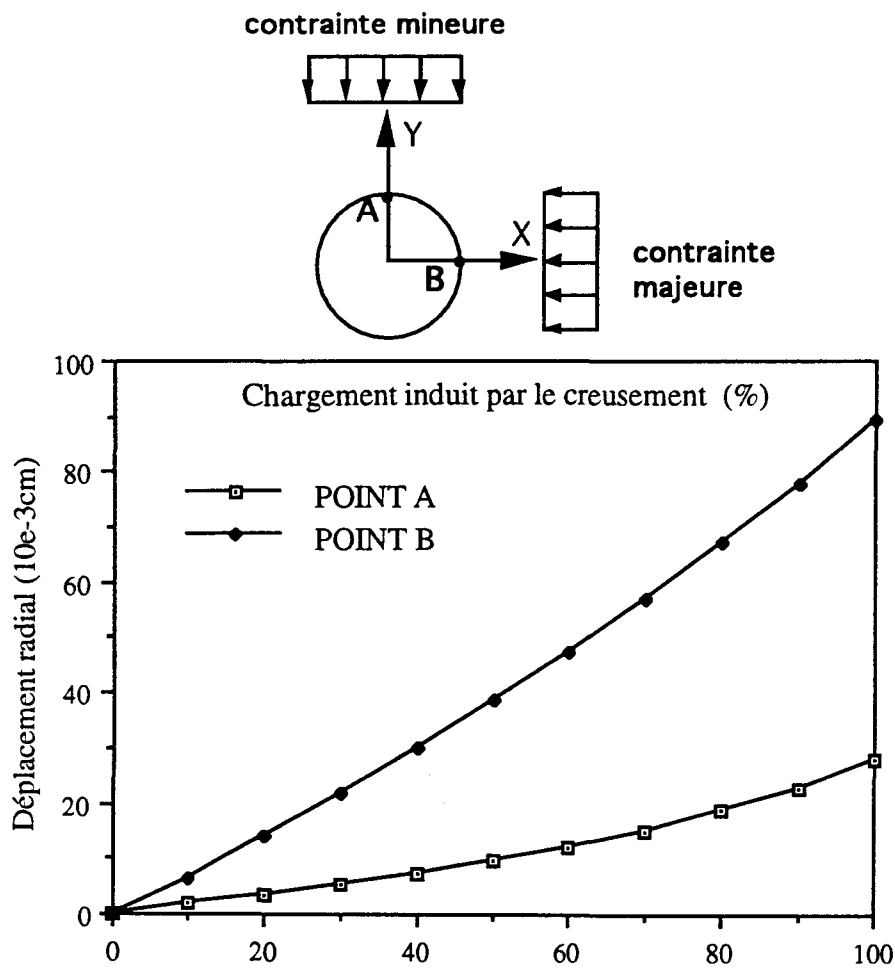


Figure 4.10 : Evolution du déplacement radial

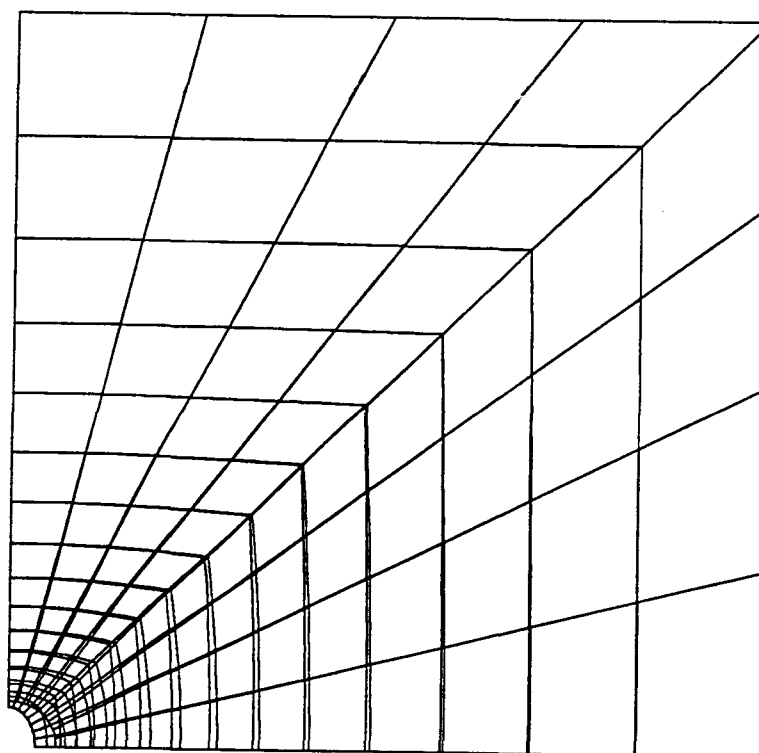


Figure 4.11: Déformée en fin du creusement

BU
LILLE I

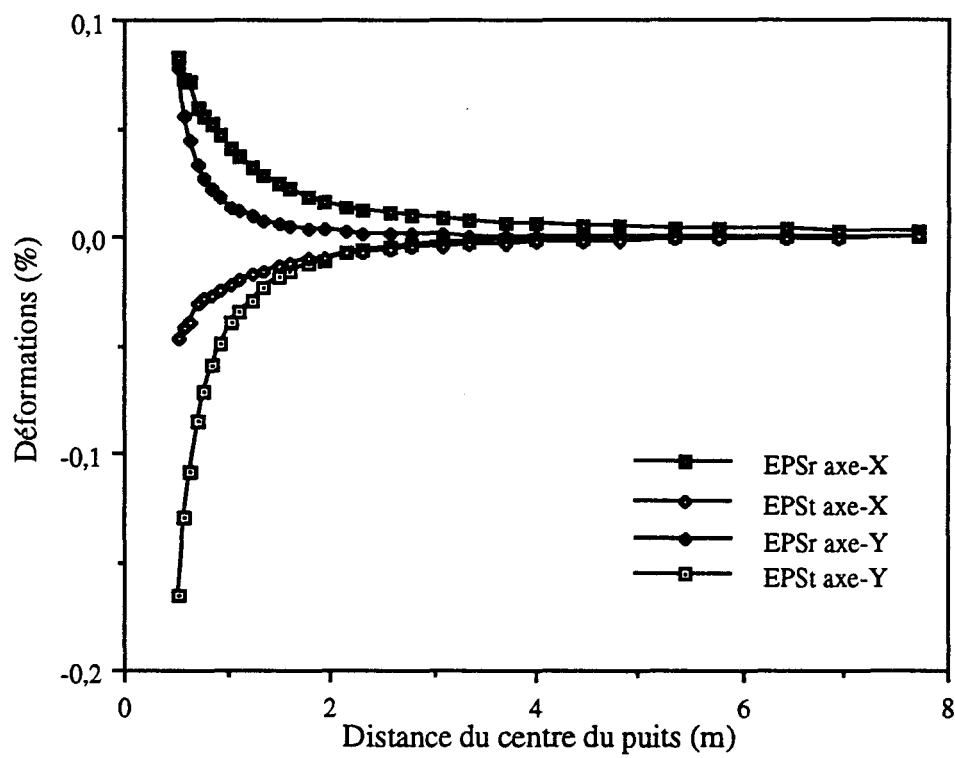


Figure 4.12 : Déformations le long des axes X et Y induites par le creusement

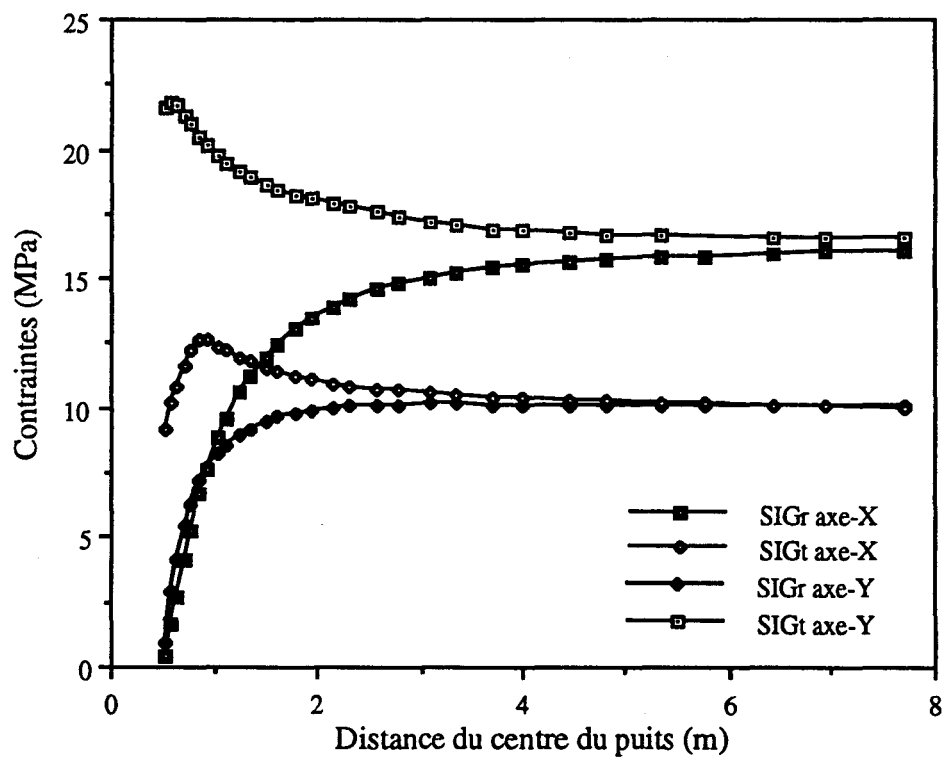


Figure 4.13 : Contraintes le long des axes X et Y induites par le creusement

FORAGE	σ_{xx} (MPa)	σ_{yy} (MPa)	σ_{xy} (MPa)	ϵ_{xx} (%)	ϵ_{yy} (%)	ϵ_{xy} (%)
5	12,38	11,39	-1,16	-0,022	0,0120	-0,0140
6	17,65	9,60	-0,56	0,0088	-0,0039	-0,0071
7	8,20	12,28	-1,95	-0,0436	0,0225	-0,0244

Tableau 4.2 : Valeurs des contraintes et des déformations aux points de mesure

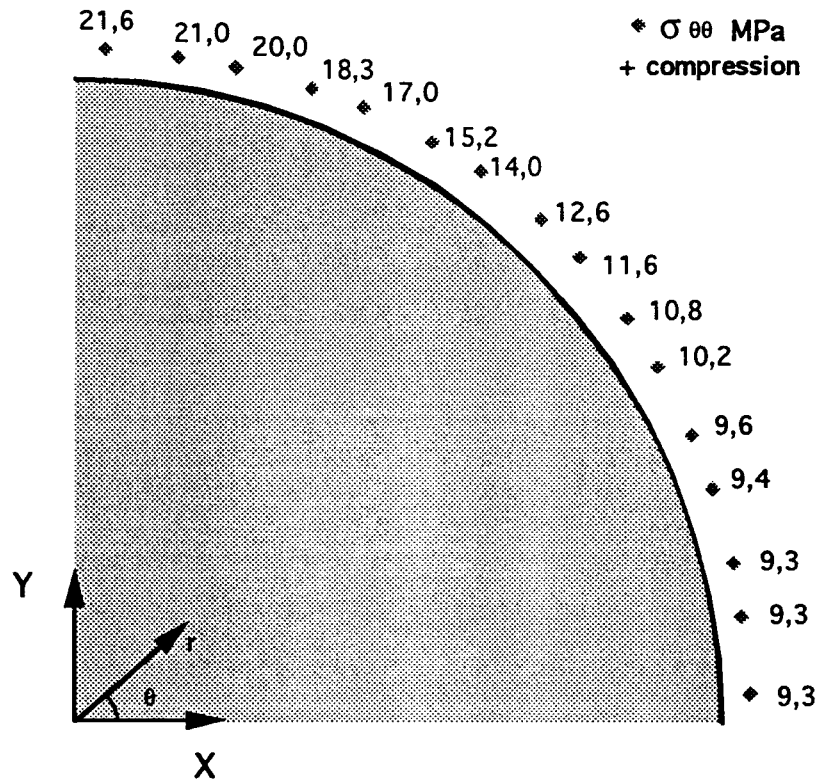


Figure 4.14 : contraintes orthoradiales ($\sigma_{\theta\theta}$) autour du puits

Influence de la présence d'un petit forage

Afin d'étudier l'influence de la présence des forages d'instrumentation sur le comportement mécanique du puits, nous avons réalisé un deuxième calcul en considérant l'existence d'un petit forage avant le creusement du puits. Pour simplifier le calcul, le petit forage a été créé par l'enlèvement d'un élément se trouvant au voisinage du forage n° 4 (situé à 2m de l'axe du puits). Ce calcul a montré que le petit forage a un effet négligeable sur le comportement du puits.

Pour amplifier l'effet des forages d'instrumentation, un troisième calcul a été effectué en prenant un forage plus proche (à 1m de l'axe du puits)(figure 4.15a). Les résultats de ce calcul sont illustrés dans la figure 4.15b. On constate que la présence de ce forage influence légèrement le comportement du puits. En fin du chargement, le déplacement maximal (dans la direction de l'axe X) est majoré de 10%.

La figure 4.16 illustre la distribution des contraintes induites par le forage du puits autour du forage d'instrumentation. On constate que le tenseur des contraintes varie autour du trou. Cependant, il faut noter que ce phénomène est localisé et que son effet sur le comportement global reste faible.

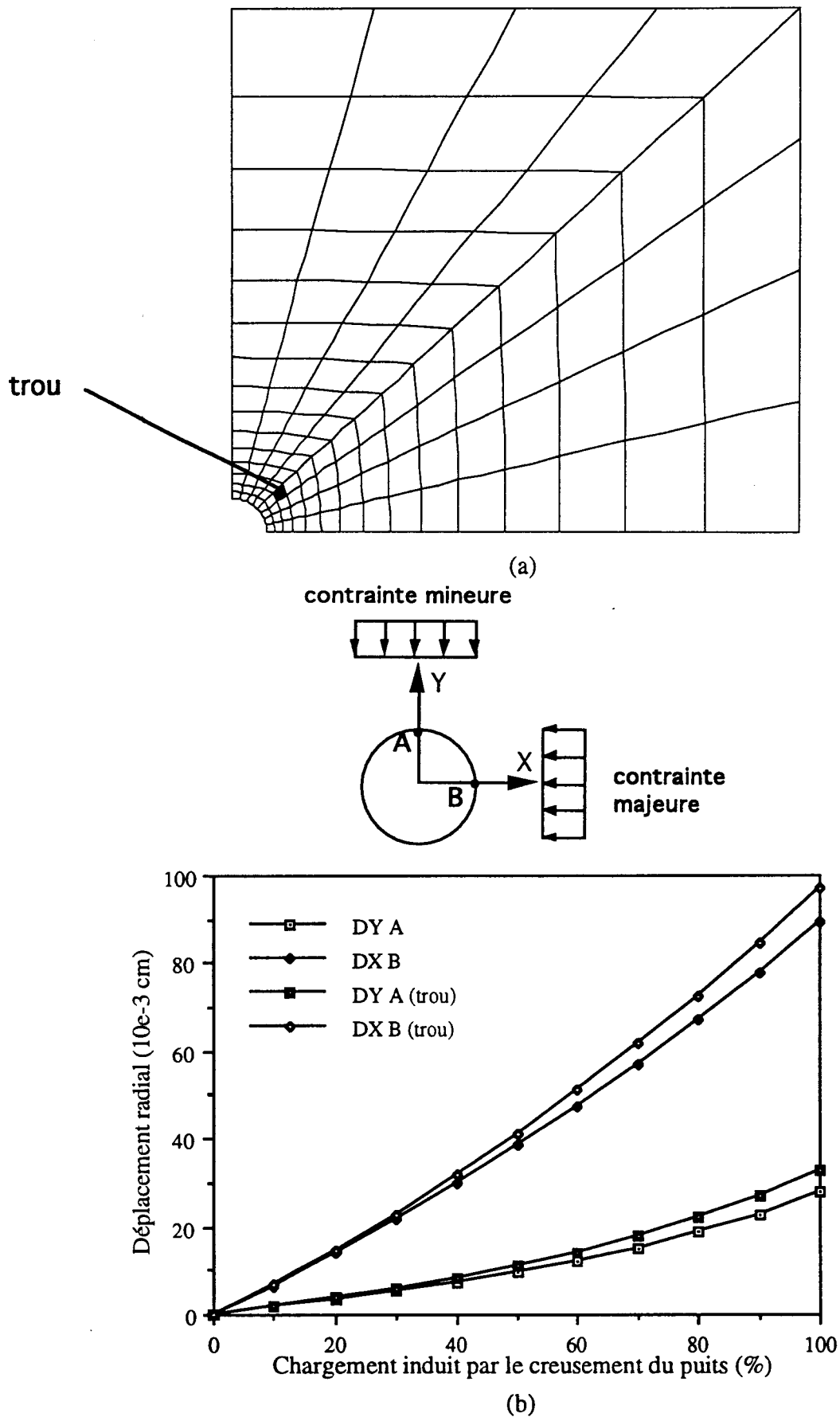


Figure 4.15 : Influence d'un petit forage sur les déplacements
 (a) Position du forage (b) Evolution du déplacement radial

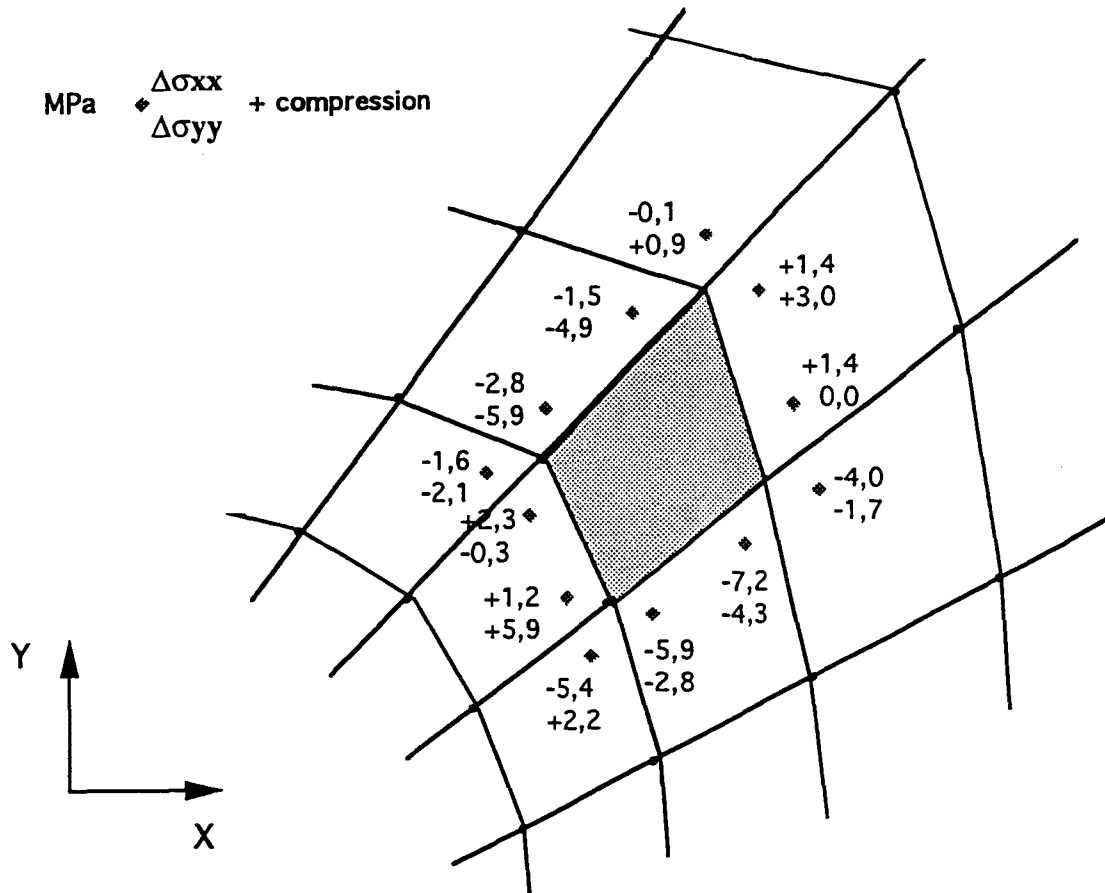


Figure 4.16 : Contraintes induites par le creusement du puits

4.4.4. Simulations avec le modèle Laderock

Le but du présent travail a été la confrontation de nos prédictions aux résultats expérimentaux, mais à cause des difficultés rencontrées dans la réalisation de cet ouvrage, nous n'avons pas pu disposer des résultats de mesure. Aussi, pour situer les résultats de nos prédictions, nous allons les comparer à ceux obtenus avec un autre modèle. Il s'agit d'un modèle élastoplastique (Laderock) développé au Département des Matériaux Fragiles de Laboratoire de Mécanique de Lille par Shao et Henry (1991) pour la description du comportement de la craie.

Description du modèle

Le modèle Laderock est formulé à partir du critère de rupture tridimensionnel de Lade (Lade 1983) :

$$\left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27\right) \left(\frac{I_1}{P_r}\right)^m - y_r = 0$$

où I_1 et I_3 sont les premier et troisième invariants du tenseur des contraintes, m et y_r sont deux paramètres du critère, P_r est une pression de référence.

En supposant que la surface de rupture représente la position ultime de la surface de charge et que l'écroutissage du matériau est isotrope, la fonction de charge est définie sous la forme suivante:

$$f = \left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27\right) \left(\frac{I_1}{P_r}\right)^m - y_d = 0$$

où y_d est la fonction d'écroutissage définie par la relation suivante:

$$y_d = y_r - (y_r - y_0) e^{-b\xi}$$

$$d\xi = \sqrt{d\varepsilon_{ij}^p d\varepsilon_{ij}^p}$$

$$b = \alpha + \beta \ln \left(\frac{\sigma_3}{P_r}\right)$$

y_0 représente le seuil initial de plasticité, α et β sont deux paramètres du modèle.

Le modèle est assumé non associé, le potentiel de plasticité est défini par :

$$g = \left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27\right) \left(\frac{I_1}{P_r}\right)^k$$

où k est un paramètre du modèle définissant la non associativité.

Détermination des paramètres

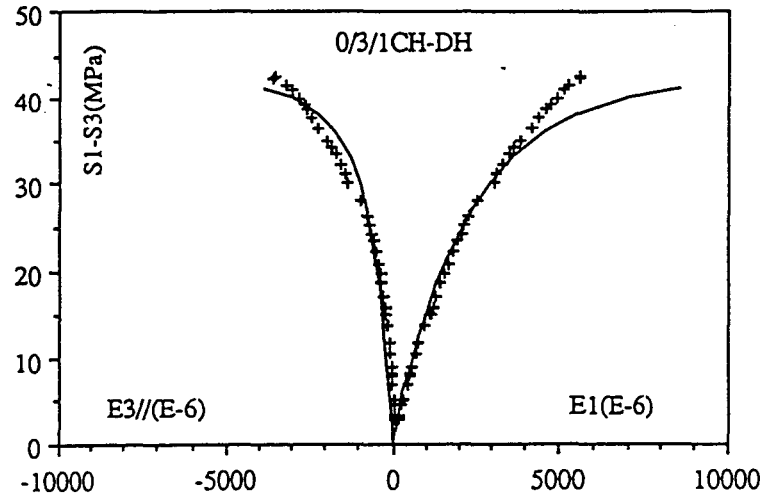
Les paramètres du modèle ont été déterminés par Shao à partir des essais triaxiaux présentés dans la section précédente. Le tableau 4.3 donne le jeu de paramètres trouvé.

E(MPa)	ν_{23}	m	γ_r	b	k	y_0
21219	0,29	1,266	11122	354	3,5	0,0

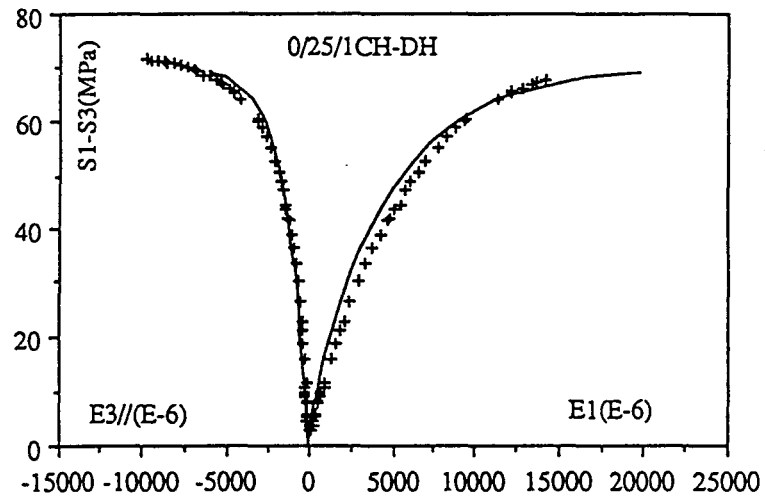
Tableau 4.3 : Valeurs des paramètres du modèle Laderock

Vérification du modèle

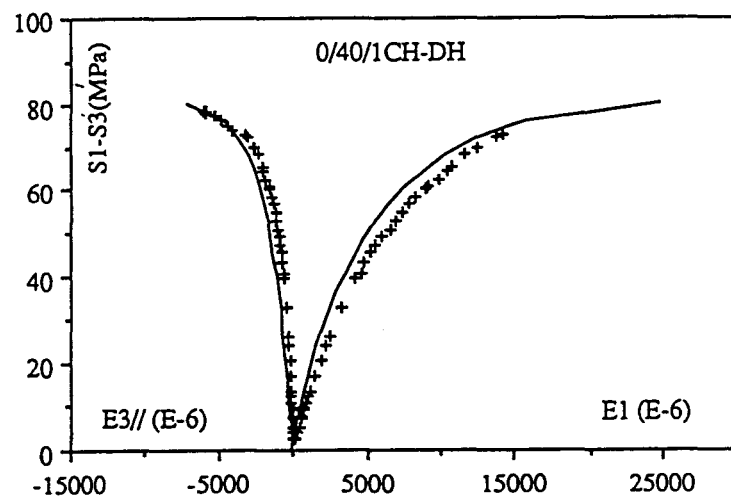
Dans les figures 4.17a à 4.17c, on donne la simulation des essais utilisés pour la détermination des paramètres. On note une très bonne concordance entre les réponses données par le modèle et les valeurs expérimentales. Les figures 4.18 et 4.19 présentent respectivement les résultats de simulation d'un essai proportionnel à $K = 2,5$ et d'un essai d'extension latérale effectué à un confinement de 25 MPa. Du point de vue qualitatif, les résultats donnés avec le modèle sont très cohérents avec les observations expérimentales. Du point de vue quantitatif, la précision de la simulation est assez variable. On obtient de bonnes concordances pour des essais proportionnels avec des rapports de contraintes élevés, et pour des essais d'extension latérale avec des pressions de confinement initiales élevées.



(a)



(b)



(c)

Figure 4.17 : Simulation de l'essai triaxial de compression réalisé à un confinement de
a) 3 MPa b) 25 MPa c) 40 MPa (Shao, 1994)

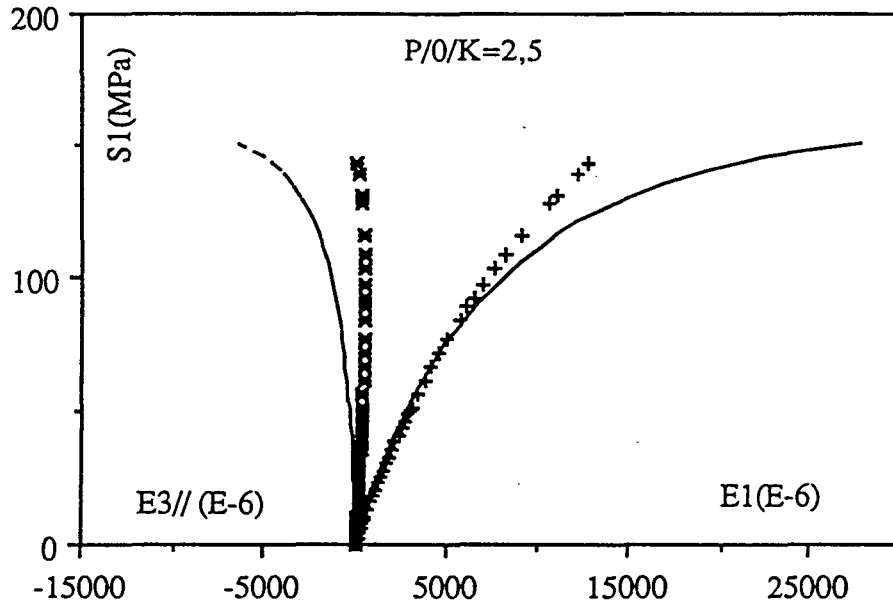


Figure 4.18 : Simulation de l'essai triaxial proportionnel à $K=2,5$ (Shao, 1994)

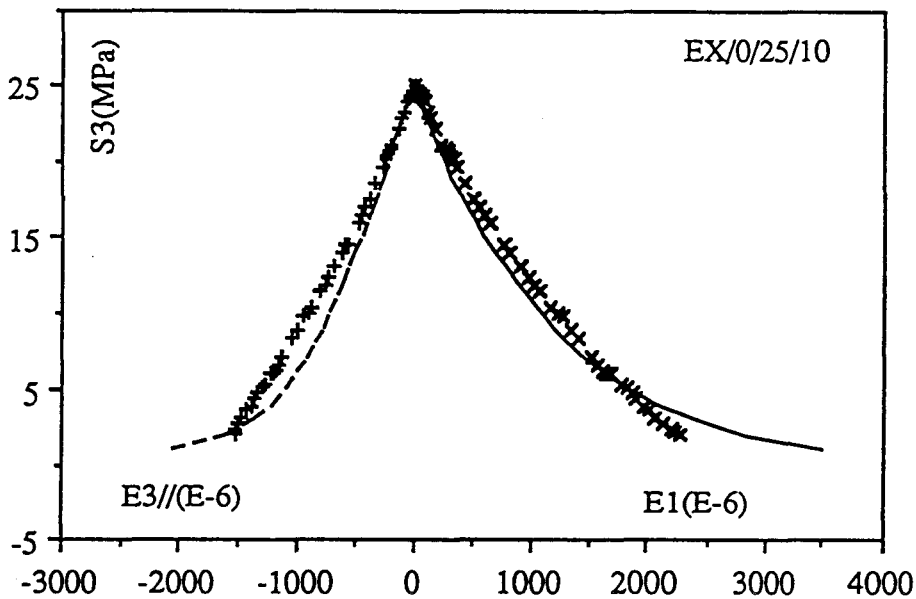


Figure 4.19 : Simulation de l'essai triaxial d'extension. Pression de confinement = 25 MPa, Déviateur initial = 10 MPa (Shao, 1994)

Résultats des simulations

Les calculs ont été effectués avec le programme CESAR - LCPC (Shao 1994) avec les hypothèses géométriques et du chargement retenues dans le calcul avec Modsol.

Les déplacements obtenus aux points A et B atteignent respectivement 0,28mm et 0,66mm. Ces valeurs sont plus faibles que celles obtenues à l'aide du modèle Modsol (0,3 et 0,9 mm) et confirment par conséquence le faible niveau de plastification autour du puits.

Les valeurs des contraintes et des déformations aux points correspondant aux centres des forages d'instrumentation (forages 5, 6 et 7) sont données dans le tableau 4.4. On constate un accord correct entre ces résultats et ceux obtenus avec le modèle Modsol (Tableau 4.2).

FORAGE	σ_{xx} (MPa)	σ_{yy} (MPa)	σ_{xy} (MPa)	ϵ_{xx} (%)	ϵ_{yy} (%)	ϵ_{xy} (%)
5	13,82	11,27	-1,01	-0,0141	0,0099	-0,0123
6	17,64	9,82	-0,18	0,0050	-0,0031	-0,0021
7	10,02	12,61	-1,97	-0,0328	0,0224	-0,0240

Tableau 4.4 : Valeurs des contraintes et des déformations
aux points de mesure

4.5. CONCLUSION

Les résultats de simulations numériques avec deux modèles (Modsol et Laderock) ont montré que le creusement du puits induit de faible taux de plastification autour du puits. En l'absence des résultats de mesure, il nous est difficile de tirer des conclusions quant à la validité des modèles utilisés.

Les calculs numériques, en considérant la présence des forages d'instrumentation, montrent que l'influence de ces forages sur le comportement global est très faible. Il est important de noter que les résultats des calculs élastoplastiques dépendent fortement des contraintes initiales in situ. Des études plus approfondies sur la détermination des contraintes initiales dans la marne sont indispensables.

CONCLUSIONS GENERALES

Le calcul des ouvrages souterrains pose des difficultés majeures. En effet, dans ce calcul il faut tenir compte du comportement complexe du sol, de l'interaction sol - structure, des phases des travaux, de l'interaction fluide - squelette et des aspects tridimensionnels. Ce dernier peut devenir prépondérant dans le cas des tunnels peu profonds si on s'intéresse à la pression de stabilisation ou à l'interaction du tunnel avec les ouvrages avoisinants.

Compte tenu des difficultés du calcul tridimensionnel et non linéaire, un accent particulier a été mis dans ce travail au développement d'un programme spécifique qui permet, grâce à des méthodes particulières de stockage de la matrice de rigidité et de résolution des systèmes linéaire et non linéaire, de réaliser ce type de calcul sur des stations de travail d'une puissance moyenne.

Ce programme a été utilisé pour l'analyse du comportement tridimensionnel des tunnels peu profonds. Les résultats obtenus ont montré que les changements de contraintes sont concentrés en face du front et autour de la périphérie du tunnel. En ce qui concerne le champ de déplacement, cette étude a montré que le creusement induit au niveau des fondations et des structures avoisinantes un tassement qui a la forme d'une onde tridimensionnelle au voisinage du front de taille. Les déplacements horizontaux et axiaux imposent aussi une onde de déformation. Les déplacements calculés par une analyse en déformations planes constituent seulement une partie des informations nécessaires. En effet, ce type de calcul ne permet pas de décrire les déplacements hors plan au voisinage du front de taille.

Une analyse des résultats obtenus a montré la possibilité d'utilisation de la méthode de convergence - confinement pour les tunnels peu profonds avec une expression du taux de déconfinement déterminée à partir des calculs tridimensionnels.

Le programme a été également utilisé pour une prédiction (de classe A) d'une expérimentation en vraie grandeur sur un rideau de palplanche butonné qui a été chargé par excavation et pression en surface et qui a été ensuite amené à l'état limite par réduction des forces de butonnage. Cette prédiction a montré que le modèle de Mohr - Coulomb non associé décrit correctement le comportement du rideau dans ces phases de fonctionnement à savoir l'excavation et le chargement en surface. Des difficultés ont été rencontrées pour le calcul de la première phase de chargement à cause de la négligence de la perturbation induite par l'installation du rideau. Mais du fait que cette perturbation est concentrée au voisinage du rideau, son influence s'est réduite au cours du chargement impliquant une masse croissante du

sol moins perturbée par l'installation. Une étude paramétrique a montré que les prédictions numériques sont particulièrement sensibles au module de Young et à la cohésion capillaire. Du fait que ces paramètres sont très sensibles au remaniement, il est recommandé de les déterminer à partir des essais in situ.

Le programme a été utilisé pour l'analyse d'un puits profond dans une couche de marne qui devait faire l'objet d'une expérimentation en vraie - grandeur par l'ANDRA. La description du comportement des marnes a requis une adaptation d'un modèle proposé initialement pour le sol. Les simulations effectuées ont montré que le creusement induit de faibles niveaux de déformations plastiques et par conséquent de faibles déplacements en parois du puits.

Références bibliographiques

Angeleri F., Sonnad V. et Bathe K.J. (1989) "Studies of finite element procedures - An evaluation of preconditioned iterative solvers" *Computers & Structures* Vol. 32, No. 3/4, pp. 671-677.

Atkinson J.H. et Potts M. (1977) "Subsidence above shallow tunnels in soft ground" *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 103, No. GT4, pp. 307-325.

Attewell P.B. et Farmer I.W. (1974) "Ground deformations resulting from shield tunnelling in London clay" *Revue Canadienne de Géotechnique*, No. 11, pp. 380-395.

Balay J. (1984) "Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction" *Note d'Information Technique du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*.

Bernaud D. et Rousset G. (1992) "La nouvelle méthode implicite pour l'étude du dimensionnement des tunnels" *Rev. Franç. Géotech.* N° 60, pp. 5-26.

Broms B.B. et Bennermark H. (1967) "Stability of clay at vertical openings" *Journal of ASCE*, Vol. 93 SMI, pp. 71-94.

Chaffois S. (1985) "Modélisation du comportement du front de taille d'un tunnel creusé au bouclier en terrain pulvérulent" *Centre d'Etude des Tunnels - INSA, Lyon, Rapport N° 2-621*.

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

Chapeau C. (1988) "Métro de Lyon, Bouclier à boue, Mesures in situ et calculs" *Centre d'Etude des Tunnels - Lyon, Rapport d'études N° 83 F 1189, pp. 1-37*.

Clough G.W. et Leca E. (1989) "Modélisation et méthode de dimensionnement, utilisation de la méthode des éléments finis pour l'analyse en terrain meuble" Tunnels et microtunnels en terrain meuble, du chantier à la théorie, Actes Colloque Tunnels et Microtunnels en Terrain Meuble, Paris, Presses de l'ENPC pp. 531-573.

Clough G.W. et Schmidt B. (1981) "Design and performance of excavations and tunnels in soft clays" Chapter 8, Soft clay engineering, Ed. by Brand E.W. et Brenner R.P., Elsevier Scientific Publishing Company pp. 569-631.

Clough G.W., Shirasuna T. et Finno R.J. (1985) "Finite element analysis of advanced shield tunnelling" Fifth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, Balkema, pp. 1167-1174.

Cording E.J. et Hansmire W.H. (1975) "Displacement around soft ground tunnels" 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos-Aires, Vol. 4, p. 571-633.

Desai C.S. et Soriwardane H.J. (1984) "Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geologic materials" Prentice Hall.

Dhatt G. et Touzot G. (1981) "Une présentation de la méthode des éléments finis", Presses de l'Université LAVAL, QUEBEC.

Duddeck H. (1991) "Application of Numerical Analyses for Tunnelling" Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., Vol. 15, No 4, pp. 223-239.

Glossop N.H. et Farmer I.W. (1979) "Settlement associated with the removal of compressed air pressure during tunnelling in alluvial clay" Geotechnique, n° 29, pp. 67-72.

Hettler A. (1985) "Setzungen von Einzelfundamenten auf sand, bautechnik" 6/1985 pp. 189 - 197,.

Johnston P.R. (1981) "Finite element consolidation analysis of tunnel behavior in clay" Ph.D. Thesis, Stanford University.

Kasali G. (1981) "Three Dimensional Finite Element Analysis of Shallow Soil Tunneling" Thesis presented to Stanford University, Stanford, U.S.A.

Lade P.V. (1984), Modelling of rock strength in three dimensions, *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, 21, 21-33

Leca E. (1989) "Analysis of NATM and shield tunneling in soft ground" Ph.D. in civil engineering, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University.

Lee K.M. et Rowe R.K. (1990) "Finite element modelling of the 3-dimensional ground deformation due to tunneling in soft cohesive soils" *Computers and Geotechnics*, Vol 2, pp 87-138.

Lo K.Y., Ng R.M.C. et Rowe R.K. (1984) "Predicting settlement due to tunnelling in clays" *Tunnelling in soil and rock*, ASCE Geotech. III Conference, Atlanta, Georgia, pp 48-76.

Mandel J. (1993) "Adaptive Iterative Solvers in Finite Element" *Solving large-scale problems in mechanics*, John Wiley & sons Ltd, England, pp. 65-88.

Mohkam M. (1986) "Etude de la boue de soutènement liquide et de stabilité du front de taille" Lyon, ENTPE, Rapport d'études n° 01-86-2-1, pp. 1-75.

Ng R.M.C. (1984) "Ground reaction and behaviour of tunnels in soft clay" Ph.D. Thesis, University of Western Ontario, London, Canada.

Panet M. et Guellec P. (1974) "Contribution à l'étude du soutènement d'un tunnel à l'arrière du front de taille" *Proc. 3rd Int. Cong. Rock Mechanics*, Denver, Vol. II B.

Panet M. et Guénot A. (1982) "Analysis of convergence behind the face of a tunnel" *Int. Symp. Tunnelling*, Brighton.

Pantet A. (1991) "Creusement de galeries à faible profondeur à l'aide d'un tunnelier à pression de boue. Mesure 'in situ' et étude théorique du champ de déplacement" These présentée devant l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

Papadrakasis M. (1993) "Solving large-scale problems in mechanics" John Wiley & sons Ltd, England.

Peck R.B. (1969) "Excavation profond et construction de tunnels en terrain de faible résistance" *Proc. 7^{ème} Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation*, Mexico, pp. 225-284.

Ranken R.E. et Ghaboussi J. (1975) "Tunnel design consideration analysis of stress and deformations around advancing tunnels" V.S. Department of transportation, Report FRA-OR&D, pp. 75-84.

Rowe R.K., Kack G.J. (1983) "A theoretical examination of the settlements induced by tunnelling" *Revue Canadienne de Géotechnique*, N° 2, pp. 299-314.

Rowe R.K., Lo K.Y., Kack G.J. (1983) "A method of estimating surface settlements above shallow tunnels constructed in soft ground" *Revue Canadienne de Géotechnique*, N° 20, p. 50-75.

Schad H. (1985) "Computing costs for FEM analysis of foundation engineering problems and possible ways of increasing efficiency" *International Journal for Numerical and Analytical Methods in geomechanics*, 9, pp. 261-275.

Schmidt B. (1969) "Settlements and ground movements associated with tunnelling in soil" Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana, U.S.A.

Shao J.F. & Henry J.P. (1991) "Development of an elastoplastic model for porous rocks" *Int. J. of Plasticity*, Vol.7, No.1, 1-13

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

Shahrour I., Chehade W. (1992) "Development of a constitutive elastoplastic model for soils", XI International Congress on Rheology, Bruxelles, 17-21, Edition P. Moldenaers & R. Keunigs, ELSEVIER.

Shahrour I. , Ghorbanbeigi S. (1993) "Un programme d'éléments finis pour le calcul tridimensionnel des tunnels" 6ème Colloque Franco-Polonais de Mécanique des sols appliquée, Douai, 20-22 Septembre, pp. 256 - 263.

Shahrour I. et Ghrbanbeigi S. (1994) "Calculation of tunnels in soft ground" *Proceedings of the Third European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering - ECONMIG 94*, Manchester, UK, pp 229 - 234.

Shahrour I. , Ghorbanbeigi S. (1994) "Modélisation du comportement d'une marne raide à l'aide du modèle Modsol" Rapport de recherche Département Sols-Structures de Laboratoire de Mécanique de Lille, Ecole Centrale de Lille.

Shahrour I. , Ghorbanbeigi S. (1994) "Prédiction du comportement mécanique d'un puit expérimental à Casamance" Rapport de recherche Département Sols-Structures de Laboratoire de Mécanique de Lille, Ecole Centrale de Lille.

Shahrour I. , Ghorbanbeigi S. (1994) "Prediction of the sheetpile wall test in Karlsruhe using an elastoplastic finite element modelling" Workshop sheetpile test Karlsruhe, Delft University, Holland.

Shahrour I. , Ghorbanbeigi S. et Wolffersdorff P.A. (1995) "Comportement des rideaux de palplanche : expérimentation en vraie grandeur et prédictions numériques" Revue Française de Géotechnique, N° 71.

Sibai M., Henry J.P., Soutoudeh M. (1993) "Caractérisation mécanique de marnes à hydrobies" Rapport LML-ANDRA.

Verdier A. (1991) "Modélisation du creusement de tunnels en terrain meuble à l'aide d'un bouclier pressurisé - Application et étude paramétrique" Mémoire de DEA, présenté à l'Université des Sciences et Techniques de Lille, Ecole Centrale de Lille.

Wolffersdorff P.A. (1994) "Results of the field and evaluation of the predictions and subsequent calculations", Workshop Sheet Pile Test Karlsruhe, Delft University, Holland.

Zienkiewicz O.C. (1982) "The Finite Element Method" Third Edition, McGraw-Hill.

ANNEXE A1

**MOUVEMENTS DE SOLS PROVOQUES PAR LE
CREUSEMENT DES TUNNELS PEU PROFONDS :
ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE**

ANNEXE A1 : .

MOUVEMENTS DE SOLS PROVOQUES PAR LE CREUSEMENT DES TUNNELS PEU PROFONDS: ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

Cette annexe est consacré à la présentation des tunneliers et des méthodes de creusement en terrains meubles. On y présente les principales méthodes de détermination des mouvements de sols autour d'une galerie. Un accent particulier est porté sur les méthodes numériques, et en particulier la méthode des éléments finis.

A1.1. TECHNIQUES DE CREUSEMENT EN TERRAIN MEUBLE

Le creusement de tunnels dans des terrains meubles est généralement effectué à l'aide des deux techniques à savoir : la méthode Autrichienne et le système à bouclier. Ces techniques sont décrites brièvement ci-après.

A1.1.1. Méthode Autrichienne

Cette technique a d'abord été utilisée pour des tunnels de faibles longueur et diamètre. Le procédé NATM (New Austraian Tunneling Method) permet d'effectuer à l'heure actuelle de plus grands diamètres. Le principe consiste à excaver mécaniquement le terrain en tête en le soutenant au fur et à mesure à l'aide de cintres légers et de béton projeté. Le creusement s'effectue dans un premier temps en partie supérieure, puis les zones centrales et inférieures sont excavées. Ceci permet au terrain de se refermer sur l'excavation et du fait de cette convergence (du soulagement des contraintes qui en résulte) de s'autosoutenir. Une fois le tunnel creusé, une ligne définitive est construite à l'intérieur. Cette technique est principalement efficace pour des terrains ayant une bonne tenue.

A1.1.2. Système à bouclier

Le bouclier est une machine multifonctions à l'intérieur de laquelle l'excavation est effectuée et le revêtement est construit. Comme il est représenté schématiquement sur la figure A1.1, le bouclier effectue l'abattage, le soutènement provisoire des parois latérales et

du front de taille, le marinage et la pose du revêtement définitif. La progression s'effectue le plus souvent en deux phases. Dans une première phase, le bouclier est poussé par des vérins qui s'appuient sur le dernier anneau de revêtement installé, puis les vérins sont rétractés et un nouvel anneau est mis en place dans l'espace libéré à l'intérieur du bouclier.

Le bouclier conventionnel est à front ouvert et l'excavation est effectuée manuellement ou à l'aide d'un robot piloté de l'intérieur. Depuis quelques années, un nouveau type de bouclier est utilisé. Il s'agit d'un bouclier à front fermé avec pression d'air, pression mécanique, pression de boue ou pression de terre. Le front comporte une face rotative (disque de coupe) munie de couteaux ou mollettes qui désagrègent le terrain à l'avancement.

Lorsqu'il y a des risques d'instabilité au front de taille, cette technique permet, grâce à la pression exercée, de réduire les déplacements à l'avant du tunnel. Pour les ouvrages de grand diamètre et dans des conditions difficiles, le système le plus couramment utilisé pour la stabilité du front est l'EPB (Earth Pressure Balance ou tunnelier à pression de terre). Ce système utilise une partie de terrain excavé pour maintenir la pression en front. En présence de nappes, on emploie des systèmes à pression d'eau, de boue ou d'air comprimé.

Le bouclier à front ouvert est utilisable dans les sols cohérents sans gradient hydraulique important et qui ne présentent pas d'instabilité au front de taille, ou dans les roches. Le bouclier avec pression d'air n'est applicable qu'à des matériaux fins à cause des pertes d'air. Il nécessite de plus une couverture minimale d'au moins un diamètre pour réduire les fuites d'air. Le bouclier à pression mécanique est utilisable pour les sols mous et très plastique.

Le bouclier à pression de boue peut être utilisé dans une grande variété de terrains. Ses limites d'utilisation sont celles liées à la formation du cake. Le rôle du cake est de maintenir les agrégats d'un sol, même sans cohésion et de former une membrane étanche, qui permet la transmission des pressions et d'équilibrer aussi le terrain. Le processus de formation du cake dépend des propriétés de la boue et des terrains à traverser. Les terrains les plus favorables sont les sables comportant de 20% à 30% d'argile ou de silt (Mohkam, 1986 et Pantet, 1991).

Le bouclier à pression de terre est utilisable dans les couches de terrains aquifères où le front de taille est très instable ou dans les couches de terrains décomprimés. La condition préalable d'emploi nécessite un sol suffisamment fluide et homogène qui puisse soutenir le front de taille sur toute sa surface et de manière permanente.

Le choix d'un système est fait à partir de considérations économiques et de sécurité; la nature des sols, leurs propriétés mécaniques et hydrauliques et les conditions géométriques du

projet. Le choix du mode de stabilisation du front de taille est établi à partir des données géotechniques du site, principalement la cohésion du sol et la pression hydrostatique et à partir des données géométriques du projet, notamment la hauteur de recouvrement et le diamètre du tunnel.

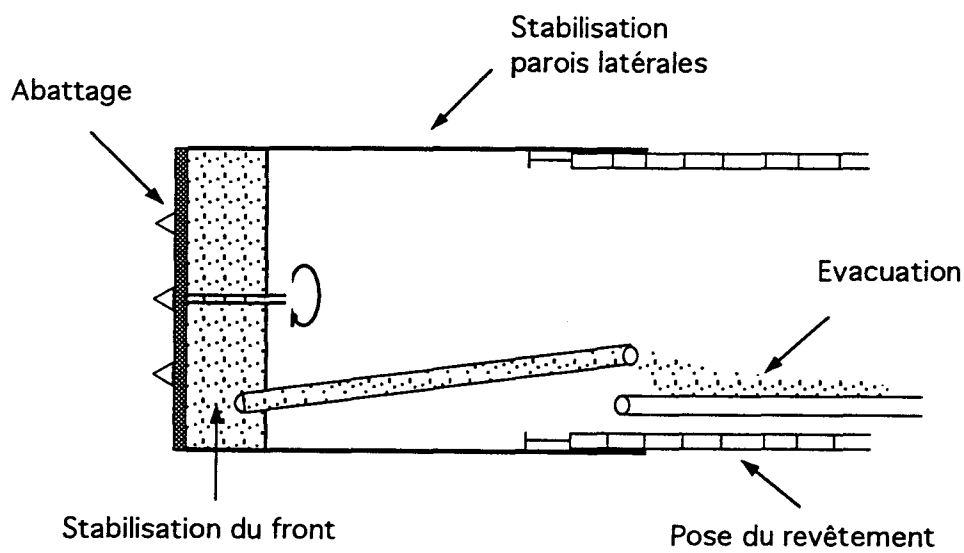


Figure A1.1 : Le principe du tunnelier

A1.2. MOUVEMENTS PROVOQUES PAR LE CREUSEMENT DES TUNNELS

A1.2.1 Généralités

Le creusement d'un tunnel produit toujours des mouvements de sol autour de la galerie. Ces mouvements dépendent notamment des conditions de sol, des conditions géométriques et des procédés d'exécution. Les mouvements provoqués à proximité de la galerie se propagent progressivement dans les trois directions de l'espace et peuvent atteindre la surface pour former une cuvette de tassement. Ces mouvements commencent à avoir lieu à l'avant du bouclier et se stabilisent progressivement après la mise en place du revêtement. En principe le déplacement maximal est dans l'axe de la galerie.

Des observations sur des tunnels creusés dans l'argile de Londres (Attewell et Farmer, 1974) montrent que les déplacements se font en grande partie en front et commencent à plus d'un diamètre à l'avant. Ils ont une dominante verticale vers le bas au-dessus de la clé de voûte et sont obliques vers l'axe du tunnel. Au niveau du radier les variations sont faibles vers le haut ou vers le bas. Les déplacements qui apparaissent près du front se développent graduellement et leur direction se modifie au fur et à mesure de l'avancement. Au dessus du tunnel les mouvements verticaux sont prédominants.

Plusieurs causes sont responsables des mouvements de terrains. Parmi les plus importantes on peut citer: la convergence vers l'ouverture créée où la contrainte est soulagée et l'équilibre entre le volume effectivement extrait et le volume théorique de la zone à excaver. De plus, le simple remaniement du terrain peut induire une consolidation et donc une perte de volume supplémentaire dans les sols compressibles saturés. A noter qu'il peut se produire une dilatation capable de compenser entièrement le tassement et que le terrain situé à la base du tunnel peut se soulever pour équilibrer le soulagement créé par l'excavation. Enfin, les mouvements dépendent du temps même si les conditions de blocage de convergence sont bien appliquées. Les tunnels peuvent aussi agir comme des drains et ceci produit inévitablement des tassements à long terme.

A1.2.2. Les origines de la perte de sol

Le creusement d'un tunnel provoque une perte de sol. Celle-ci est définie par la différence entre le volume de sol réellement excavé (V_e) et le volume théorique de la zone à excaver (V_0).

Cording et Hansmire (1975) définissent la perte de sol par le volume qui se déplace à travers le périmètre du tunnel noté V_t . A partir de résultats de mesure sur des ouvrages, ils proposent l'équation suivante pour estimer la perte du sol :

$$V_t = 2 S_v (r + z_m)$$

où S_v est le déplacement vertical mesuré pour un point situé de 0 à 2 m au-dessus de la clé de voûte, r est le rayon du tunnel et z_m est la distance du point de mesure de la clé de voûte. Il est à noter que dans cette équation z_m doit être petite par rapport au rayon du tunnel.

La perte de sol dans les argiles est généralement définie à l'aide de l'indice de stabilité N défini par Broms et Bennermark (1967):

$$N = \frac{(P_v - P_i)}{C_u}$$

où P_v est la contrainte verticale, P_i est la surpression à l'intérieur du tunnel et C_u est la cohésion non drainée.

Clough et Schmidt (1981) ont proposé d'estimer la perte de sol à partir de l'indice de stabilité N :

- si $N < 2$, le volume de sol perdu est inférieur à 1% du volume du tunnel,
- si $2 < N < 4$, la perte de sol atteint 10%, l'utilisation d'un bouclier permet de la réduire de 2 à 3%.
- si $N > 4$, le bouclier est nécessaire.

Attewel (1977) a décomposé la perte totale du sol sous la forme :

$$V_t = V_f + V_b + V_u + V_g$$

- où V_f est le volume de sol pénétrant dans le tunnel par le front de taille,
- V_b est le volume de sol qui comble les vides créés par la surcoupe,
- V_u est le volume de sol qui remplit les vides entre le revêtement et le sol excavé avant l'injection,

et V_g est le volume de sol recomprimé par injection.

Il a considéré que le volume de la cuvette de tassement (V_s) est inférieur au volume de sol perdu au niveau de la galerie (V_t). Il a aussi proposé:

$$\frac{V_s}{V_0} = 1\% \text{ pour des sables denses et } \frac{V_s}{V_0} = 5\% \text{ pour des sables lâches.}$$

Les mouvements du sol peuvent être évalués en considérant la perte de sol développée pendant les différentes phases de construction: en avant du front, au-dessus du bouclier, pendant la mise en place du revêtement et à long terme.

A1.2.3. Perte de sol en avant du bouclier

Comme il est montré dans la figure A1.2, à l'avant du front, l'équilibre en volume ($V_0 - V_e$) produit une élévation ($V_0 - V_e > 0$) ou un tassement ($V_0 - V_e < 0$). Le frottement entre le bouclier et le terrain entraîne ce dernier vers l'avant et peut aller jusqu'à compenser un équilibre négatif. Le premier schéma montre le cas d'un bouclier à front ouvert ou d'un bouclier à front fermé avec équilibre négatif en front ($V_0 - V_e < 0$). Pour le deuxième schéma, c'est le cas d'un bouclier à front fermé avec équilibre positif en front ($V_0 - V_e > 0$).

Avec la progression du tunnelier, le sol en avant de la tête a tendance à se déplacer radialement et longitudinalement. Lorsque le terrain est entraîné vers la face, le sol qui forme la surface finale excavée du tunnel a en fait été, à l'origine, localisé à une distance plus éloignée du centre de la ligne. Le volume entre la surface finale excavée et la position initiale représente une perte du terrain due aux effets tridimensionnels.

L'observation des mouvements latéraux dans le cas d'une élévation du terrain en front montre qu'ils atteignent leur maximum dans le plan transversal au niveau de la face du tunnelier et que la convergence se fait vers l'excavation.

On constate une faible augmentation de la pression interstitielle à l'avant du front suivie par une chute une fois que le front passe le point d'observation. La chute est brutale pour des argiles surconsolidées et plus régulière pour les argiles normalement consolidées. Ceci semble être associé à la dilatation du terrain puisque la pression réaugmente ultérieurement. Pourtant on ne revient pas à la pression initiale. Si le tunnel agit comme un drain ou une source, ou lorsqu'on effectue la réduction de pression (établie à l'intérieur de l'excavation pour la construction), une variation importante de la pression peut entraîner des mouvements supérieurs à ceux dus à la progression du tunnelier (Glossop et Farmer, 1979).

En considérant des observations et des tests sur les argiles, Bromes et Bennermark (1967) ont conclu que dans les argiles, le front de taille est instable pour un indice de stabilité supérieur à 6. Clough et Schmidt (1981) ont observé que 25% à 33% de la perte de sol dans les argiles avec $N = 2$ à 5 a lieu en front du tunnel. Ils concluent que près de 33% de la perte de sol est en front de taille si N est supérieur à 5, et que dans ce cas il faut utiliser des supports pour le front.

Ranken et Ghaboussi (1975) ont proposé à partir des analyses par éléments finis, pour la perte de sol en avant du bouclier :

$$V_f = \frac{2 u_y}{r}$$

où u_y est le déplacement axial moyen du front et r est le rayon du tunnel.

A1.2.4. Perte de sol au-dessus du bouclier

La perte de sol au-dessus du bouclier est due essentiellement à deux origines. La première est le surcoupe. Celle-ci a l'avantage de réduire le frottement, mais elle présente l'inconvénient d'augmenter la perte du sol. La deuxième origine est la déviation de trajectoire (Figure A1.3).

A1.2.5. Perte de sol pendant la mise en place du revêtement

Le revêtement est souvent installé sous la protection du bouclier. Comme le bouclier avance, il produit un vide correspondant à la différence de diamètre entre le bouclier et le revêtement. Ce vide créé est appelé "espace annulaire", il donne lieu à une perte de sol pendant la mise en place du revêtement. La taille de ce vide est un facteur essentiel qui influence le tassement final. L'injection d'un coulis dans ce vide peut réduire les tassements.

Quand le revêtement vient en contact avec le sol, il peut se déformer à cause du chargement appliqué. En général, la clé est soumise à une compression et le rein est soumis à une expansion. Le résultat est donc une augmentation de la perte de sol qui reste toutefois modérée (Ng, 1984).

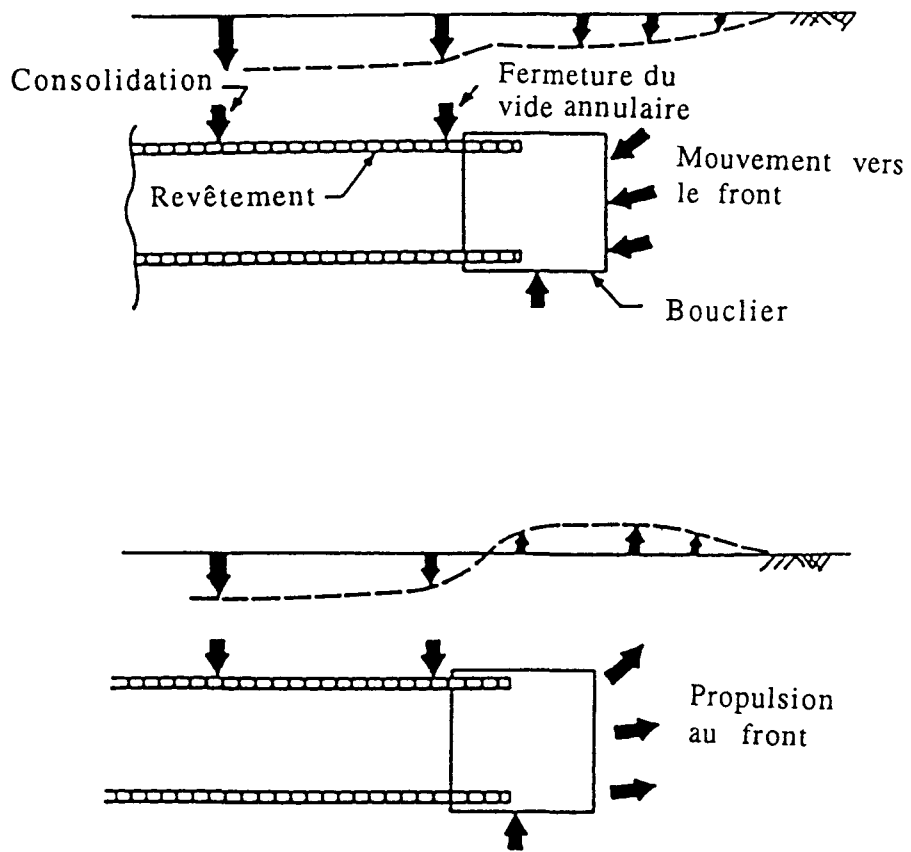


Figure A1.2 : Mouvements de sols au cours du creusement avec bouclier (Clough et Leca, 1989)

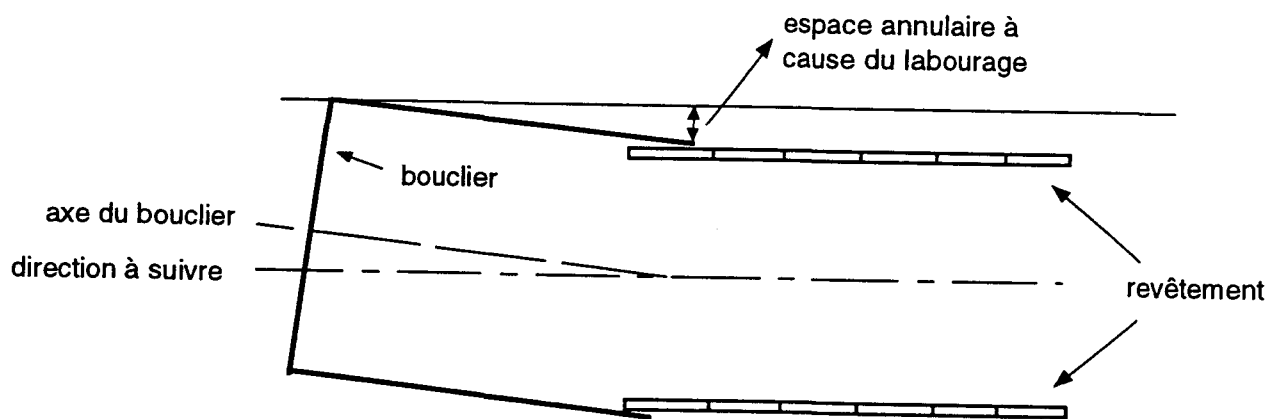


Figure A1.3 : Effet de "labourage" du bouclier

A1.2.6. Perte de sol à long terme

La consolidation des argiles à cause de la variation de la pression interstitielle ou du drainage vers le tunnel peut provoquer des mouvements importants à long terme. Johnston (1981) a étudié les tassement à long terme dans les argiles en utilisant la méthode des éléments finis et un modèle élastoplastique pour le sol. Il a conclu que les tassements dus à la consolidation augmentent avec le vide annulaire. Il a également indiqué que pour les argiles raides ($N < 2$), la consolidation n'a pas d'effets importants sur les tassements en surface.

A1.3. METHODES D'ESTIMATION DES MOUVEMENTS DE SOLS

La prévision des mouvements de sols, en particulier en surface, est un des points essentiels dans la conception d'un ouvrage souterrain, surtout pour les tunnels peu profonds situés en milieu urbain.

Une simulation correcte des phénomènes induits par le creusement d'un tunnel nécessite la prise en compte des aspects complexes, notamment :

- le comportement non linéaire du sol,
- les phases d'exécution de travaux,
- l'interaction sol - revêtement ,
- l'effet du temps,
- l'aspect tridimensionnel.

Le caractère tridimensionnel du champ de déplacement est un point essentiel dans le comportement des tunnels. Ce comportement tridimensionnel est généralement observé en particulier au niveau du front de taille.

Parmi les méthodes qui permettent l'estimation des mouvements de sols, on trouve des méthodes empiriques, analytiques et numériques. Nous allons ci-après décrire brièvement ces méthodes.

A1.3.1. Méthodes empiriques

Ces méthodes, rapides et économiques sont utilisées en avant projet. Elles sont basées sur une classification géotechnique du sol et sur le fait que le tunnel doit supporter le poids du terrain décomprimé. Ce volume est situé dans une zone de géométrie particulière (parabole,...). La difficulté réside dans l'acquisition de paramètres aussi quantitatifs que possible pour déduire le mode et la quantité de soutènement nécessaires à la stabilité de l'ouvrage.

Actuellement, les techniques d'exécution permettent de réduire les effets de décompression. De ce fait, on utilise les méthodes de Bienawski (1973) et Barton (1974) qui combinent des paramètres obtenus à partir d'observations détaillées in situ (comme le Rock Quality Designation). Un coefficient unique en fonction de ces paramètres est déterminé et classe le sol. Il faut toutefois utiliser ce coefficient avec précaution. L'AFTES préfère donner des recommandations de type de soutènement pour chacun des paramètres et de les superposer pour trouver le type le plus approprié.

Enfin, il est à noter que ces méthodes constituent une première approche mais ne suffisent pas à justifier la stabilité de l'ouvrage. Des précautions sont nécessaires pour l'utilisation de méthodes empiriques parce qu'elles ont donné dans certains cas des contradictions avec des observations sur ouvrages. Nous allons ci-après présenter les méthodes empiriques les plus utilisées.

Déplacement à la surface

Peck (1969) a proposé une représentation des tassements de surface (Figure A1.4) selon une loi approximativement normale :

$$S(x) = S_{\max} \exp \frac{-x^2}{2i^2}$$

La largeur de la cuvette de tassement est définie par la formule approchée :

$$L = 5 i$$

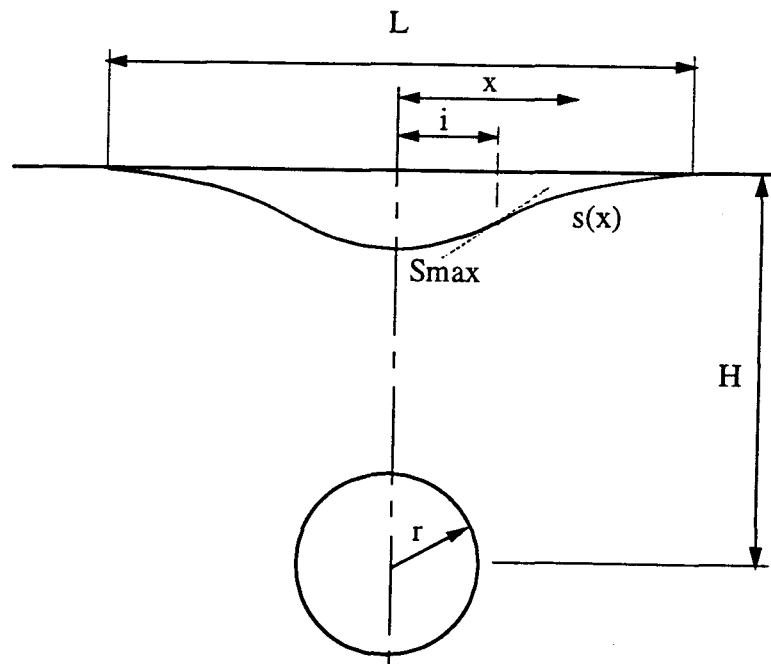
L'évaluation du volume du sol déplacé en surface (V_S) est obtenue par intégration du tassement ou par la formule approchée :

$$V_S = S_{\max} \cdot L$$

Les paramètres i et S_{\max} sont déterminés à partir des expressions empiriques. Attewell et Farmer (1974) et Schmidt (1969) ont proposé une relation empirique entre i et la profondeur du tunnel (H) sous la forme:

$$\frac{2i}{D} = \left(\frac{H}{D}\right)^n$$

Pour les argiles, Schmidt (1969) propose une valeur de n égale à 0,8 mais Attewell et Farmer (1974) proposent $n = 1$.



- | | |
|--------------------------------|-------------------------------------|
| L : largeur de la cuvette | i : abscisse du point d'inflexion |
| S_{\max} : tassement à l'axe | $s(x)$: tassement |
| r : rayon du tunnel | H : profondeur du tunnel |

Figure A1.4 : Cuvette de tassement en surface proposée par Peck (1969)

La détermination du tassement (S_{\max}) est plus difficile. Il dépend de la perte du sol et en conséquence il varie avec les conditions du sol, la profondeur du tunnel et le procédé de construction. Peck et al. (1972) proposent d'estimer S_{\max} en supposant que le volume de sol déplacé en surface est de 1% du volume du tunnel. Pour la plupart des cas, cette proposition donne une solution conservatrice, mais il existe aussi des cas où on a observé des pertes de sol supérieures à 1% du volume du tunnel (Cording et Hansmire, 1975).

Déplacement en clé de voûte

Atkinson et Potts (1977) ont proposé à partir des essais sur modèles réduits en centrifugeuse, une relation simple entre le tassement en surface et le déplacement en clé de voûte :

$$\frac{S_{\max}}{S_c} = 1 - \alpha \left(\frac{H}{D} \right) > 0$$

où S_{\max} est le tassement maximal en surface,
 S_c est le déplacement vertical en clé de voûte
 H et D désignent respectivement la hauteur de recouvrement et le diamètre de la galerie.

α représente la dilatation du sol. Il est approximativement de 0,40 pour les sables denses et de 0,13 pour les argiles.

Clough et Schmidt (1981) ont proposé la relation suivante:

$$\frac{S_{\max}}{S_c} = \left(\frac{D}{H} \right)^{0.8}$$

En considérant les résultats de mesure de douze tunnels, Lo et al. (1984) ont proposé pour les argiles molles:

$$\frac{S_{\max}}{S_c} = 0,33$$

A1.3.2. Méthodes analytiques

La résolution analytique est basée sur des hypothèses simples au niveau de la géométrie et des conditions initiales et aux limites. Par exemple le milieu est considéré semi infini et non pesant. L'état de contrainte initial est supposé isotrope et homogène. L'hypothèse d'un comportement élastique du terrain est choisi dans la plupart des cas. Le comportement différé de certains terrains est souvent modélisé par une loi du type viscoélastique.

Pour des tunnels circulaires et profonds on peut utiliser la méthode de convergence - confinement et la méthode de soulagement progressif pour la prise en compte de l'aspect tridimensionnel.

Dans la méthode de convergence - confinement, l'effet tridimensionnel est pris en compte par une pression radiale interne " σ_r " à la frontière de la périphérie du tunnel (Panet et Guellec, 1974 et Bernaud et Rousset, 1992). L'amplitude de cette pression est donnée par :

$$\sigma_r = \sigma_{r0} (1 - \lambda)$$

où " σ_{r0} " est la contrainte radiale initiale. L'avancement du front est modélisé par l'accroissement de " λ " de 0 (valeur initiale) jusqu'à 1 (Figure A1.5).

Dans la méthode de soulagement progressif, le front est divisé en deux parties. La partie supérieure est soulagée en divisant le module du sol par un coefficient adoucissant (équivalent à $1/(1 - \lambda)$). Les effets de soulagement sont produits par application de forces d'excavation aux frontières pour créer des déformations et une redistribution des contraintes. Dans un deuxième temps, le revêtement est installé en partie haute pour éliminer les contraintes restantes. La dernière étape consiste en l'application du même procédé à la partie basse (Duddeck, 1991).

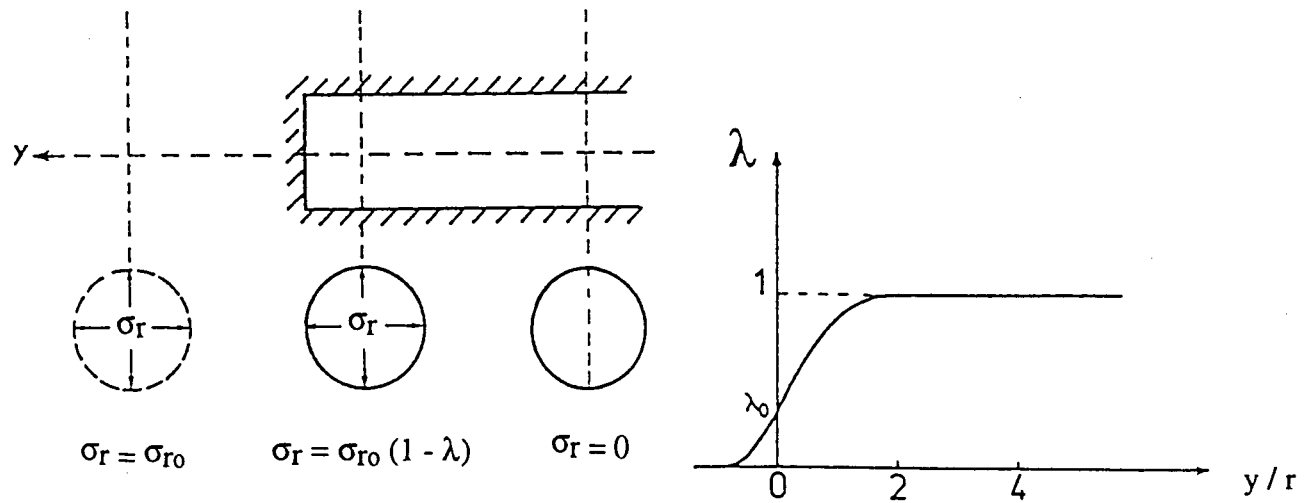


Figure A1.5 : Pression fictive et taux de déconfinement
(d'après Panet et Guénot, 1982)

A1.3.3. Méthodes numériques

Parmi les méthodes numériques, la méthode des éléments finis est la plus utilisée dans le calcul de tunnels. Elle est très efficace dans l'étude des milieux continus, surtout pour les problèmes non linéaires à géométries complexes. Elle permet de tenir compte de divers facteurs, notamment :

- la géométrie réelle du massif et de l'excavation,
- l'état de contraintes initiales,
- le comportement non linéaire et dépendant du temps,
- les conditions hydrauliques du terrain,
- l'interaction sol - revêtement,
- les surcharges éventuelles provenant des ouvrages,
- les techniques de réalisation et les phases de travaux (stabilisation, fonçage et glissement du bouclier, passage progressif du bouclier au revêtement, méthodes d'injection du vide annulaire,...).

Théoriquement, un modèle éléments finis peut prendre en compte ces paramètres mais le coût et le temps d'une étude complète et tridimensionnelle rendent son utilisation délicate. Il est à noter qu'il existe peu d'étude tridimensionnelle, à titre d'exemples, on peut citer, les travaux de Wittke (1980), Kasali et Clough (1982), Chaffois (1989) et Lee et Rowe (1990).

A1.3.4. Analyses bidimensionnelles

Face aux difficultés des calculs tridimensionnels, l'analyse bidimensionnelle est largement utilisée. Trois types de modèles, représentés dans la figure A1.6, sont généralement employés : modèle transversal, modèle longitudinal et modèle axisymétrique. Le premier modèle est le plus utilisé. Pour tenir compte de l'effet tridimensionnel, certains auteurs ont proposé des méthodes pour l'amélioration de l'analyse 2D.

La proposition de Rowe (1983) consiste dans l'utilisation d'un vide annulaire pour la prise en compte de l'effet tridimensionnel dans une analyse transversale (figure A1.7) . Ce vide se traduit par un paramètre appelé "GAP" qui est fonction de la géométrie du bouclier et du revêtement (Rowe et al., 1983). Il est souvent donné par la différence entre le diamètre excavé et le diamètre extérieur du revêtement. L'effet des autres facteurs à l'origine du déplacement du sol vers l'intérieur de la galerie peut être introduit dans une analyse 2D par le biais d'un espace annulaire différent.

Clough (1985) a traité à l'aide du modèle transversal, un cas comportant une répulsion du terrain en front et une fermeture de l'espace annulaire (Figure A1.8). Le soulèvement induit par l'avancement du bouclier a été modélisé par le biais d'une pression de confinement appliquée à la périphérie de l'ouvrage. Ensuite, la procédure de déconfinement avant la mise en place du revêtement a été utilisée pour représenter la fermeture du vide annulaire. Il a considéré une distribution uniforme ou ovale de la pression de déconfinement.

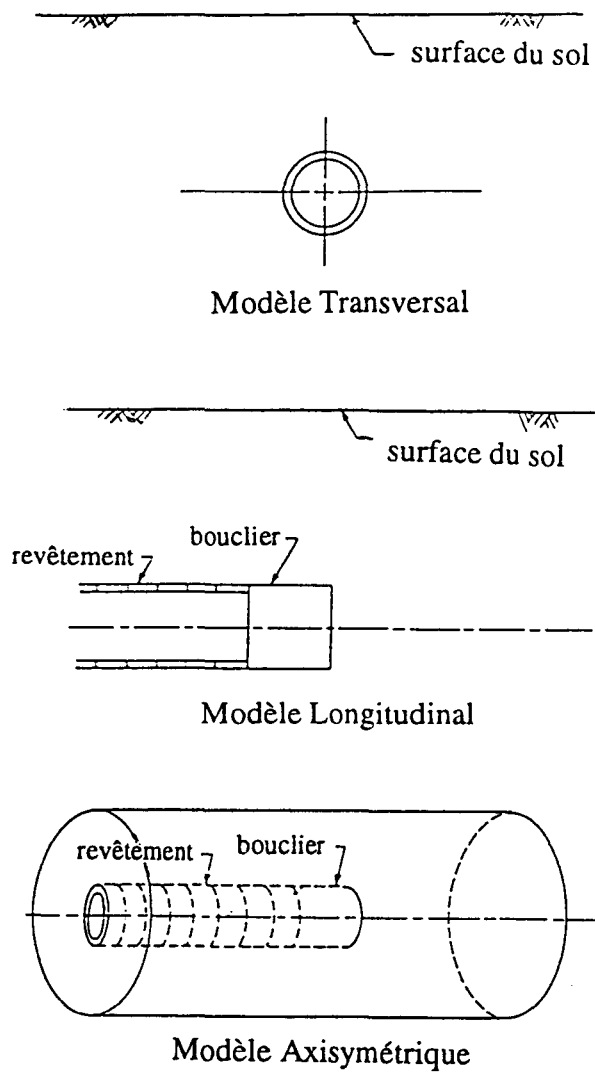


Figure A1.6 : Différents modèles 2D (Clough et Leca, 1989)

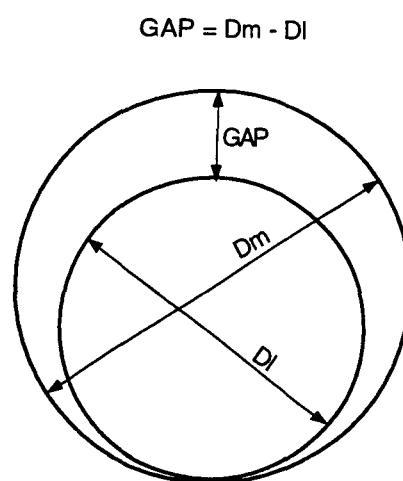


Figure A1.7 : Paramètre "GAP" défini par Rowe (1983)

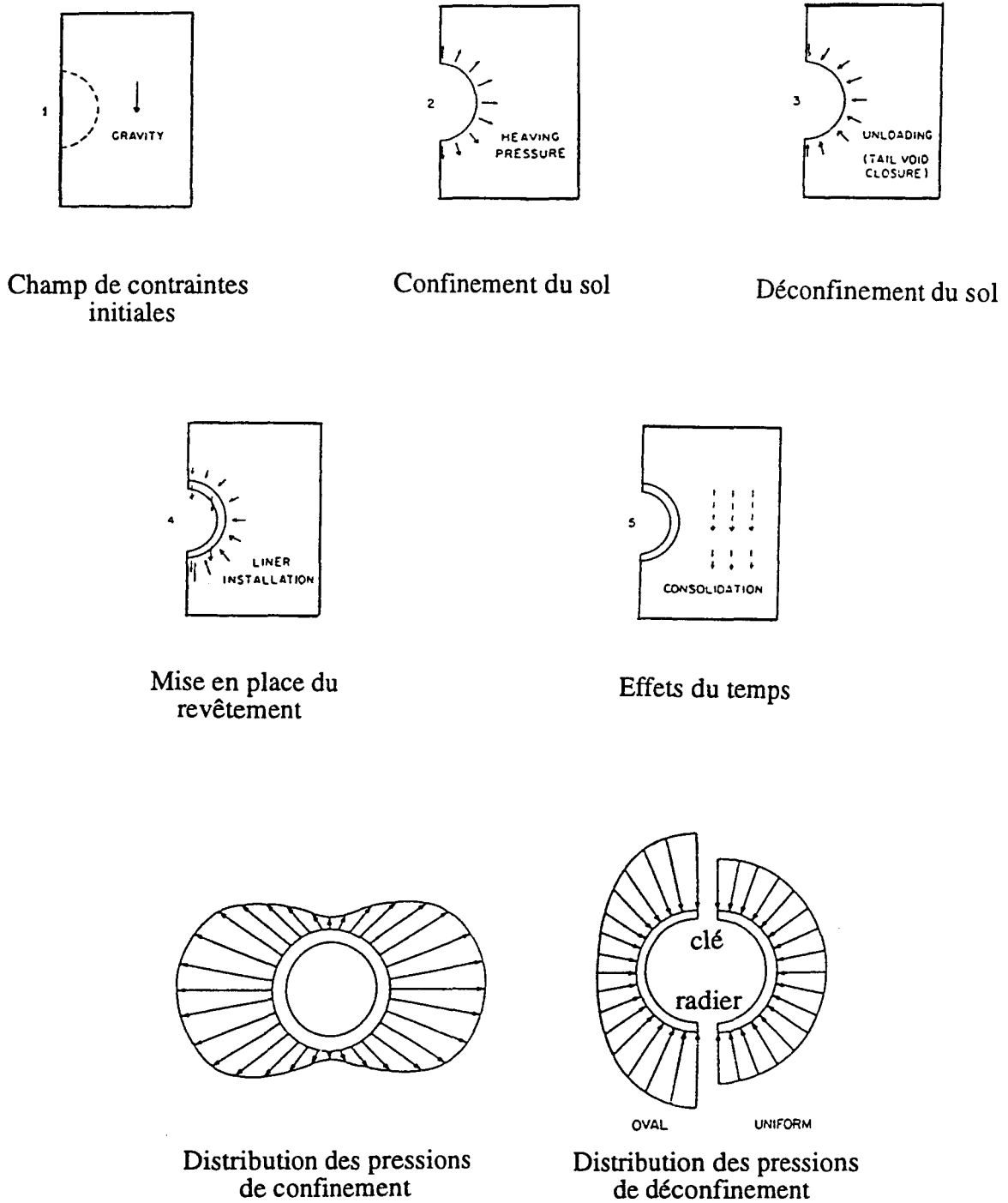


Figure A1.8 : Modélisation du creusement d'un tunnel d'après Clough (1985)

A1.3.5. Analyses tridimensionnelles

L'utilisation des calculs tridimensionnels est récente pour les tunnels. Ces calculs ont été appliqués principalement au procédé NATM. Le calcul tridimensionnel pour le système bouclier avec prise en compte de phases de construction est délicat. Les effets tridimensionnels sont dus à de nombreux facteurs, notamment : la résistance du terrain en front qui retarde la convergence, l'interaction terrain - bouclier, la pression en tête, le poids du bouclier, l'application des forces des vérins, le poids du revêtement et les charges de construction, et enfin la fermeture de l'espace annulaire ainsi que son mode d'injection.

Vu la complexité de ce type de problèmes, peu de travaux de modélisation y ont été consacrés. Parmi ces travaux, on peut citer ceux de Kasali (1981) qui a effectué une modélisation tridimensionnelle du creusement par bouclier. Dans cette modélisation, le comportement du sol a été décrit par un modèle élastique linéaire. La linéarité de ce modèle a permis la prise en compte de l'avancement du tunnel par un seul incrément.

Plus récemment, Lee et Row (1990) ont effectué une modélisation tridimensionnelle d'un tunnel en terrains argileux dont le comportement a été décrit par un modèle élastique parfaitement plastique. Ils ont modélisé le procédé de construction et l'interaction sol - revêtement. Les résultats des calculs tridimensionnels ont été ensuite utilisés pour le développement d'une méthode simplifiée basée sur l'espace annulaire "GAP" (proposée d'abord par Rowe, Lo et Kack (1983) et Lo, Ng et Rowe (1984)).

A1.4. CONCLUSION

Les mouvements de sols provoqués par le creusement d'un tunnel sont liés aux procédés d'exécution, à la géométrie du projet et à la nature et les conditions du sol. Ces mouvements peuvent être dangereux pour les bâtiments et les structures avoisinants, d'où la nécessité de bien les estimer.

Les observations in situ et les analyses théoriques montrent que le champ des contraintes et des déplacements au voisinage du front de taille d'un tunnel sont tridimensionnels. Cependant, vu la complexité et le coût des calculs tridimensionnels, peu de travaux de modélisation par éléments finis y ont été consacrés. La prise en compte des effets tridimensionnels dans un calcul simplifié en déformation plane peut améliorer les résultats,

mais il est souvent difficile d'estimer les paramètres qui permettent de prendre en compte ces effets.

Les difficultés des calculs tridimensionnels des tunnels résident dans le temps et le coût de calcul. Le problème se situe dans le stockage et le maniement d'une quantité extrêmement élevée de données. Devant ces difficultés, nous avons entrepris un travail pour le développement d'un programme spécifique qui permet, grâce à des méthodes particulières de stockage de la matrice de rigidité et de résolution des systèmes linéaire et non linéaire, de réaliser des économies substantielles au niveau de la place mémoire et du temps de calcul. Ce programme est présenté dans le premier chapitre.

ANNEXE A2

Algorithme de la méthode de double gradient conjugué :

- $x^{(0)}$ = vecteur arbitraire de \mathbb{R}^n

- $r^{(0)} = b - A x^{(0)}$

- $\bar{p}^{(0)} = p^{(0)} = \bar{r}^{(0)} = r^{(0)}$

- $k = 0$

- Tant que "non convergence" faire :

$$-\lambda^{(k)} = \frac{\langle \bar{r}^{(k)}, p^{(k)} \rangle}{\langle \bar{p}^{(k)}, A p^{(k)} \rangle}$$

- $x^{(k+1)} = x^{(k)} + \lambda^{(k)} p^{(k)}$

- $r^{(k+1)} = r^{(k)} - \lambda^{(k)} A p^{(k)}$

- $\bar{r}^{(k+1)} = \bar{r}^{(k)} - \lambda^{(k)} A^t \bar{p}^{(k)}$

$$-\beta^{(k+1)} = \frac{\langle \bar{r}^{(k+1)}, A p^{(k+1)} \rangle}{\langle \bar{p}^{(k)}, A p^{(k)} \rangle}$$

- $p^{(k+1)} = r^{(k+1)} + \beta^{(k+1)} p^{(k)}$

- $\bar{p}^{(k+1)} = \bar{r}^{(k+1)} + \beta^{(k+1)} \bar{p}^{(k)}$

- $k = k + 1$

Algorithme de la méthode de G.M.R.E.S. (m) :

1) Initialisation : - $x^{(0)}$ = vecteur arbitraire de \mathbb{R}^n

$$- r^{(0)} = b - A x^{(0)}$$

$$- v^{(1)} = \frac{r^{(0)}}{|r^{(0)}|}$$

2) Base d'Arnoldi : pour $j=1$ à m

$$- h_{i,j} = \langle A v^{(i)}, v^{(i)} \rangle \quad i=1,j$$

$$- \tilde{v}^{(j+1)} = A v^{(j)} - \sum_{i=1}^j h_{i,j} v^{(i)}$$

$$- h_{j+1,j} = |\tilde{v}^{(j+1)}|$$

$$- v^{(j+1)} = \frac{\tilde{v}^{(j+1)}}{h_{j+1,j}}$$

3) Solution approchée:

$$- x^{(m)} = x^{(0)} + V^{(m)} y^{(m)}$$

$$y^{(m)} \text{ minimise : } \beta e^{(1)} - H^{(m)} y$$

4) Calcul résidu : - $r^{(m)} = b - A x^{(m)}$

si résidu n'est pas satisfaisant :

$$- x^{(0)} = x^{(m)}$$

$$- v^{(1)} = \frac{r^{(m)}}{|r^{(m)}|} \quad \text{retour à l'étape 2}$$



Nr.	Predictor	Country	Analysis Method	Software
1	J.A. Amesz, Buro De Weger, Rotterdam	NL	elastic method (SRM ?)	TECHNO-SOFT
2	Dr.-Ing. C. Athanasiu, NOTEBY, Oslo	N	SRM, non linear	VEGG
3	ir. Ron C.A. Beem, ir. K.J. Bakker, Utrecht	NL	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	PLAXIS
4	dr. Adam F. Bolt, Politechnika Gdańska	PL	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	PLAXIS
5	Dr. D.L. Borin, GEOSOLVE, London	GB	SRM	WALLAP
6	Ing. H.E. Brassinga, Prof. ir. A.F. van Tol, Rotterdam	NL	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	PLAXIS
7	N.H. Christensen, Danish Geotechnical Institute, Lyngby	DK	SRM, non linear	
8	M.Sc. Ulf Ekdahl, PEAB, Entr. AB, Grundteknik, Malmö	S	FEM, elastic-perfect plastic DRUCKER-PRAGER-model	Z.SOIL
9	Fraands Haahr, Danish Geotechnical Institute	DK	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	ABAQUS
10	ir. H.R. Havinga, Delft Geotechnics, Pred.1	NL	SRM, non linear	MSHEET
11	ir. H.R. Havinga, Delft Geotechnics, Pred.2	NL	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	PLUTO
12	Dr. D.K.H. Ho, Longmac Ass. PTY LTD, Ryde	AUS	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	(Smith)
13	Dipl.-Ing. H. Hügel, M.Sc. M. Raju, IBF, Univ. Karlsruhe	D	FEM, hypoplastic model (pyknotomy, barotropy)	ABAQUS
14	ir. Erik van Jaarsveld, DIANA Analysis, Delft	NL	FEM, perfect plastic MOHR-COULOMB-model	DIANA
15	ir. H.L. Jansen, FUGRO B.V., Leidschendam	NL	SRM, non linear	MSHEET
16	H. Josseaurme, LCPC, Paris	F	SRM, non linear	DENEbola
17	Z. Kuralowicz, Politechnika Gdańska	PL	semi-empirical method	
18	J.H.M. Lentfert, Visser und Smit Hanab, Papendrecht	NL	SRM, non linear	
19	K. Mortensen, Danish Geotechnical Institute, Arhus	DK	SRM	
20	Dipl.-Ing. P. Nosek, SOLETANCHE, Praha	CZ	SRM	PARO12
21	Prof.-Ing. Roberto Nova, Politecnico di Milano	I	SRM, elastic-plastic, vertical displacement: BRANSBY & MILLIGAN	
22	ir. J.P. Oostveen, Delft University of Technology	NL	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	PLAXIS
23	J.M. Rodriguez-Ortiz, F.J. Castanedo, Madrid	E	SRM, non linear	
24	D. Fuller, A. Chodorowski, Ove Arup & Partner, Berlin	D	SRM	FREW
25	Dr. Rütz, HAB Weimar (Univ.)	D	FEM, elasto-plastic isotropic hardening model	FEEREPGT
26	Dr. Rütz, Dr. Schmidt, Dr. Wendt, HAB Weimar (Univ)	D	SRM, empirical earth pressure redistribution	
27	Dr.rer.nat. H.-J. Schäffner, BAW Berlin	D	SRM	
28	Dr.-Ing. T. Schanz, Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik	D	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	PLAXIS
29	Dr.-Ing. A. Schmitt, ISPC, Esch-sur-Alzette	L	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	PLAXIS
30	Prof. I. Shahrou, S. Ghorbanbeigi, Laboratoire Mecanique de Lille	F	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	PECPLAS
31	Dr. B. Simpson, Ove Arup & Partners, London - no suction	GB	SRM	FREW
32	Dr. B. Simpson, Ove Arup & Partners, London - with suction	GB	SRM	FREW
33	Prof. I.M. Smith, University of Manchester	GB	FEM, elasto-plastic isotropic hardening model	
34	Dr. T. Triantafyllidis, Leighton-Brückner Found. Eng., Pred.1	Hong-Kong	SRM	FREW
35	Dr. T. Triantafyllidis, Leighton-Brückner Found. Eng., Pred.2	Hong-Kong	SRM	FREW
36	M.G.A. van den Elzen, Buro de Weger, Rotterdam	NL	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	PLAXIS (?)
37	ir. H. van Veen, Multiconsult B.V., Rotterdam	NL	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	PLAXIS
38	ir. J.J. Vlagsma, IHN LEEUWARDEN bv	NL	SRM, non linear	
39	Dr. P.-A. von Wolfersdorff, M. Gilliar, IBF, Univ. Karlsruhe	D	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	PLAXIS
40	ir. A.C. Vriend, Ing. P.H. Langhorst, Gouda	NL	SRM, elasto-plastic	DAMWAND3
41	H. Wahrmond, R. Massat, K. Göttel, Ed. Züblin AG, Stuttgart	D	SRM, elasto-plastic	QWALLS
42	Prof. Dr.-Ing. Weißenbach, Universität Dortmund	D	empirical earth pressure redistribution, estimation using experience values	
43	ir. G.M. Wolsink, Bouwdienst Rijkswaterstaat, Utrecht	NL	SRM, elasto-plastic	DAMWAND4

SRM - Subgrade Reaction Method
 FEM - Finite Element Method

List des prédicteurs - Expérimentation sur le rideau de palplanche

ANNEXE A3 :