



HAL
open science

Modélisation numérique du creusement d'un tunnel à l'aide d'un bouclier à pression de boue

Cem Atahan

► **To cite this version:**

Cem Atahan. Modélisation numérique du creusement d'un tunnel à l'aide d'un bouclier à pression de boue. Sciences de la Terre. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995. Français. NNT : . tel-00529420

HAL Id: tel-00529420

<https://pastel.hal.science/tel-00529420>

Submitted on 25 Oct 2010

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

NS 19 083 (4)

THESE DE DOCTORAT

Spécialité : Géotechnique

Présentée par

Cem ATAHAN

pour obtenir le titre de

Docteur de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

MODELISATION NUMERIQUE DU CREUSEMENT D'UN TUNNEL A L'AIDE D'UN BOUCLIER A PRESSION DE BOUE

*Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols
(CERMES/ENPC-LCPC)*

soutenue le 30 janvier 1995 devant le jury composé de :

Président et rapporteur :	M. Jean-Pierre HENRY	Professeur EUDIL Villeneuve d'Ascq
Rapporteur :	M. Richard KASTNER	Professeur INSA Lyon
Examinateurs :	M. Pietro LUNARDI	Professeur Université de Parme, Italie
	M. Michel MERMET	Directeur Régional Ile de France et Ouest SCETAURROUTE
	M. François SCHLOSSER	Président Directeur Général de TERRASOL
Auteur de thèse :	M. Eric LECA	Chef de la Section de Mécanique des Sols et Fondation, LCPC, Paris

23



INV02086

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier Monsieur le Professeur François SCHLOSSER, Président Directeur Général de Terrasol, qui m'a donné l'occasion de réaliser ce travail et qui m'a fait l'honneur d'être membre du jury.

Je remercie vivement Monsieur Eric LECA, Chef de la Section Mécanique des Sols et Fondations du LCPC, qui a dirigé ma thèse ; sans ses conseils et directives, tant sur le plan expérimental que sur le plan théorique, ce travail n'aurait vu le jour.

Mes remerciements vont ensuite aux deux Rapporteurs qui ont aimablement accepté d'assurer cette laborieuse tâche : Monsieur Jean-Pierre HENRY, Professeur à EUDIL, et Monsieur Richard KASTNER, Professeur à l'Institut Nationale Sciences Appliquées, dont les observations furent très pertinentes.

Mes vifs remerciements s'adressent également à Monsieur Pietro LUNARDI, Professeur à l'Université de Parme, qui a bien voulu examiner ce travail.

Je remercie cordialement Monsieur Michel MERMET, Directeur Régional Ile de France et l'Ouest de Scetauroute, qui était le Directeur de la Direction du Service d'Eau et de l'Assainissement et qui m'a fait l'honneur de s'intéresser à ce travail en tant que membre du jury. Je ne saurais manquer d'exprimer ma gratitude à la "Direction du Service d'Eau et de l'Assainissement", en particulier à M. Maurin, qui malgré les énormes contraintes du chantier ont mis à notre disposition tous les atouts nécessaires pour réaliser les mesures.

Je suis également très reconnaissant à Monsieur Alain BOCHON, Ingénieur à l'SNCF, à Monsieur Alain GUILLOUX, Directeur Technique de Terrasol, et à Monsieur Philippe MESTAT, Chef de la Section Rhéologie et Mécanique des Sols du LCPC, pour leur précieux conseils.

Je remercie aussi toutes celles ou tous ceux qui n'ont pas hésité à apporter leurs précieuses aides au cours de ce travail, notamment Messieurs Au TU DIEN et Jean-Louis BOUDOULEC de la DIT de Noisy le Grand.

Je tiens par ailleurs à remercier tous mes amis du labo, avec lesquels j'ai passé d'agréables moments.

à la mémoire de Michael, . . .

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CALCUL DES OUVRAGES SOUTERRAINS.....	4
2.1 INTRODUCTION.....	4
2.2 STABILITE DU FRONT DE TAILLE.....	4
2.3 METHODES SEMI-EMPIRIQUES.....	6
2.3.1 Introduction.....	6
2.3.2 Calcul du soutènement.....	6
2.3.2.1 <i>Cas des roches</i>	6
2.3.2.2 <i>Cas des sols</i>	16
2.3.3 Calcul des tassements.....	18
2.4 METHODES ANALYTIQUES ET NUMERIQUES.....	21
2.4.1 Introduction.....	21
2.4.2 La méthode des réactions hyperstatiques.....	22
2.4.3 Les méthodes de milieux continus.....	24
2.4.4 Utilisation des méthodes analytiques.....	30
2.5 APPLICATION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS.....	31
2.5.1 Introduction.....	31
2.5.2 Calculs tridimensionnels.....	33
2.5.3 Modèles bidimensionnels.....	36
2.5.4 Cas particulier des tunnels peu profonds.....	41
2.5.5 Considérations pratiques.....	42
2.6 CONCLUSIONS.....	43
CALCULS EFFECTUES A L'AIDE DU LOGICIEL CESAR-LCPC.....	44
3.1 INTRODUCTION.....	44
3.2 LES DIFFERENTS TYPES DE TUNNELIER.....	45
3.2.1 Bouclier à front ouvert.....	48
3.2.2 Bouclier à air comprimé.....	48
3.2.3 Bouclier à pression mécanique ou bouclier aveugle.....	48
3.2.4 Bouclier à pression de boue.....	49
3.2.5 Bouclier à pression de terre.....	49
3.3 SIMULATION DE LA PRESSION APPLIQUEE AU FRONT DE TAILLE.....	50

3.3.1 Calcul axisymétrique	52
3.3.1.1 Description générale	52
3.3.1.2 Conditions aux limites appliquées sur le bord FE	56
3.3.1.3 Résultats des calculs	58
3.3.1.3.1 Déplacement radial imposé sur la périphérie	59
3.3.1.3.1.1 Résultats de la première étape de calcul	59
3.3.1.3.1.2 Influence de la pression appliquée au front de taille	62
3.3.1.3.2 Déplacements radial et axial imposés sur la périphérie	85
3.3.1.3.3 Contrainte imposée sur la périphérie	86
3.3.1.3.4 Revêtement de raideur finie	86
3.3.1.3.5 Chargement d'un massif infini	87
3.4 CONCLUSIONS	88
 ANALYSE DES CALCULS EFFECTUES EN CONDITIONS AXISYMETRIQUES ET TRIDIMENSIONNELLES	
89	
4.1 INTRODUCTION	89
4.2 COMPARAISON DES CONDITIONS AUX LIMITES	89
4.3 CONDITIONS AUX LIMITES PARTICULIERES	110
4.3.1 Résultats des calculs	112
4.3.1.1 Variation de la pression sur la périphérie	112
4.3.1.2 Revêtement à 1,5 m du front	112
4.3.2 Comparaison des conditions aux limites	113
4.4 ETUDE PARAMETRIQUE	124
4.4.1 Influence du coefficient de Poisson	124
4.4.2 Influence du coefficient des terres au repos K_0	134
4.5 CONCLUSIONS	140
 PRISE EN COMPTE DES CHARGEMENTS INDUITS PAR LE BOUCLIER DANS LE CALCUL DE LA REPOSE DU TERRAIN A L'AIDE DU LOGICIEL EXCAV	
141	
5.1 INTRODUCTION	141
5.2 LA METHODE DU RAMOLLISSEMENT	143
5.3 LE CODE DE CALCUL EXCAV	146
5.4 MODIFICATIONS APORTEES AU LOGICIEL EXCAV	148
5.4.1 Modification de la méthode du ramollissement	148
5.4.2 Simulation de la pressurisation du front de taille	150
5.4.3 Estimation du $\Delta\sigma$ à appliquer dans le noyau	154
5.4.4 Calculs effectués pour simuler la pression au front de taille	156
5.4.4.1 Influence du module élastique et du coefficient de Poisson	159
5.4.4.2 Résultats des calculs	161
5.4.4.3 Comparaison aux résultats des calculs axisymétriques	163
5.4.4.4 Comparaison des résultats donnés par le code EXCAV à ceux obtenus par des calculs tridimensionnels	171
5.4.5 Simulation des déplacements induits au niveau du vide annulaire	177
5.4.5.1 Description des calculs effectués	178
5.4.5.2 Comparaison des résultats	181
5.5 CONCLUSIONS	183
 INSTRUMENTATION DU COLLECTEUR VL4 DU DEPARTEMENT DU VAL DE MARNE	
185	

6.1 INTRODUCTION.....	185
6.2 PRESENTATION DU PROJET.....	186
6.2.1 Présentation générale	186
6.2.2 Conditions géotechniques.....	188
6.2.3 Méthode de réalisation	190
6.3 INSTRUMENTATION DU MASSIF ENCAISSANT.....	190
6.3.1 Profil d'instrumentation.....	190
6.3.2 Planning des mesures	193
6.3.3 Appareils de mesure	196
6.3.3.1 Extensofors.....	196
6.3.3.2 - Inclinomètres	196
6.4 MESURES DE NIVELLEMENT.....	198
6.5 EXTENSOMETRES.....	207
6.5.1 Mesures extensométriques.....	207
6.5.2 Interprétation des mesures extensométriques	213
6.5.3 Interprétation des mesures brutes extensométriques.....	215
6.6 INCLINOMETRES	221
6.6.1 Mesures inclinométriques.....	221
6.6.2 Interprétation des mesures inclinométriques.....	224
6.6.2.1 Direction transversale (I1, I3, I4).....	224
6.6.2.2 Direction longitudinale (I2, I5).....	230
6.7 MESURES REALISEES SUR L'OUVRAGE.....	231
6.7.1 Instrumentation de l'anneau.....	231
6.8 RESULTATS DES MESURES.....	233
6.8.1 Mesures brutes	233
6.8.2 Corrections appliquées aux mesures	237
6.8.2.1 Corrections thermiques.....	237
6.8.2.2 Autres Corrections.....	238
6.9 INTERPRETATION DES RESULTATS DE MESURES.....	240
6.9.1 Diagrammes des efforts normaux et moments.....	240
6.10 COMPORTEMENT OBSERVE APRES LE PM 1230.....	245
6.10.1 Réponse immédiate de l'anneau	250
6.11 DISCUSSION.....	250
6.12 CONCLUSIONS	256
MODELISATION DU CREUSEMENT DU COLLECTEUR VL4 A L'AIDE DU CODE EXCAV.....	259
7.1 INTRODUCTION.....	259
7.2 CALCULS EFFECTUES A L'AIDE DU CODE EXCAV.....	259
7.2.1 Description des étapes de calculs	261
7.2.2 Analyse élastique.....	263
7.2.2.1 Comparaison entre résultats des calculs et mesures effectuées dans le terrain.....	263
7.2.2.2 Comparaison entre les calculs et les mesures effectuées sur l'anneau de soutènement.....	270
7.2.3 Calcul élasto-plastique.....	273
7.2.3.1 Modifications apportées au code EXCAV.....	273

7.2.3.2 Comparaison des résultats des calculs aux mesures effectuées dans le terrain.....	275
7.2.4 Analyse des résultats obtenus pour l'extensomètre E5	282
7.3 CONCLUSIONS	283
CONCLUSIONS GENERALES	286
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	290
ANNEXE A	295
A.I DEPLACEMENT RADIAL IMPOSE SUR LA PERIPHERIE ($U_R = 0$).....	296
A.II DEPLACEMENTS RADIAL ET AXIAL IMPOSES SUR LA PERIPHERIE ($U_R = U_Z = 0$).....	300
A.III CONTRAINTE IMPOSEE SUR LA PERIPHERIE (C.I.).....	306
A.IV REVETEMENT DE RAIDEUR FINIE	310
A.V CHARGEMENT D'UN MASSIF SEMI-INFINI.....	333
A.VI VARIATION DE LA PRESSION SUR LA PERIPHERIE.....	340
A.VII INSTALLATION DU REVETEMENT A 1,5 M DERRIERE LE FRONT	344
ANNEXE B.....	350
ANNEXE C	355
C-I	356
C-II.....	360
C-III.....	370
C-IV.....	389
C-V	405
C-VI.....	408
C-VII.....	421
C-VIII.....	434
ANNEXE D	438
D.I COMPORTEMENT ELASTIQUE LINEAIRE.....	439
D.II COMPORTEMENT ELASTO-PLASTIQUE.....	440
D.II.1 Critère Von Mises.....	442
D.II.2 Critère Drucker-Prager	443
D.III VALIDATION DU CRITERE	444

CHAPITRE 1

INTRODUCTION GENERALE

La construction d'ouvrages souterrains dans des régions urbanisées a connu un essor important dans les dernières décennies. La demande croissante dans les domaines des transports (aussi bien routiers que ferroviaires) et, de l'acheminement d'eau potable et des eaux usées qui dans des espaces déjà très encombrés, a nécessité la réalisation d'infrastructures souterraines conséquentes. Ces ouvrages pour des raisons tant économiques que fonctionnelles sont, en général, construits à faible profondeur. L'un des problèmes majeur lié à la construction de ce type d'ouvrage est constitué par les mouvements engendrés par l'excavation en surface, ces mouvements pouvant endommager les structures déjà existantes.

L'utilisation des boucliers dans de telles circonstances est de plus en plus fréquente. Un bouclier est constitué d'un cylindrique en acier qui permet de creuser une cavité et de mettre en place un revêtement tout en empêchant l'effondrement du terrain et en sécurisant la zone de travail. Ce système est accompagné de certains procédés spécifiques, comme l'application d'une pression au front de taille et l'injection d'un coulis sous pression derrière la jupe, dans le but de minimiser la perturbation du terrain due au creusement, et par conséquent les tassements en surface.

Malgré l'utilisation croissante des boucliers dans les régions urbaines, la réponse du massif encaissant à ce procédé de creusement est encore mal connue. Des études sur les différents aspects des phénomènes d'interaction sol-structure associées à ce type de

creusement ont fait l'objet de recherches au cours des années précédentes. Différentes méthodes de calcul ont été proposées afin de prédire les effets induits dans le terrain par le creusement.

La présente étude a pour but d'étudier le comportement du terrain sous l'effet de la présence d'un bouclier à front pressurisé et à adapter une méthode de calcul, initialement mise au point pour un creusement en traditionnel à ce type de creusement. Cette méthode a notamment été appliquée à la simulation du creusement au bouclier à pression de boue d'un collecteur, dans le Département du Val de Marne.

Le second chapitre est consacré aux différentes méthodes de dimensionnement des ouvrages souterrains. Cette étude bibliographique a pour but de faire une synthèse sur les différentes méthodes de calcul reposant tant sur des considérations empiriques, expérimentales ou théoriques. Les méthodes empiriques et expérimentales sont encore couramment utilisées, mais ont tendance à laisser en partie la place aux méthodes numériques. Les méthodes numériques, comme la méthode des éléments finis, sont des moyens de calculs puissants offrant de nombreux avantages par rapport aux autres méthodes comme la prise en compte d'une géométrie quelconque du massif et de l'ouvrage à réaliser, des caractéristiques mécaniques des différentes formations rencontrées, de l'état initial du massif... Les effets induits par le creusement d'une cavité dans un massif étant fortement influencés par la géométrie tridimensionnelle de l'ouvrage, un calcul tridimensionnel est a priori nécessaire ; cependant, en raison du coût de tels calculs, ce type d'analyse étant onéreux, plusieurs méthodes approchées, permettant de rendre compte des effets tridimensionnels dans des calculs plans, ont été proposées.

Le chapitre 3 a pour but d'analyser numériquement l'effet de la pression appliquée au front de taille par un bouclier à pression de boue, ainsi que l'injection du vide annulaire à l'arrière de la machine. Différentes conditions aux limites ont été étudiées, pour tenir compte de la présence de la jupe du bouclier dans les calculs. La pressurisation du front a été simulée à l'aide d'une pression uniformément répartie sur toute la surface du front. Des calculs axisymétriques ont été effectués avec le logiciel CESAR-LCPC.

En ce qui concerne le chapitre 4, dans un premier temps, les résultats des calculs obtenus par les différentes conditions aux limites ont été analysés. Dans un deuxième temps, nous nous sommes intéressés à la sensibilité du modèle à certains paramètres caractéristiques du terrain. Dans ce dernier cas, des calculs tridimensionnels ont été effectués à l'aide du logiciel CESAR-LCPC.

Le chapitre 5 est consacré à l'adaptation de la méthode du "ramollissement", initialement mise au point pour un creusement en traditionnel, au creusement par bouclier. Le principe de cette méthode est de prendre en compte les pré-déformations induites par le creusement en avant du front de taille en diminuant le module dans le noyau à excaver et en appliquant les efforts de ramollissement sur le pourtour du noyau de terrain à excaver. Le logiciel d'éléments finis EXCAV, qui utilise ce principe, permet de simuler les différentes phases d'excavation d'une cavité dans un massif. Ce logiciel a été modifié en fonction des résultats déduits du chapitre précédent, afin de pouvoir tenir compte de la pressurisation du front et de l'injection du coulis pressurisé à l'arrière de la jupe du bouclier, dans les calculs.

Les mesures effectuées sur une section instrumentée du collecteur VL4, réalisé dans le département du Val de Marne dans le cadre du projet "Seine Propre" à l'aide d'un bouclier à pression de boue, sont décrites et analysées dans le chapitre 6. Celles-ci se composent, d'une part, de mesures effectuées dans le terrain, et d'autre part, de mesures réalisées sur l'ouvrage de soutènement. Les mesures inclinométriques et extensométriques réalisées dans le terrain ont permis d'étudier la réponse du terrain en fonction de l'avancement de la machine, et les mesures effectuées à partir des capteurs inductifs installés dans le revêtement ont permis d'évaluer les charges reprises par l'ouvrage.

Le chapitre 7 donne une comparaison entre les mesures effectuées sur le collecteur VL4 et les résultats de calcul donnés par le logiciel EXCAV. Les calculs tiennent compte, dans un premier temps d'un comportement élastique linéaire du terrain encaissant. Une seconde série de calcul a été effectuée pour étudier l'influence du comportement élastoplastique du terrain. Ce calcul a nécessité la modification du logiciel EXCAV, initialement conçu pour traiter uniquement du comportement non drainé des argiles saturées, de manière à pouvoir simuler le comportement des terrains sableux sous la nappe présentes sur le site du collecteur VL4.

CHAPITRE 2

CALCUL DES OUVRAGES SOUTERRAINS

2.1 INTRODUCTION

La réalisation d'un tunnel pose à l'ingénieur le problème de la stabilité du terrain pendant les travaux (notamment au front de taille), du type de soutènement à mettre en oeuvre pour garantir la tenue des parois (calcul du soutènement et du revêtement), et lorsque l'ouvrage est construit à faible profondeur, de l'estimation et de la maîtrise des tassements susceptibles d'être induits en surface par les travaux. Des outils de calcul ont été développés pour étudier chacun de ces aspects : ils résultent à la fois de travaux analytiques et de considérations pratiques, liées à l'observation du comportement des ouvrages.

2.2 STABILITE DU FRONT DE TAILLE

Une description des méthodes d'analyse de la stabilité du front de taille est donnée dans Leca et Panet (1988). Les premiers travaux ont été réalisés par Broms et Bennnermark (1967) pour le cas des tunnels creusés dans les terrains argileux. Leur étude expérimentale a permis d'établir un critère de stabilité du front de taille, basé sur la valeur du facteur de charge N_s définie comme :

$$N_s = \frac{\sigma_v}{c_u} \quad (1)$$

σ_v représentant la valeur de la contrainte verticale moyenne au niveau de la galerie et c_u la cohésion du terrain. Dans les cas où une pression de soutènement σ_T est appliquée à l'intérieur de la galerie, pour stabiliser le front de taille, le facteur de charge se met sous la forme :

$$N = \frac{\sigma_v - \sigma_T}{c_u} \quad (2)$$

L'expérience montre que la stabilité du front de taille correspond à des facteurs de charges N tels que :

$$N \leq 5-7 \quad (3)$$

Ces résultats ont été confirmés ultérieurement par Peck (1969), sur la base d'une analyse de plusieurs tunnels creusés en terrain argileux. Des études théoriques basées sur le calcul à la rupture (Davis et al., 1980) et expérimentales, en centrifugeuse (Schofield, 1980), ont permis de mettre en évidence l'influence de deux autres paramètres dans la stabilité du front de taille : le rapport C/D entre la couverture de terres et le diamètre de la galerie et le rapport $\gamma D/c_u$ traduisant les effets de la hauteur de l'ouverture sur l'équilibre du front de taille.

Le problème des tunnels en terrains granulaires n'a été étudié que très récemment. Dans ce cas, les gradients hydrauliques induits par la présence d'une nappe phréatique jouent un rôle prépondérant sur la stabilité du front de taille (Konda, 1987). Plusieurs travaux expérimentaux (Bouyat et Mohkam, 1985 ; Chambon et Corté, 1989) et analytiques, à partir de la théorie du calcul à la rupture (Leca et Dormieux, 1992) ont été consacrés à ce problème. En particulier, Leca et Dormieux (1992) ont proposé un critère de stabilité pour un tunnel creusé dans un sable sec : dans ce cas, la pression de soutènement σ_T à appliquer au front de taille peut se mettre sous la forme :

$$\sigma_T = \alpha_s \sigma_s + \alpha_\gamma \gamma D \quad (4)$$

σ_s représentant une surcharge éventuellement appliquée en surface et α_s et α_γ des coefficients adimensionnels, fonctions de l'angle de frottement φ' du terrain et du rapport C/D . Une généralisation de cette expression a également été établie pour le cas de terrains frottants et cohérents, caractérisés par une cohésion $c' \neq 0$ et un angle de frottement φ' .

2.3 METHODES SEMI-EMPIRIQUES

2.3.1 Introduction

Ces méthodes associent généralement des résultats issus de l'observation d'ouvrages réels et des calculs basés sur des hypothèses relativement restrictives. Bien que ne traitant pas de toute la complexité des phénomènes associés au creusement d'un tunnel, elles sont très utiles pour évaluer les caractéristiques de l'ouvrage de soutènement et, dans le cas des ouvrages peu profonds, l'amplitude des tassements générés en surface. Les méthodes de calcul de soutènement sont surtout utilisées au niveau des études préliminaires.

Du fait de différences, tant au niveau du comportement observé que des méthodes de caractérisation du matériau encaissant, il convient de distinguer le cas des tunnels au rocher, d'une part et, celui des tunnels dans les sols, d'autre part. Ceci est surtout vrai des méthodes de calcul des soutènements.

2.3.2 Calcul du soutènement

2.3.2.1 Cas des roches

Les méthodes empiriques ont pour but d'établir des corrélations entre les conditions géotechniques, le mode de construction et le soutènement nécessaire pour assurer la stabilité des parois (dimensions et nature du soutènement). Ces méthodes peuvent être utilisées lorsqu'on ne dispose pas des informations nécessaires à la mise au point d'un modèle explicite. On peut distinguer deux niveaux d'application :

- avant la construction (information géologique limitée) : pour la conception du soutènement provisoire le choix du procédé de creusement, le prédimensionnement du soutènement définitif ;
- pendant la construction (temps limité) : pour la détermination complète des soutènements provisoires (ou leur adaptation aux conditions rencontrées) et le choix du procédé de creusement.

La mise en oeuvre des méthodes empiriques est décrite sur le tableau 2.1. Bien que les prévisions obtenues à partir de ces méthodes soient qualitatives, le processus de dimensionnement qui en résulte peut être qualitatif ou quantitatif (Einstein et al., 1979). La première étape consiste à caractériser la géologie (de manière quantitative ou qualitative) : ceci suppose souvent une description de l'hydrogéologie et de la géométrie du massif. La taille, la forme et même l'utilisation finale de l'ouvrage peuvent être pris en compte. Les différentes méthodes permettent d'estimer les pressions des terrains sur l'ouvrage ou les dimensions du soutènement.

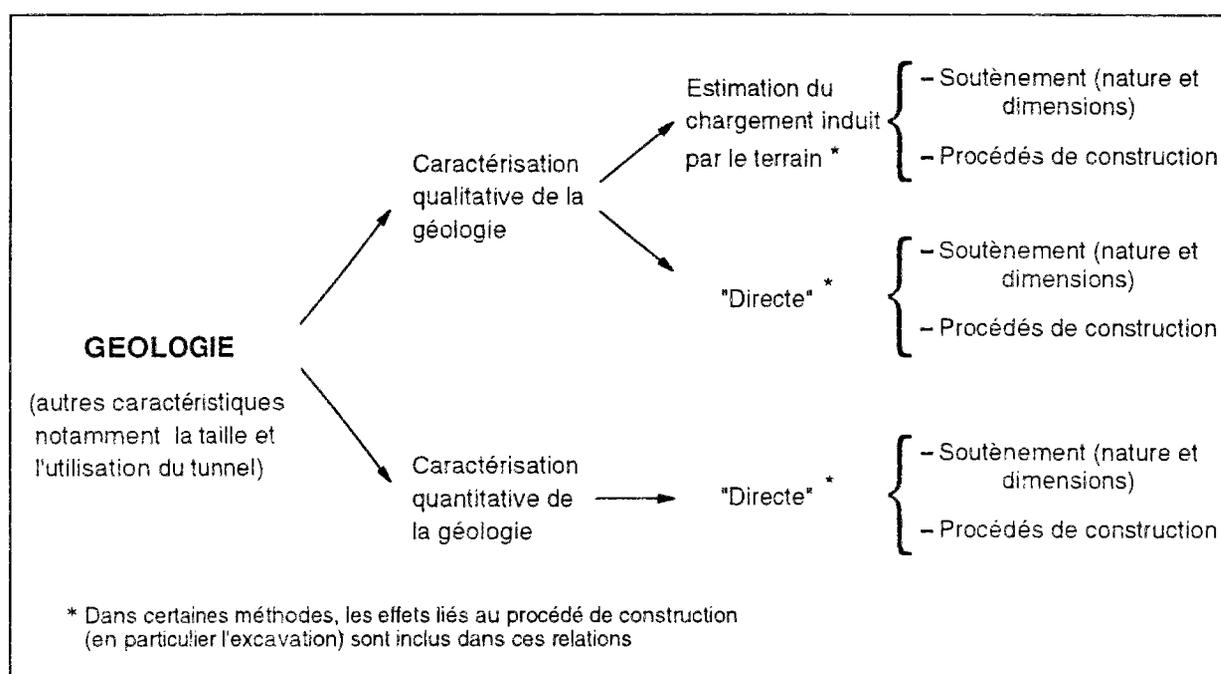


Tableau 2.1 - Mise en oeuvre des méthodes empiriques (d'après Einstein et al., 1979)

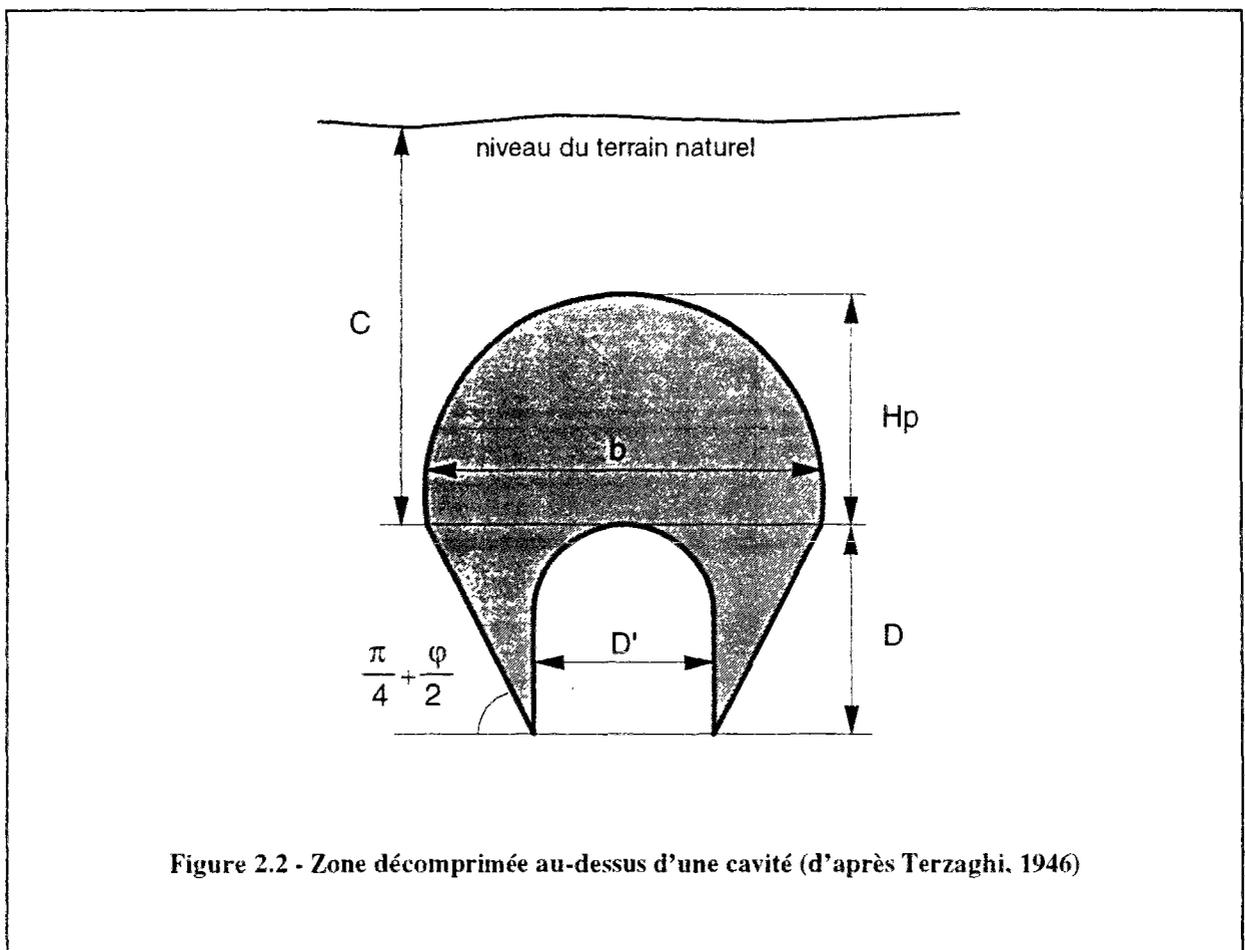
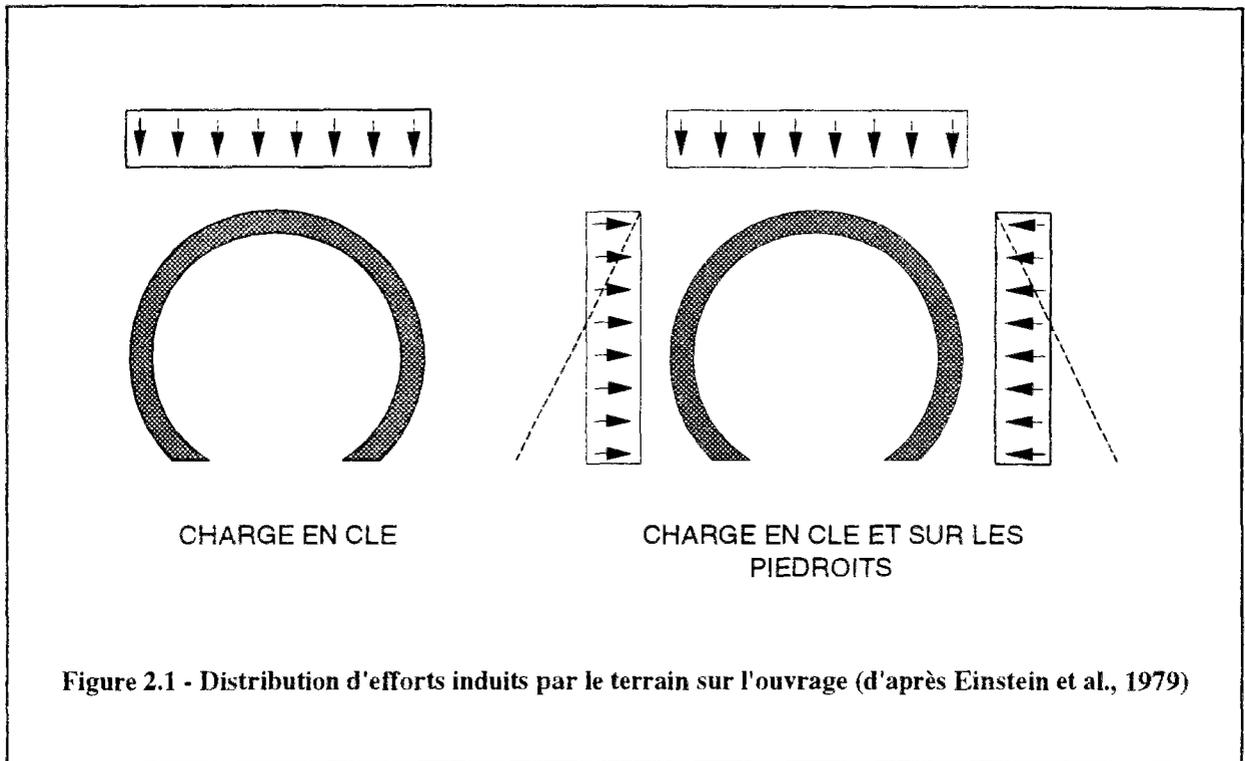
Une description détaillée des méthodes empiriques de calcul des soutènements des tunnels au rocher est donnée dans l'ouvrage de Bouvard et al. (1988). En reprenant la classification de Einstein et al. (1979), représentée sur le tableau 2.1, ces méthodes peuvent être regroupées en trois catégories :

- qualitative directe ;
- qualitative avec estimation du chargement ;
- quantitative directe.

Dans les méthodes qualitatives, la géologie est caractérisée de manière qualitative ; la méthode est dite qualitative directe, si le soutènement est conçu à partir de cette seule caractérisation, ou qualitative avec estimation des chargements, si la description de la géologie est utilisée pour estimer le chargement du terrain à prendre en compte dans un calcul explicite du soutènement. Dans les méthodes quantitatives, la géologie est directement caractérisée de manière quantitative.

La méthode de Pacher et Rabcewicz (1974), mise au point pour le calcul des ouvrages construits à l'aide de la Nouvelle Méthode Autrichienne, constitue un exemple de méthode qualitative directe. Dans cette méthode, le terrain est classé en fonction de catégories définies qualitativement, de manière relativement précise ; on distingue généralement cinq à six catégories de terrains, en tenant compte de la lithologie, des types de discontinuités et de l'état de contrainte en place. Ces catégories de terrain sont définies au cas par cas, ce qui permet de tenir compte des particularités de chaque projet. Une combinaison particulière de procédés de construction et des systèmes de soutènement correspondants est alors définie pour chaque catégorie de terrain susceptible d'être rencontrée.

Les méthodes qualitatives avec estimation du chargement nécessitent trois étapes : dans un premier temps (étape 1), les terrains sont classés à partir de leur nature géologique, ainsi que des conditions hydrogéologiques. L'étape 2 consiste à associer une pression des terrains aux conditions géotechniques rencontrées. Le soutènement est alors analysé (étape 3), comme une structure soumise à la distribution d'efforts estimée à l'étape précédente ; selon les conditions rencontrées, la pression des terrains sera appliquée seulement en voûte, ou également distribuée sur les pénétrations (figure 2.1). On trouve parmi ces méthodes la méthode de Terzaghi (1946) et la méthode de Protodiakonov (1965). Ces deux méthodes sont basées sur l'hypothèse que le chargement sur l'ouvrage de soutènement résulte de la décompression d'une fraction du massif encaissant, dont les caractéristiques sont données sur la figure 2.2. Pour un tunnel de hauteur D et de largeur D' , construit sous une couverture C de terrains, la zone décomprimée est caractérisée par la valeur de sa hauteur H_p et de sa largeur b .



La méthode de Terzaghi (1946) distingue neuf catégories de terrains (tableau 2.2) ; la surcharge est supposée uniformément répartie sur le plan horizontal passant par le toit de l'ouvrage et sa valeur est équivalente à une hauteur de terrain égale à :

$$H_p = K(D' + H_t) \quad (5)$$

K représentant un coefficient multiplicateur dont la valeur dépend de la catégorie de terrain rencontrée (tableau 2.2). Cette relation est, en théorie, applicable aux ouvrages dont la couverture C est supérieure à $1,5 (D' + H_t)$.

Nature de la roche	Charge H_p ^(*)	Remarques
1 - Dure et intacte	0 à 0,25 D'	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
2 - Dure et stratifiée	0 à 0,5 D'	Soutènement léger
3 - Massive avec quelques joints	0 à 0,25 D'	La charge peut changer brusquement d'un point à l'autre
4 - Modérément ébloueuse	0,25 à 0,35 (D' + H _t)	Pas de pression latérale
5 - Très ébloueuse	0,35 à 1,10 (D' + H _t)	Peu ou pas de pression latérale
6 - Compètement broyée mais chimiquement intacte	1,10 (D' + H _t)	Pression latérale considérable
7 - Roche fluante à faible profondeur	1,10 à 2,10 (D' + H _t)	Pression latérale importante - Cintres recommandés
8 - Roche fluante à grande profondeur	2,10 à 4,50 (D' + H _t)	Pression latérale importante - Cintres recommandés
9 - Roche gonflante	Jusqu'à 75 m indépendant de (D' + H _t)	Cintres - Dans les cas extrêmes, des cintres coulissants seront utilisés

(*) Pour un tunnel entièrement situé en dessous du niveau hydrostatique ; s'il est situé au-dessus, les valeurs données pour les roches 4 à 6 devront être réduites de 50%

Tableau 2.2 - Hauteur de terrain décomprimée au-dessus d'une cavité (d'après Terzaghi, 1946)

Dans la méthode de Protodiakonov (1965) la zone décomprimée est supposée être de forme parabolique, la base b de la parabole (figure 2.2) étant donnée par l'expression :

$$b = D' + 2 D \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (6)$$

et la hauteur de la zone décomprimée par la relation :

$$H_p = \frac{b}{2f} \quad (7)$$

où f est un coefficient, fonction de la résistance du terrain. La méthode considère six catégories de roches très spécifiques. Les valeurs de f , ainsi que les poids volumiques correspondants à chacune des catégories de roches prises en compte par la méthode sont donnés sur le tableau 2.3. Le domaine d'application de cette méthode serait limité à des couvertures C comprises entre $b/2f$ et b/f (Bouvard et al., 1988).

Nature de la roche	Description	Poids volumique (kN/m ³)	Coefficient de résistance f
Roche très résistante	Basaltes, quartzites, granites les plus durs	28 - 30	20
Roche à résistance élevée	Roches granitiques - Grès et calcaires de très bonne tenue	26 - 27	10
Roche résistante	Calcaires légèrement fracturés - Grès résistants	25	8
Roche assez résistante	Grès ordinaires	24	6
Roche de résistance moyenne	Schistes divers - Marnes compactes	24 - 26	3
Roche meuble	Argiles compactes - Alluvions cohérentes	20 - 22	1

Tableau 2.3 - Coefficient de résistance des roches (d'après Protodiakonov, 1965)

Les méthodes quantitatives directes consistent à caractériser le massif rocheux de manière quantitative. Ceci peut notamment être réalisé au moyen du R.Q.D. (Rock Quality Designation), introduit par Deere (1964) pour mesurer le taux de recouvrement de sondages

carottés et défini comme le pourcentage des fragments supérieurs à 10 cm par passe de carottage.

Les méthodes de Deere (1964) et de Meritt (1968) sont basées sur ce paramètre. Elles consistent à préciser le type de soutènement à mettre en place, en fonction du R.Q.D. et de la portée de l'ouvrage. Celle-ci est définie comme la plus petite des deux longueurs suivantes : la largeur de l'ouverture ou la distance entre le front de taille et le soutènement (Laufer, 1958).

La plupart des méthodes tendent, toutefois, à utiliser plusieurs paramètres pour caractériser le terrain encaissant. C'est le cas des méthodes de Barton (1974a, 1974b, 1975), Bieniawski (1973, 1983), et Wickham et al. (1974).

Dans la méthode de Barton (1974a, 1974b, 1975), la géologie est caractérisée à partir de six paramètres : la fréquence et le type de discontinuités, le débit hydraulique, l'état des contraintes, la lithologie et les propriétés intactes des roches. Ces paramètres servent à évaluer un indice de qualité Q défini par la relation :

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \left(\frac{J_w}{SRF} \right) \tag{8}$$

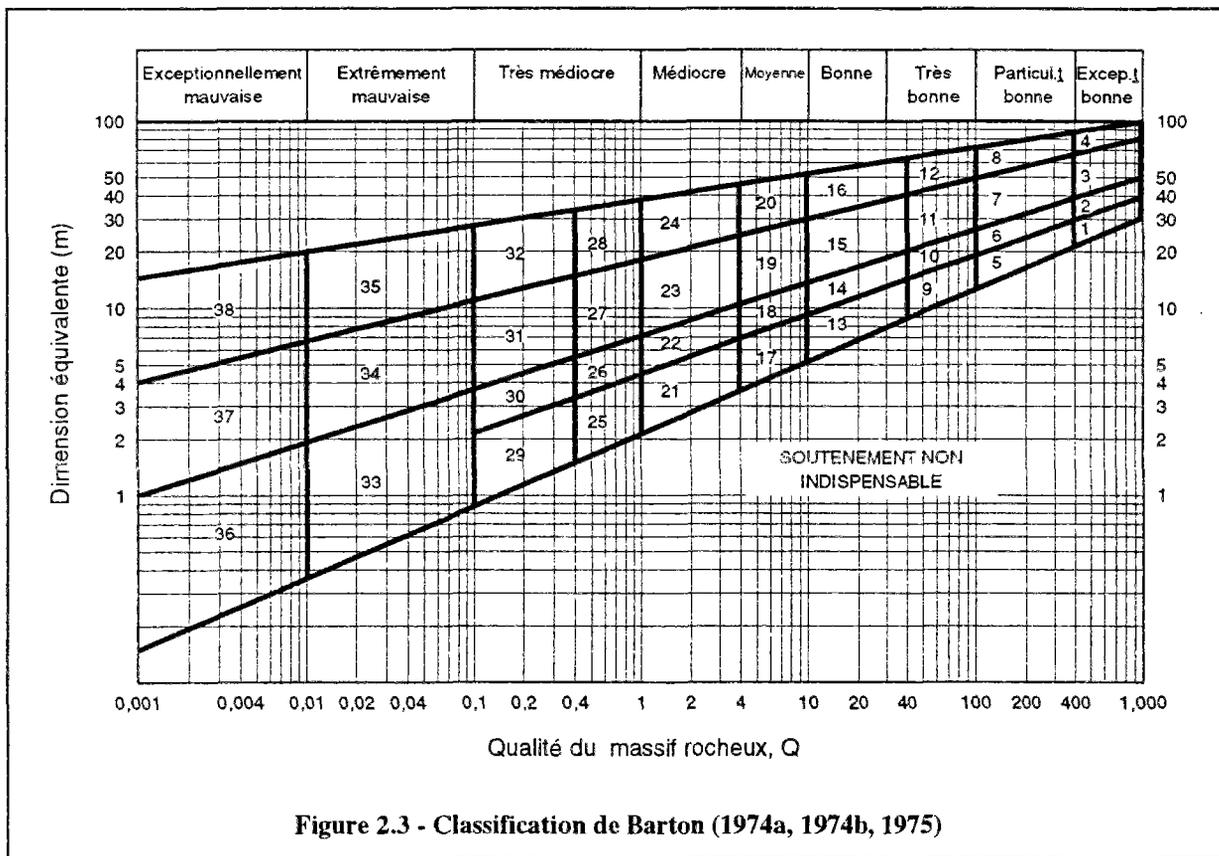


Figure 2.3 - Classification de Barton (1974a, 1974b, 1975)

où J_n , J_r , J_a , J_w caractérisent respectivement le nombre de familles de joints, la rugosité des joints les plus faibles, le degré d'altération des joints ou du matériau de remplissage, les conditions hydrogéologiques, le coefficient SRF (Stress Reduction Factor) étant déterminé à partir de l'état tectonique du massif. La méthode prévoit 38 catégories possibles de soutènements (figure 2.3), à choisir en fonction de la valeur de l'indice de qualité et de la dimension équivalente de l'ouvrage, définie comme le rapport entre la taille de l'ouverture (diamètre, hauteur ou largeur) et le SRF.

La méthode de Bieniawski (1973, 1983) repose sur une classification des roches selon cinq paramètres : la résistance en compression simple, le RQD, l'espacement des joints, la nature des joints, les venues d'eau. Dans cette classification, sont considérés comme joints les discontinuités telles que stratification, schistosité, fractures et diaclases. Chaque paramètre est caractérisé par une note, et la qualité du rocher est estimée à partir d'une note globale, appelée Rock Mass Rating (RMR), définie comme la somme des notes individuelles attribuées à chaque paramètre : cette note est ensuite corrigée pour tenir compte de l'orientation de la fracturation (tableau 2.4). Comme dans le cas de la méthode de Lauffer (1958), le résultat est présenté sous la forme d'un abaque (figure 2.4), donnant, en fonction de la classe de rocher obtenue et de la portée non soutenue, le temps de tenue de la galerie.

Les recommandations de l'AFTES (Groupe n°7, 1974 et 1982) donnent, sous forme de tableaux, le type de soutènement à utiliser en fonction de la caractérisation du massif rocheux (figure 2.5). Celle-ci repose sur la nature des discontinuités (nombre de familles, orientation, espacement), l'altération, la charge hydraulique et la perméabilité, les caractéristiques mécaniques (résistance à la compression simple, module de déformabilité, indice de continuité) du massif rocheux.

PARAMETRES		COEFFICIENTS							
1	Résistance de la roche	Indice Franklin	> 8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Indice Franklin non-utilisable		
		Résistance à la compression	> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Note		15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D.		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints		> 3 m	1-3 m	0,3-1 m	50-300 mm	< 50 m		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continues Epontes en contact Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm - Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm Epontes altérées	Surfaces lustrées ou remplissage <5 mm - Joints continus	Remplissage mou >5 mm ou joints ouverts > 5 mm joints continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10 m	Aucune venue d'eau		<25 l/min	25-125 l/min	>25 l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0		0,0-0,2	0,2-0,5	>0,5		
	Hydrogéologie	Complètement sec		suintement (eau interstitielle)	pression d'eau modérée	problèmes sérieux de venues d'eau			
	Note		10		7	4	0		

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		
Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens opposé au pendage		Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 0-20°
Pendage 45 - 90°	Pendage 20 - 45°	Pendage 45 - 90°	Pendage 20 - 45°			
Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très favorable	Moyen	Favorable

Orientation des joints	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Note d'ajustement	0	-2	-5	-10	-12

Note globale	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classe de rocher et description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5 m de portée	6 mois pour 4 m de portée	1 semaine pour 3 m de portée	5 heures pour 1,5 m de portée	10 mn pour 0,5 m de portée

Tableau 2.4 - Méthode de Bieniawski : notes de pondération, note d'ajustement et classe de rocher

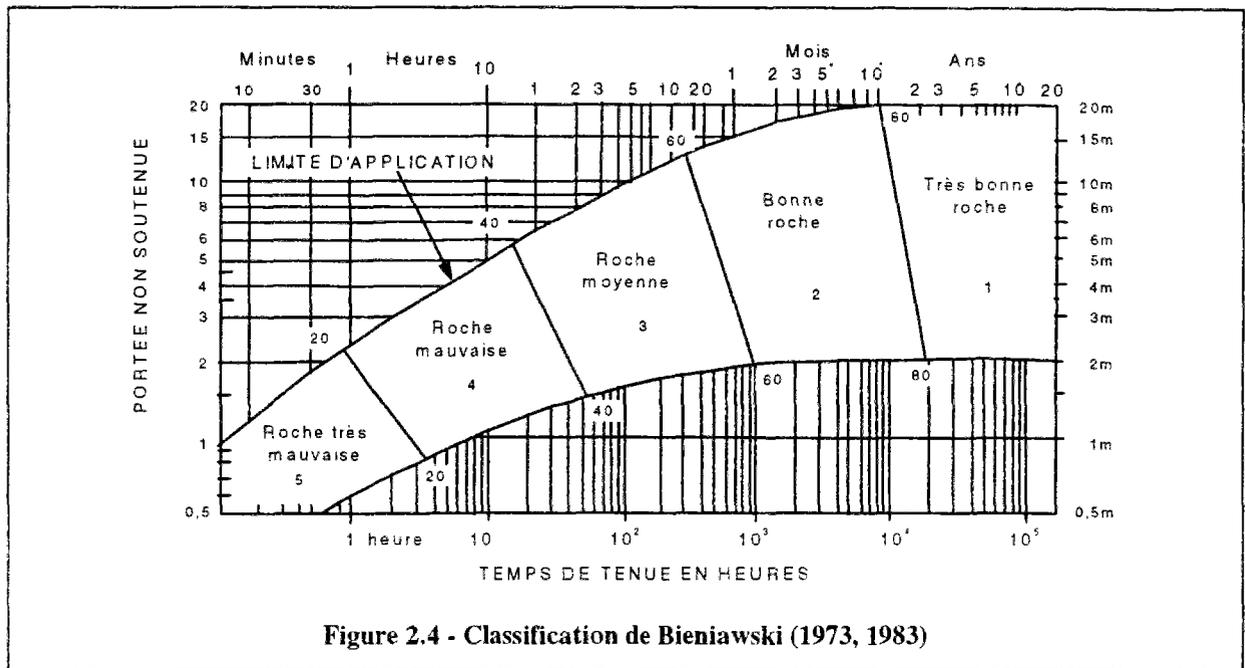


Figure 2.4 - Classification de Bieniawski (1973, 1983)

Discontinuités (Cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage)			Pas de soutènement	Boulons			Cintres		Voussoirs			Procédés spéciaux						
				Béton projeté	A ancrage ponctuel	A ancrage réparti	Barres lancées	Lourds	Légers coulisants	Plaques métalliques assemblées	Béton	Tubes préparés	Bouclier ou pousse tube	Injection	Air comprimé	Congélation		
Nombre de familles	Orientation	espacement (1)																
N1			●															
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3	●															
N2 ou N4	quelconque	S1		●														
		S2		●	●													
		S3		●	●													
		S4	×	●	●													
		S5	×	●	×													
N5			●	×														

Nota : (1) Pour la famille la plus dense

(2) Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes

LEGENDE

- Gr = Avec grille continue
- Bp = Avec béton projeté
- Bl = Avec blindage bois ou métallique
- Particulièrement recommandé (nettement favorable)
- Possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable)
- ⊗ Très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable)
- ⊗ En principe impossible (nettement défavorable)

Figure 2.5 - Choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités (d'après AFTES, Groupe n°7, 1974 et 1982)

2.3.2.2 Cas des sols

Peck (1969) décrit une méthode de dimensionnement des ouvrages de soutènement, dans son rapport général consacré aux calculs des tunnels et excavations en terrains meubles. Cette méthode repose sur l'observation du comportement d'un grand nombre d'ouvrages, à la fois du point de vue des pressions reprises par le soutènement et de l'ovalisation de l'ouvrage de soutènement.

La méthode consiste à dimensionner le soutènement en considérant séparément les quatre éléments suivants :

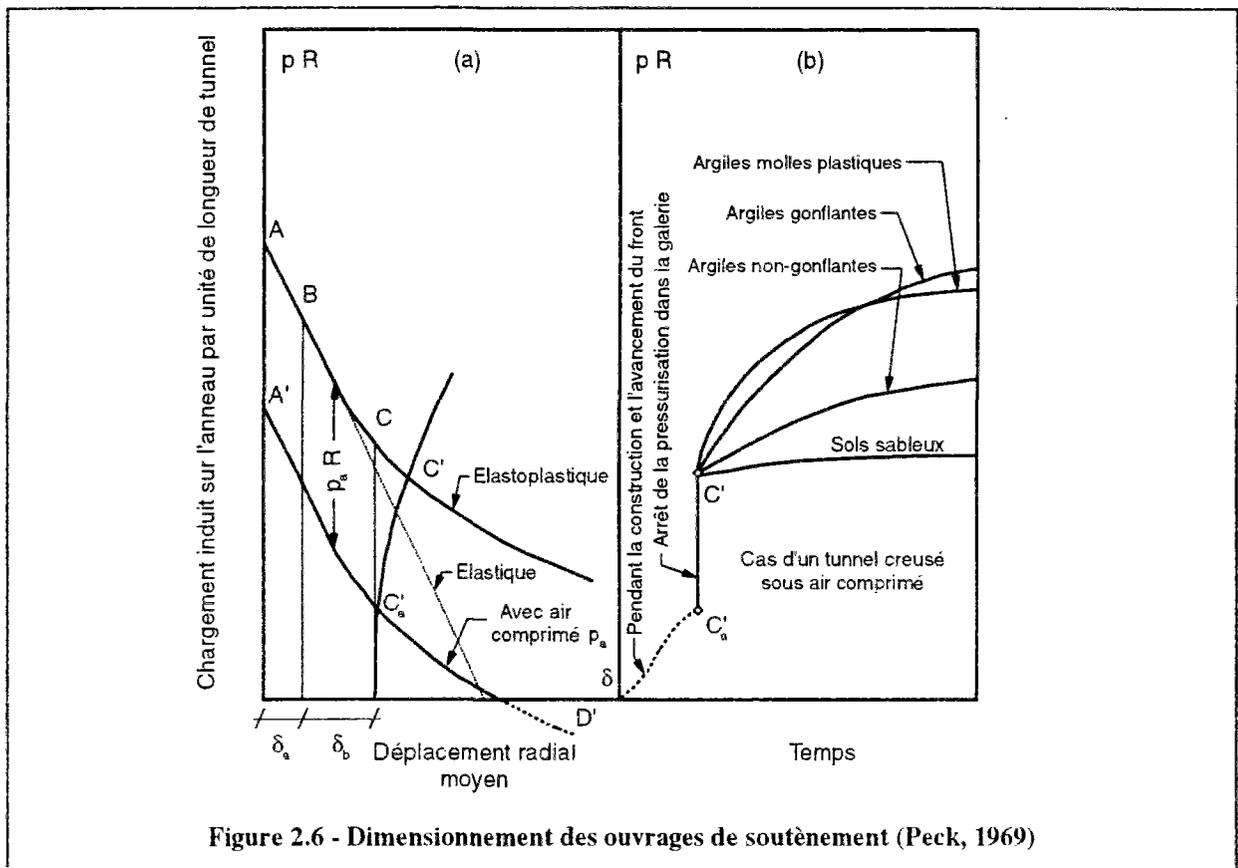
- l'effort normal induit par les terrains sur l'ouvrage ;
- les moments résultant de variations locales de diamètre du fait d'une distribution non symétrique des efforts ;
- le flambement de la structure ;
- l'influence de facteurs externes spécifiques.

Le soutènement est jugé satisfaisant, s'il est capable de résister à l'ensemble de ces sollicitations.

L'effort normal dans le soutènement est estimé en supposant que celui-ci est soumis à une pression uniforme égale à la contrainte moyenne, existant dans le sol avant le creusement, au niveau de la galerie :

$$p = \left(\frac{1 + K_0}{2} \right) \sigma_v^0 R \quad (9)$$

où p désigne la pression uniforme exercée sur l'anneau supposé circulaire, K_0 le coefficient des terres au repos et σ_v^0 la contrainte verticale en place. Ce calcul ne tient pas compte de la redistribution d'efforts qui pourrait se produire par effet de voûte autour de l'ouvrage. Cette hypothèse pessimiste est destinée à se placer du côté de la sécurité, vis-à-vis de situations où des augmentations progressives de contraintes dans le temps se produiraient (figure 2.6). Le soutènement est considéré comme satisfaisant vis-à-vis de l'effort normal, si les contraintes



normales induites dans l'anneau n'excèdent pas une fraction de la limite de résistance du matériau constituant le soutènement.

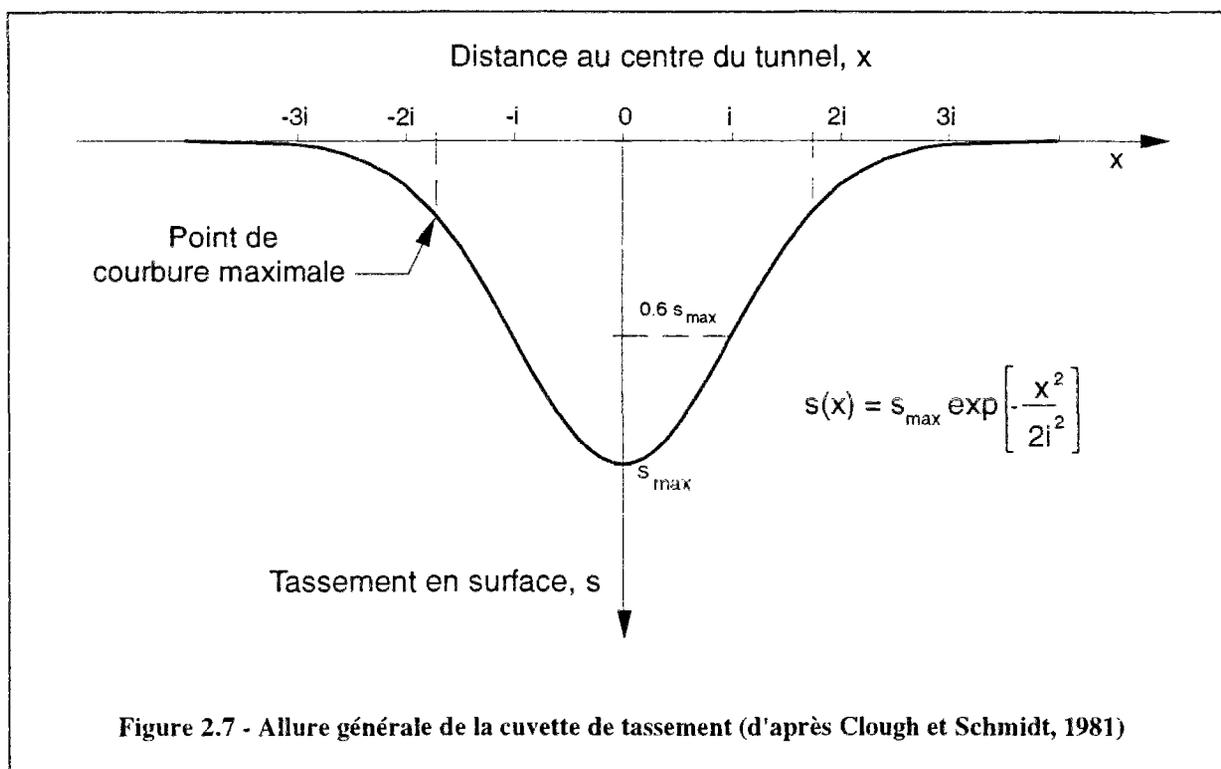
La vérification du soutènement vis-à-vis des moments fléchissants est effectuée en supposant que l'ouvrage subit des variations de diamètres analogues à celles qui se produiraient si l'anneau était parfaitement flexible. Le soutènement sera jugé satisfaisant s'il peut supporter les contraintes induites par cette distorsion de l'ouvrage. Les valeurs de variations relatives de diamètres à prendre en compte sont estimées à partir d'observations faites sur plusieurs ouvrages, réalisés dans différentes conditions de terrain.

Le flambement concerne principalement les structures pour lesquelles le contact entre sol et soutènement est localement défectueux. Ce mode de rupture est jugé relativement improbable (Peck, 1969). Toutefois, il est recommandé de s'assurer que le soutènement peut reprendre un minimum de contraintes excédentaires, résultant de flambements locaux, torsions et autres modes de rupture, liés à la technique de construction et aux différentes irrégularités qui peuvent apparaître sur la périphérie de l'ouvrage.

Les facteurs externes à prendre en compte concernent notamment les sollicitations qui peuvent résulter de la réalisation d'ouvrages adjacents, ainsi que de l'utilisation d'air comprimé, de surcharges exercées par des structures existantes, ou de la réalisation de travaux d'excavation à proximité de la galerie.

2.3.3 Calcul des tassements

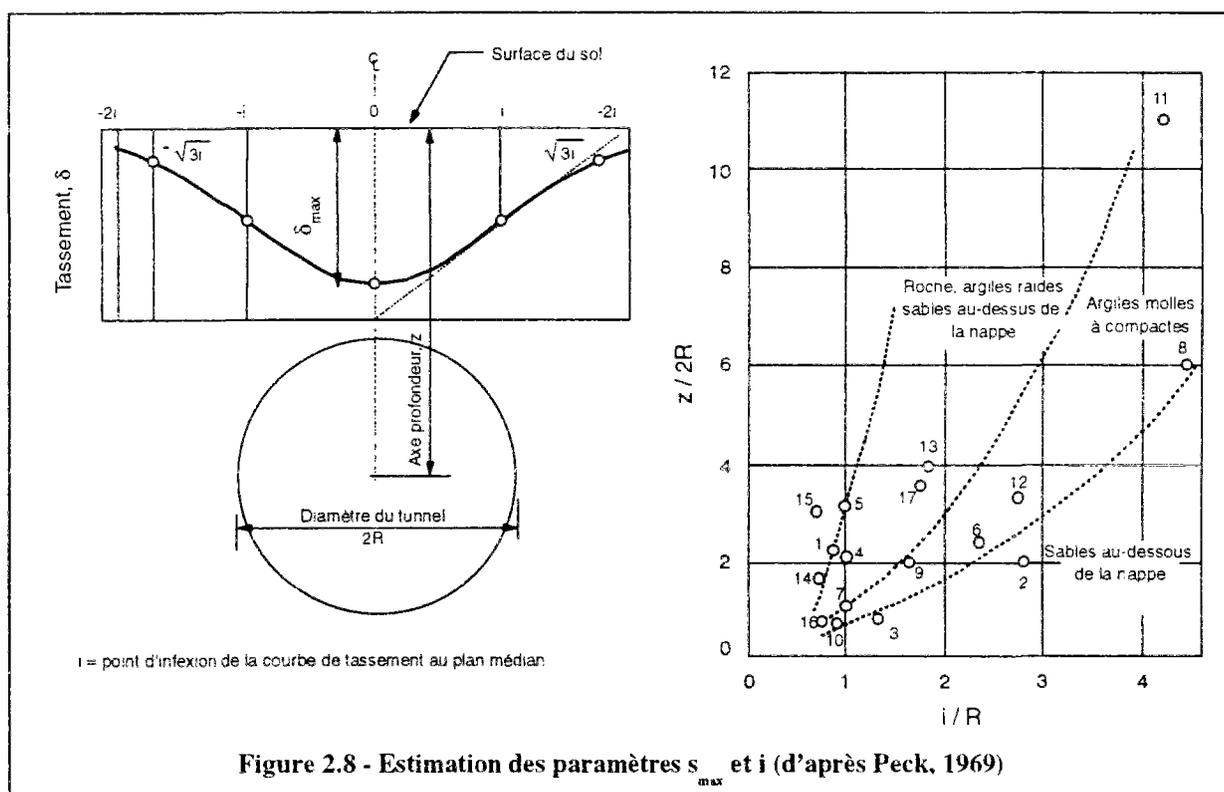
Le calcul des tassements concerne principalement les tunnels réalisés à faible profondeur, en site urbain. Les méthodes de calcul reposent sur la constatation, que le profil transversal de tassement engendré en surface par le creusement d'un tunnel est assez bien représenté (figure 2.7) par une courbe de Gauss inversée (Peck, 1969). Il peut donc être entièrement caractérisé par la valeur s_{\max} du tassement maximal observé au dessus de l'axe de l'ouvrage et la distance i du point d'inflexion de la courbe de Gauss au plan médian. Le tassement en un point M, situé à une distance x du plan médian peut alors être calculé à partir de l'expression :



$$s(x) = s_{\max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \tag{10}$$

Cette expression doit être éventuellement corrigée pour tenir compte de l'inclinaison de la surface du terrain (Leblais et al., 1989) ou d'autres facteurs pouvant contribuer à un profil de tassement dissymétrique, en section transversale.

L'estimation des paramètres s_{\max} et i est basée sur des observations faites sur un grand nombre d'ouvrages réels. Peck (1969) a publié les premières corrélations donnant la valeur du coefficient adimensionnel $2i/D$ en fonction de la profondeur relative H/D (Figure 2.8). D'autres corrélations ont été proposées ultérieurement par Cording (1975), Attewell (1986), Leca (1989). Attewell (1986) a également établi des abaques permettant de corréler le tassement maximal s_{\max} à la nature du terrain encaissant.



La cuvette de tassement peut être caractérisée, de manière équivalente, par la donnée du paramètre i et de l'un des deux paramètres suivants : le tassement maximal s_{\max} , ou le volume V_s de la cuvette de tassement. On a en effet, en admettant que le profil de tassement est représenté par une courbe de Gauss, la relation :

$$V_s = 2,5 s_{\max} i \quad (11)$$

Clough et Schmidt (1981) ont proposé une méthode semi-empirique permettant d'estimer, dans le cas d'un tunnel creusé en terrain argileux, une borne supérieure de V_s en fonction de la valeur du facteur de charge N_s , défini comme le rapport de la contrainte verticale au niveau de l'ouvrage à la cohésion non drainée c_u de l'argile. Cette méthode d'estimation du volume de tassement est illustrée sur la figure 2.9.

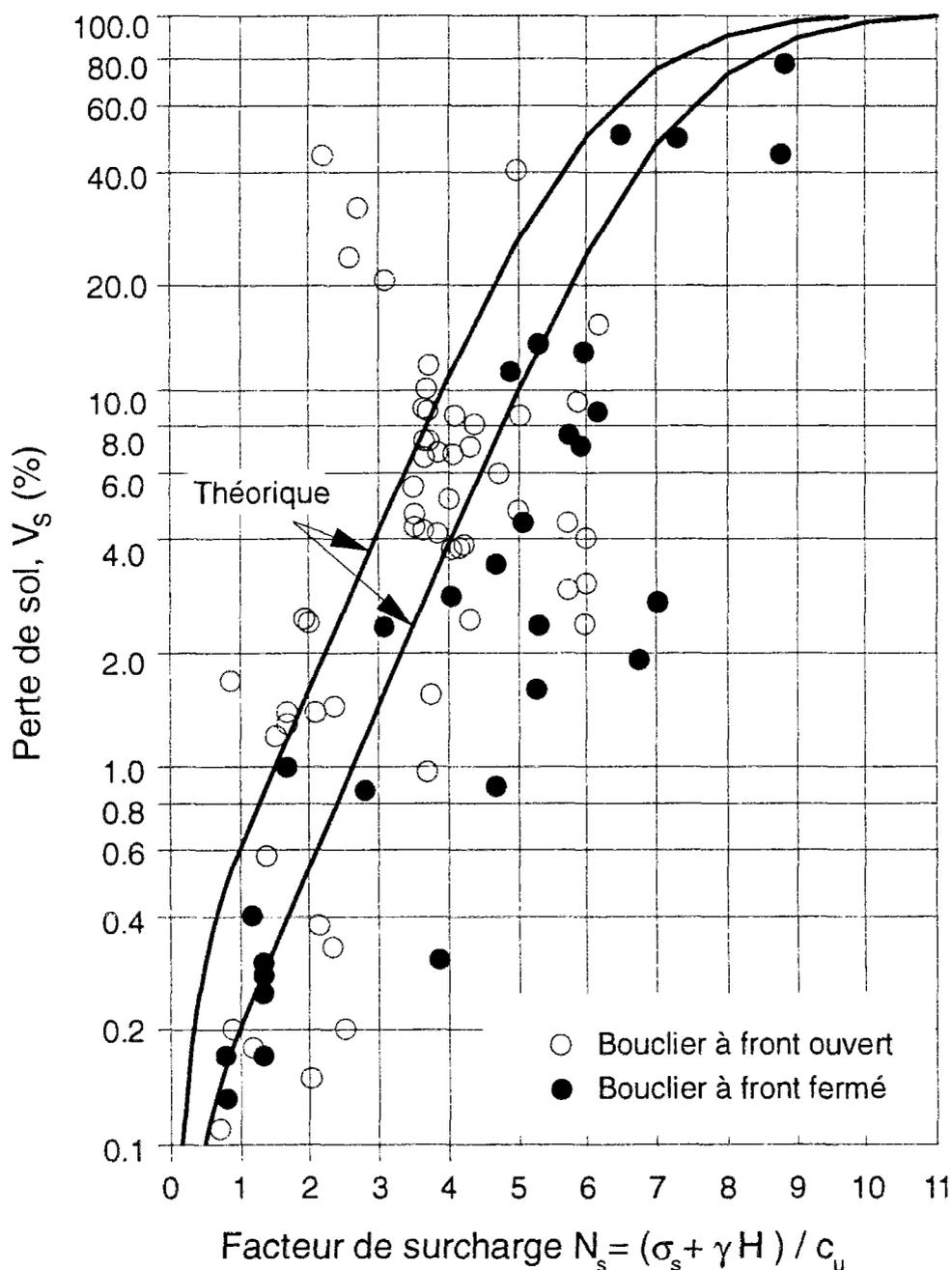


Figure 2.9 - Volumes des pertes de sol observés sur des chantiers de tunnel réalisés au bouclier dans des argiles (d'après Leca, 1989)

Malgré les progrès réalisés en matière de modélisation au cours des dernières années, ces méthodes constituent toujours le principal moyen d'évaluer les tassements induits en surface par le creusement d'un tunnel.

2.4 METHODES ANALYTIQUES ET NUMERIQUES

2.4.1 Introduction

Les méthodes analytiques permettent de déterminer quantitativement les paramètres de dimensionnement à partir d'un modèle, destiné à schématiser le comportement de l'ouvrage sous l'effet des sollicitations qui lui sont appliquées. La méthode des réactions hyperstatiques constitue une des méthodes les plus anciennes développées pour le calcul des ouvrages souterrains. Elle présente l'inconvénient de privilégier la réponse du soutènement vis-à-vis de celle du terrain et est, de ce fait, mal adaptée pour des problèmes tels que le calcul des tassements engendrés par les tunnels à faible profondeur.

Les solutions analytiques permettent rapidement d'obtenir des ordres de grandeur des paramètres de calcul et d'estimer l'influence de certains paramètres sur la réponse de l'ensemble terrain-soutènement. Toutefois, leur domaine d'application directe est limité, en raison des hypothèses de calcul très restrictives sur lesquelles elles reposent.

La méthode des éléments finis présente l'avantage de prendre en compte directement la réponse du terrain et du soutènement, ainsi que d'une grande partie des spécificités du projet (tant sur le plan géométrique que géotechnique). Son utilisation a pris une ampleur considérable au cours des dernières années, aussi bien pour des fins de recherche que pour des applications à des projets. Toutefois, des progrès restent nécessaires pour améliorer les moyens de représenter, dans le calcul, les particularités de comportement des terrains et les modes de chargements induits par des méthodes de réalisation particulières.

2.4.2 La méthode des réactions hyperstatiques

Cette méthode, relativement ancienne, tend à être remplacée par des techniques permettant de mieux rendre compte du processus de creusement. Elle constitue cependant une approximation satisfaisante dans certaines conditions (Bouvard et al., 1988).

Elle présente la particularité de privilégier le comportement de l'ouvrage au détriment de celui du terrain, dans l'analyse du processus d'interaction sol-structure. La méthode consiste en effet, à considérer une tranche de soutènement (figure 2.10) et à étudier son comportement sous l'effet des différentes sollicitations auxquelles elle est soumise. Celles-ci peuvent être regroupées en deux catégories : les charges "actives", correspondant aux chargements extérieurs imposés au système et les charges "passives", ou réactions hyperstatiques, déterminées par la déformation du système, au niveau de l'interface terrain-structure. Le terrain encaissant est modélisé sous la forme d'une distribution de ressorts. Il intervient donc uniquement dans la détermination des sollicitations imposées au soutènement.

Les charges "actives" regroupent toutes les sollicitations extérieures, qui ne dépendent pas de la déformation du soutènement. Elles correspondent principalement aux contraintes induites par le poids des terrains et les pressions interstitielles. Leurs valeurs dépendent de la profondeur et des dimensions de l'ouvrage, ainsi que des conditions géologiques.

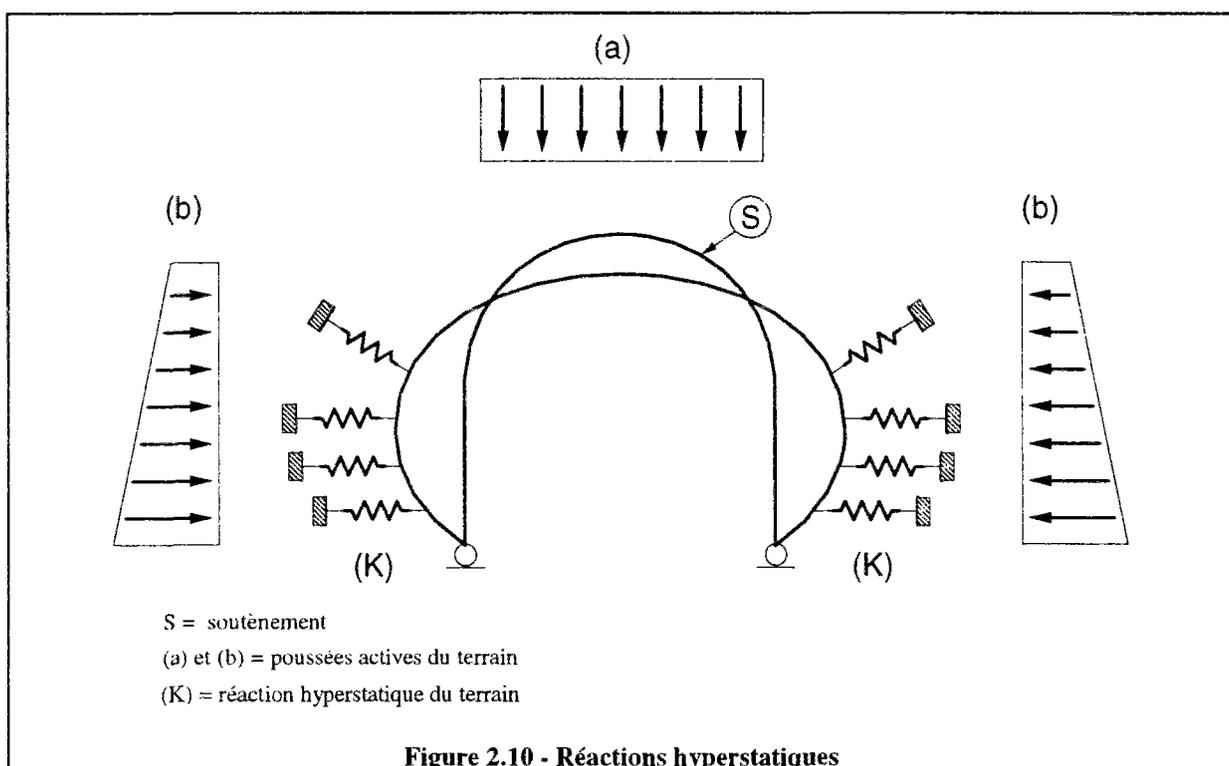


Figure 2.10 - Réactions hyperstatiques

Les contraintes résultant du poids des terrains comprennent une composante verticale et une composante horizontale. La contrainte verticale est généralement estimée à partir des contraintes géostatiques pour les ouvrages peu profonds, ou à partir du poids de la zone décomprimée dans le cas des tunnels profonds. Les relations empiriques présentées dans la partie 2 peuvent être notamment utilisées pour estimer les valeurs des charges verticales.

Les efforts horizontaux dépendent a priori du coefficient des terres au repos K_0 . Pour $K_0 < 1$, Bouvard et al. (1988) recommandent toutefois de ne tenir compte complètement de ces efforts que si le mode d'exécution permet d'assurer un contact terrain-revêtement suffisamment rapide et continu ; le chargement horizontal est alors estimé en multipliant par K_0 la valeur des charges verticales. Pour $K_0 > 1$, le chargement horizontal est pris égal au produit par K_0 de la contrainte verticale si le contact entre terrain et ouvrage peut être garanti, et à une fraction seulement dans le cas d'un contact irrégulier.

Ces efforts doivent éventuellement être augmentés dans le cas de terrains gonflants. Les pressions hydrostatiques doivent être prises en compte lorsque le revêtement est moins perméable que le terrain ; dans ce cas, les efforts dus au poids des terrains doivent être estimés à partir des contraintes effectives dans les terrains. D'autres charges actives peuvent être introduites, par exemple :

- les charges liées à la construction de l'ouvrage (utilisation d'air comprimé dans la galerie, exécution des injections de bourrage à l'arrière d'un bouclier) ;
- les charges d'exploitation (galeries hydrauliques en charge) ;
- les charges de service (poids propre de l'ouvrage et des équipements, surcharges de surface).

Les charges passives résultent de l'interaction terrain-soutènement. Elles sont calculées à partir des valeurs des modules de réaction introduits pour représenter la réaction du terrain au contact de l'ouvrage.

Dans le cas des tunnels profonds, les modules de réaction peuvent être déterminés analytiquement, par analogie avec des calculs issus de modélisations de type milieu continu.

La raideur k du ressort est choisie telle que son déplacement w sous l'effet d'une pression p soit le même que celui donné par un calcul plan (Ahrens et al., 1982) :

$$k = \frac{p}{w} \quad (12)$$

Différentes expressions sont proposées, selon que la réaction du terrain s'opère dans les directions radiales et tangentielles ou dans la seule direction perpendiculaire à l'ouvrage. Elles prévoient également de tenir compte de la réduction de portance en voûte, pour les tunnels à faible profondeur.

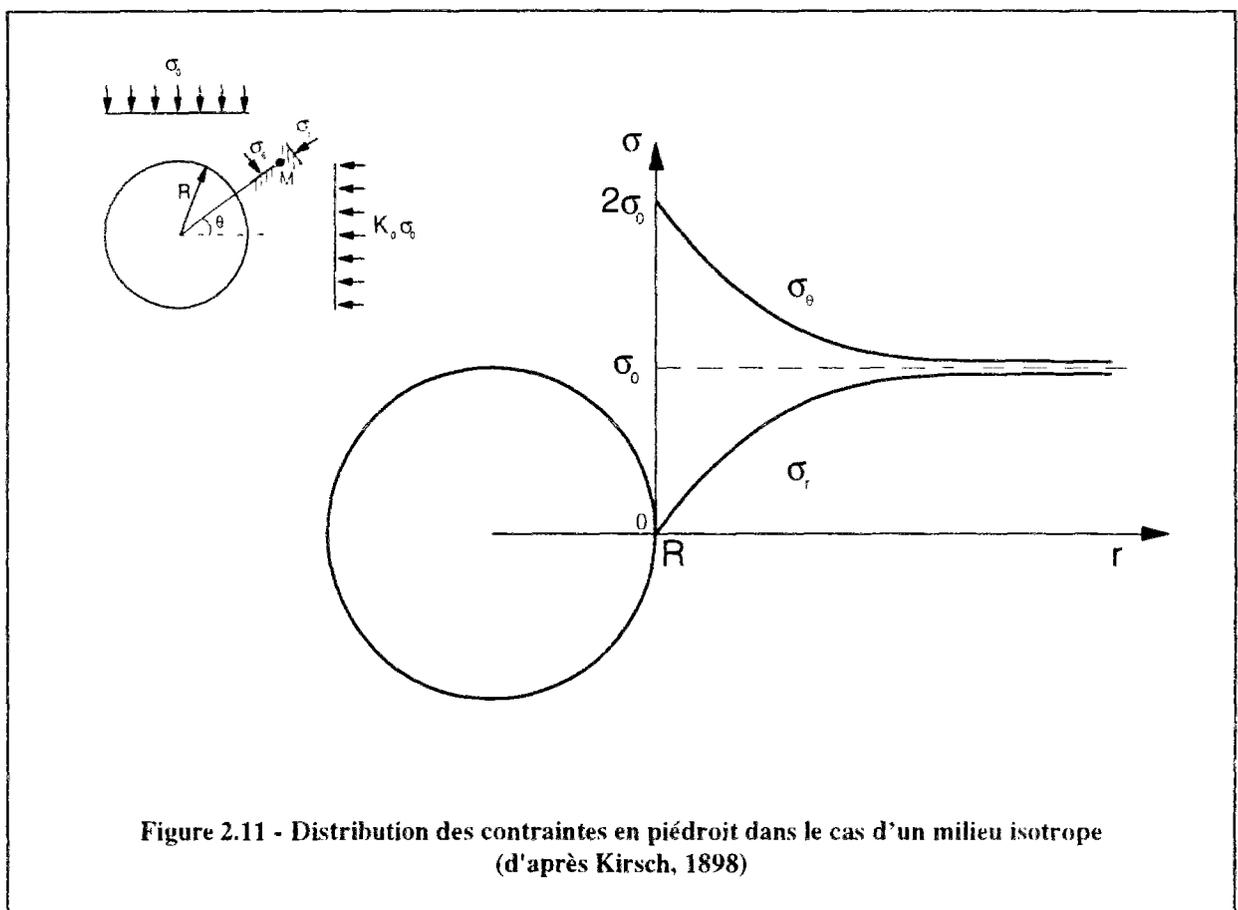
Cette méthode permet de calculer les efforts repris par le soutènement. Par contre, elle ne permet pas d'estimer la réponse du terrain encaissant. En particulier, dans le cas des tunnels peu profonds, elle n'est pas adaptée à l'estimation des tassements engendrés en surface par le creusement.

2.4.3 Les méthodes de milieux continus

Ces méthodes sont basées sur la Mécanique des Milieux Continus. Elles supposent que le terrain peut être schématisé comme un milieu continu ; cette hypothèse est généralement satisfaisante pour les tunnels réalisés dans des sols ou des roches meubles, mais est a priori insuffisante dès que le niveau de fracturation du massif encaissant peut influencer le comportement de l'ouvrage. D'autres types de modélisations peuvent alors être envisagées (méthodes de blocs).

Dans la mesure où elles sont applicables (ce qui recouvre un grand nombre de cas, notamment pour ce qui est des tunnels peu profonds), les méthodes de milieux continus présentent l'avantage, par rapport à d'autres techniques, telles que la méthode des réactions hyperstatiques, de représenter complètement la réponse du terrain. Par conséquent, elles permettent de calculer les déformations induites dans le massif et, en particulier, d'estimer les tassements engendrés en surface. Par ailleurs, elles permettent, tout comme la méthode des réactions hyperstatiques, de calculer les déformations à l'interface sol-structure et les efforts repris par le soutènement.

Dans certaines situations suffisamment simples, il est possible de déterminer une solution analytique complète du problème. C'est le cas notamment pour un tunnel circulaire non revêtu, creusé dans un milieu homogène, isotrope, linéaire-élastique. Une solution donnant, pour de telles conditions, les déplacements et contraintes autour de la galerie a été établie par Kirsch (1898) ; les distributions obtenues sont représentées sur la figure 2.11. Ces expressions ont été généralisées au cas d'un état anisotrope de contraintes, caractérisé par un coefficient des terres au repos K_0 (Panet, 1986).



Les composantes des contraintes en un point M (figure 2.11) caractérisé par les coordonnées polaires (r, θ) , sont données par les formules de Kirsch :

$$\sigma_r = \frac{1}{2} \sigma_0 \left[(1+K_0) \left(1 - \frac{R^2}{r^2} \right) + (1-K_0) \left(1 - \frac{4R^2}{r^2} + \frac{3R^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (13)$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{1}{2}\sigma_0 \left[(1+K_0) \left(1 + \frac{R^2}{r^2} \right) + (1-K_0) \left(1 + \frac{3R^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (14)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2}\sigma_0 \left[- (1-K_0) \left(1 + \frac{2R^2}{r^2} - \frac{3R^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \right] \quad (15)$$

où σ_r , σ_{θ} , $\tau_{r\theta}$ représentent respectivement les contraintes radiale, tangentielle et de cisaillement, R le rayon du tunnel, r la distance radiale au centre du tunnel et K_0 le coefficient des terres au repos.

Le déplacement radial u_r en un point M , caractérisé par les coordonnées (r, θ) , est donné par la formule classique de Lamé :

$$u_r = - \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 \frac{R}{r^2} \quad (16)$$

où ν représente le coefficient de Poisson et E le module élastique du terrain.

L'analyse des tunnels revêtus est plus délicate, car elle suppose la résolution du problème d'interaction sol-structure entre le terrain et l'anneau de soutènement. Une solution a été proposée par Muir Wood (1975), dans le cas d'un tunnel circulaire en milieu homogène, isotrope, linéaire-élastique.

L'auteur propose, en supposant qu'il n'y a pas de frottement entre le sol et le revêtement, l'expression suivante de la contrainte normale à l'interface entre le sol et la structure :

$$\sigma_n = \frac{3(3-4\nu)\sigma_v^0/2}{5-6\nu+4Q_2} \quad \text{avec} \quad Q_2 = \frac{E_c}{E} \frac{1}{(1+\nu)} \frac{R^3}{12I} \quad (17)$$

où ν représente le coefficient de Poisson, σ_v^0 la contrainte initiale, E et E_c le module élastique du sol et du revêtement respectivement, R le rayon d'excavation et I le moment d'inertie du revêtement. Dans ce cas, l'effort normal et le moment dans le revêtement sont donnés par les relations :

$$N = -\frac{\sigma_v^0 R}{2} \frac{(3-4\nu)}{(5-6\nu)+4Q_2} \cos 2\theta \quad (18)$$

$$M = \frac{\sigma_v^0 R}{2} \frac{(3-4\nu)}{(5-6\nu)+4Q_2} \cos 2\theta \quad (19)$$

Dans le cas d'un frottement parfait entre le sol et le revêtement, on obtient :

$$\sigma_n = \frac{(1-Q_2)\sigma_v^0/2}{1+Q_2\left(\frac{3-2\nu}{3-4\nu}\right)} \quad (20)$$

$$\sigma_\theta = \frac{(1+2Q_2)\sigma_v^0/2}{1+Q_2\left(\frac{3-2\nu}{3-4\nu}\right)} \quad (21)$$

et dans le revêtement :

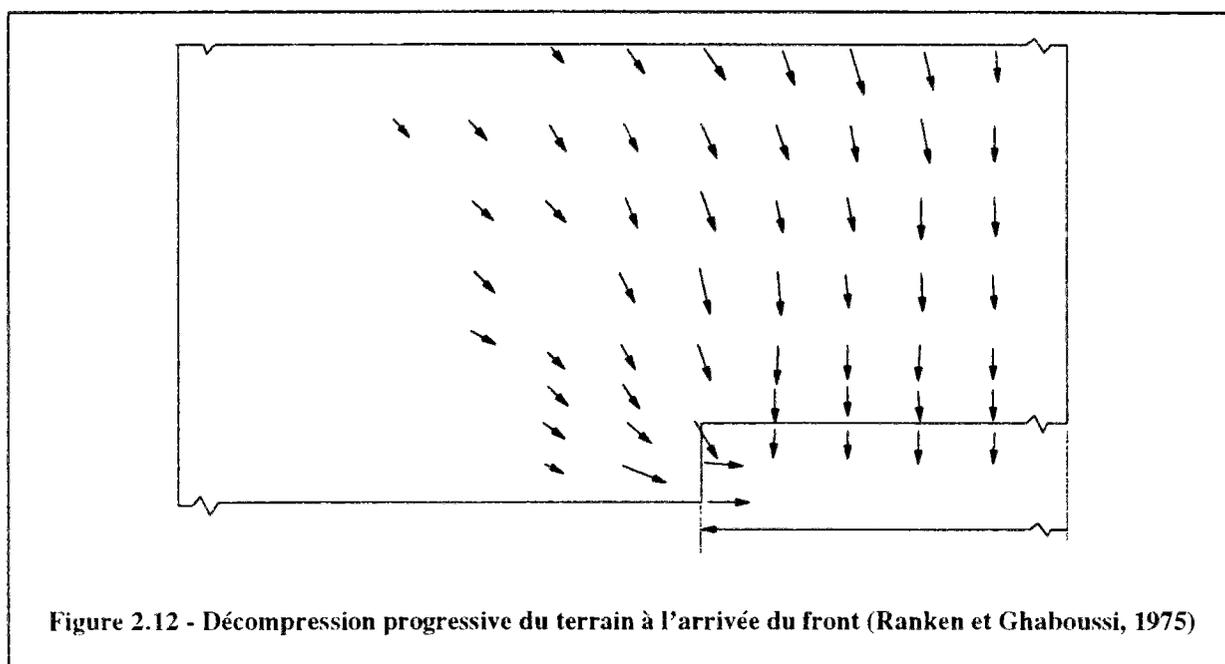
$$N_{\max} = \pm \frac{\sigma_v^0 R/2}{1+\left[\frac{2\nu Q_2}{(3-4\nu)(1+Q_2)}\right]} \quad (22)$$

$$M_{\max} = \pm \frac{\sigma_v^0 R/2}{1+Q_2\left[\frac{(3-2\nu)}{(3-4\nu)}\right]} \quad (23)$$

Ce type de calcul est généralement effectué en déformations planes, en considérant une section perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage, ce qui présente l'inconvénient de négliger l'effet tridimensionnel dû à la présence du front de taille : ceci revient à considérer le comportement d'un anneau de soutènement qui serait installé dans le terrain avant le creusement.

Dans la réalité, l'arrivée du front de taille au niveau d'une section de mesure provoque une décompression progressive et une déformation du terrain, accompagnée d'une redistribution des contraintes dans le massif encaissant. Ce processus est illustré sur la figure 2.12, qui représente les déplacements obtenus à partir d'un calcul par éléments finis en conditions axisymétriques (Ranken et Ghaboussi, 1975) : il apparaît clairement sur cette

figure que des conditions de déformations planes sont effectivement remplies à une certaine distance devant le front de taille (i.e. hors de l'influence du creusement) et derrière le front de taille. Par contre, le processus de déformation est relativement complexe autour du front de taille, avec notamment des déplacements non nuls dans la direction parallèle à l'axe de la galerie ; dans ces conditions l'hypothèse de déformations planes n'est pas satisfaite. Panet et Guénot (1982) ont montré que les déplacements du terrain au niveau du bord de la galerie commencent à se produire à une distance de l'ordre d'un rayon devant le front de taille et que des conditions de déformations planes ne sont atteintes qu'environ 2 à 3 rayons derrière le front.



Les calculs plans ne tenant pas compte de ce processus tridimensionnel de déformation au front de taille, négligent complètement la décompression du terrain qui précède la mise en place du soutènement. Il en résulte une surestimation des efforts dans le soutènement ; pour la même raison, les déplacements autour de la galerie sont sous-estimés.

Afin de pallier cette difficulté, des techniques ont été proposées pour introduire, dans un calcul plan, l'effet tridimensionnel lié à l'influence du front de taille au moment de la mise en place du soutènement. C'est le cas de la méthode des lignes caractéristiques ou de la méthode convergence-confinement (Panet et Guellec, 1979). Ces méthodes sont basées sur le principe de courbe de réponse du terrain, c'est à dire d'une représentation de la décompression

progressive du terrain provoquée dans le massif par la progression du front de taille. Ce concept est décrit dans le chapitre 2.5.3 consacré aux calculs bidimensionnels par éléments finis.

Ces méthodes se placent généralement dans des configurations simplifiées, correspondant à des tunnels de géométrie circulaire creusés en milieu homogène, isotrope, linéaire-élastique. Une généralisation à des états de contraintes anisotropes ($K_0 \neq 1$) a été proposée par Panet (1986).

L'introduction de ces techniques a permis de rendre compte, de manière plus satisfaisante, du processus d'interaction sol-structure qui se produit, pendant la construction d'un tunnel, entre le terrain encaissant et l'anneau de soutènement. Toutefois des difficultés persistent, principalement du fait du degré de simplification nécessité par une résolution purement analytique du problème. En particulier ces méthodes ne permettent pas d'étudier des galeries de géométrie quelconques, ni de tenir compte de la stratification des terrains et de l'augmentation des contraintes avec la profondeur.

Pour cette raison, le recours à des moyens de calcul plus performants (différences finis, éléments finis, équations intégrales) s'avère en général nécessaire. De ces techniques, la méthode des éléments est la plus couramment employée.

Le principe de la méthode des éléments finis est de discrétiser le milieu à analyser en éléments de dimensions suffisamment petites pour que le comportement, à ce niveau, soit schématisable de manière simple. Les équations correspondant à chaque volume élémentaire sont assemblées de manière globale au niveau de l'ensemble du modèle. La résolution du système d'équations conduit généralement à la détermination des déplacements de chacun des noeuds du maillage utilisé pour représenter le problème étudié ; les contraintes sont alors déduites des valeurs des déplacements obtenues. Cette méthode présente notamment l'avantage de pouvoir représenter de manière précise la géométrie de l'ouvrage et la distribution des terrains rencontrés. Des techniques ont également été développées pour simuler les cas de chargement correspondant à différents types de construction (notamment l'excavation du terrain dans le cas d'un creusement de tunnel), ainsi que pour représenter les particularités de comportement du terrain encaissant.

2.4.4 Utilisation des méthodes analytiques

L'emploi de méthodes numériques (principalement de la méthode des éléments finis) est en général nécessaire pour étudier le comportement des ouvrages souterrains, les méthodes purement analytiques étant limitées à des conditions relativement simples, correspondant essentiellement à des ouvrages profonds.

Toutefois ces méthodes permettent d'obtenir rapidement des ordres de grandeur des paramètres de dimensionnement recherchés. Elles permettent aussi de contrôler la validité des calculs numériques.

Par ailleurs, l'utilisation de codes de calcul par éléments finis tend à se généraliser pour le dimensionnement des ouvrages, le plus souvent en association avec des méthodes de calcul plus traditionnelles. Ces programmes sont surtout employés pour estimer les contraintes reprises par le soutènement et, dans une moindre mesure, les tassements en surface.

Bien que permettant de mieux rendre compte des particularités des projets, ces techniques se limitent toutefois, dans la pratique, à des schématisations relativement simplifiées. L'analyse détaillée de la simulation du creusement et de la loi de comportement utilisée pour représenter la réponse du terrain restant du domaine de la recherche.

Les modèles numériques permettent également, par le biais d'études paramétriques, d'analyser la sensibilité des résultats à certains paramètres tels que la déformabilité et la résistance du terrain. Le type d'analyse s'avère souvent pertinent, compte tenu des difficultés généralement rencontrées pour caractériser le comportement des sols en place.

Des études paramétriques peuvent aussi être effectuées de manière systématique, à des fins de recherche. Cette démarche permet généralement de déboucher sur des abaques de calcul. C'est le cas notamment des travaux de Peck et al. (1972) et Mohraz et al. (1975) pour les ouvrages circulaires, de Schikora et Fink (1982), Pierau (1982) et plus récemment Leca et Clough (1992) pour des ouvrages construits à l'aide de la Nouvelle Méthode Autrichienne. Bien que ces abaques ne tiennent pas compte de toutes les particularités des projets étudiés, elles permettent d'obtenir rapidement des ordres de grandeur des paramètres de calcul au

niveau d'un pré-dimensionnement de l'ouvrage, ainsi qu'un contrôle de calculs plus détaillés effectués à partir de méthodes de types éléments finis. Elles présentent, par ailleurs, l'avantage, vis-à-vis des solutions analytiques d'être basées sur une schématisation plus proche des conditions de réalisation de l'ouvrage.

Les calculs inverses constituent une autre application de la méthode des éléments finis. Ceux-ci consistent à comparer les prévisions du modèle retenu aux résultats de mesure et à rechercher les combinaisons de paramètres permettant d'approcher au mieux les phénomènes observés. Bien que réalisées a posteriori, et de ce fait ne participant pas directement au dimensionnement des ouvrages, ces études contribuent à la compréhension des phénomènes associés au creusement des tunnels et à la validation des modèles numériques.

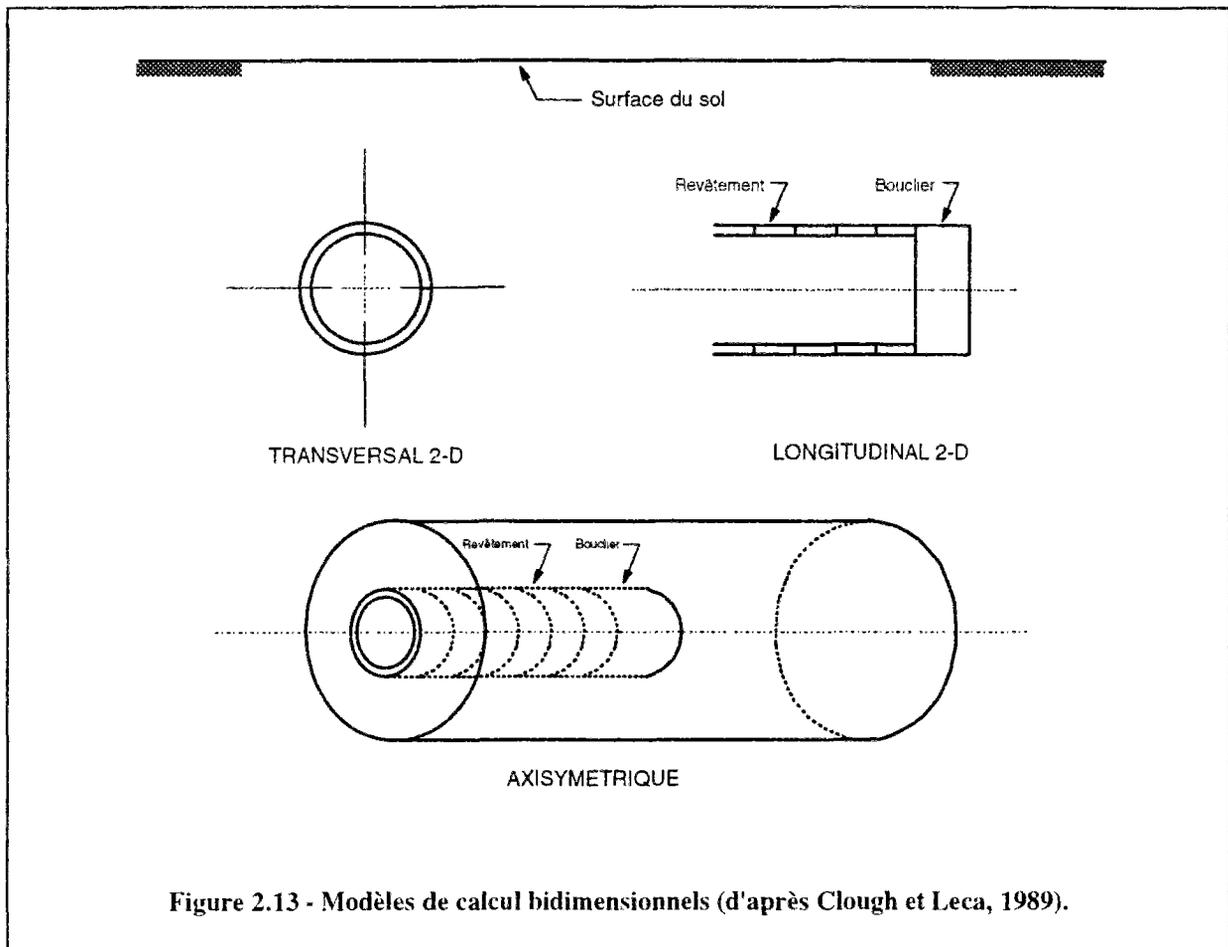
2.5 APPLICATION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

2.5.1 Introduction

Compte tenu de la géométrie du problème, et notamment de la présence du front de taille, l'analyse du creusement d'un tunnel nécessite, en toute rigueur, la mise en oeuvre de calculs tridimensionnels. Ce type d'étude présente toutefois un certain nombre de difficultés, qui tiennent tant de la complexité des opérations que des temps de calcul nécessaires.

Les progrès réalisés au cours des dernières années, en matière de moyens de calcul, rendent possibles des analyses tridimensionnelles relativement complexes, mais le temps de calcul nécessaire et les coûts qui en résultent restent importants. Par ailleurs la préparation du maillage et l'analyse des résultats nécessitent des logiciels auxiliaires (pré- et post-processeurs) performants.

Pour ces raisons, les modèles tridimensionnels sont encore peu employés dans la pratique, si ce n'est à des fins de recherche, ou pour étudier des points particuliers tels que la construction d'intersections de galeries. Dans la plupart des cas, on effectue plutôt des calculs bidimensionnels. Il existe trois catégories de calculs bidimensionnels (figure 2.13) :



- en conditions axisymétriques ;
- en déformations planes, dans un plan parallèle à l'axe de l'ouvrage ;
- en déformations planes, dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel.

Le premier type de modèle présente l'avantage de représenter le front de taille ; en ce sens, il peut être considéré comme un modèle 3D. Toutefois, il ne peut s'appliquer, en toute rigueur, qu'à des problèmes présentant une symétrie de révolution autour de l'axe de l'ouvrage, tant sur le plan géométrique, que sur le plan des chargements appliqués. Pour cette raison, ce type de modèle reste limité à des ouvrages circulaires profonds, creusés dans des terrains homogènes et isotropes. En particulier, il ne permet pas de tenir compte de l'augmentation de contrainte avec la profondeur ni de l'influence du coefficient des terres au repos K_0 .

Les modèles plans en section longitudinale ne présentent pas les mêmes inconvénients, tout en autorisant une représentation du front de taille. Toutefois, ils ne permettent pas de

rendre compte effectivement des redistributions tridimensionnelles de contraintes liées à la présence du front. Des comparaisons avec des calculs tridimensionnels vrais (Chaffois, 1985), montrent que d'une manière générale, les calculs plans en section longitudinale surestiment par un facteur 3 les déplacements engendrés par le creusement du tunnel. Par conséquent, l'emploi de ces modèles reste limité ; ce type d'analyse peut permettre d'estimer le taux de déformation des terrains en avant du front de taille, à l'introduire dans un calcul plan en coupe transversale.

Le dernier type de modèle est le plus courant : il permet une représentation fidèle des conditions géologiques rencontrées au niveau de la section calculée ; en revanche, il ne permet pas a priori de tenir compte du caractère tridimensionnel lié à la présence du front de taille. Sa représentativité nécessite donc l'introduction d'effets tridimensionnels dans le calcul. Différentes techniques ont été proposées dans ce but (elles sont décrites au paragraphe 2.5.3) ; elles permettent, dans une certaine mesure, de tenir compte de la présence du front de taille, mais présentent des limites d'application.

2.5.2 Calculs tridimensionnels

Une présentation des principales études tridimensionnelles consacrées aux ouvrages souterrains est donnée dans le rapport de Clough et Leca (1989). Si quelques études tridimensionnelles ont été réalisées, il y a une vingtaine d'années, pour des cavités souterraines dans le rocher (Isenberg, 1973) ou des tunnels profonds (Descoedres, 1974), ce n'est que plus récemment que, ce type d'analyse a été appliqué à des cas de figure plus complexes, et notamment à des ouvrages à faible profondeur, construits à l'aide de procédés de construction particuliers.

Un grand nombre de ces études concernent des tunnels creusés à l'aide de la Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM) : un exemple d'une telle application, issue des travaux de Wittke et Gell (1980), est représenté sur la figure 2.14. Le maillage reproduit sur cette figure, permet de tenir compte à la fois de la géométrie du problème (tant en ce qui concerne l'ouvrage que le terrain), et des particularités du processus de construction : creusement en section divisée, mise en place du béton projeté. D'autres travaux consacrés à la NATM ont été publiés par Pierau (1982), Katzentbach et Breth (1981) et Gartung et al. (1979).

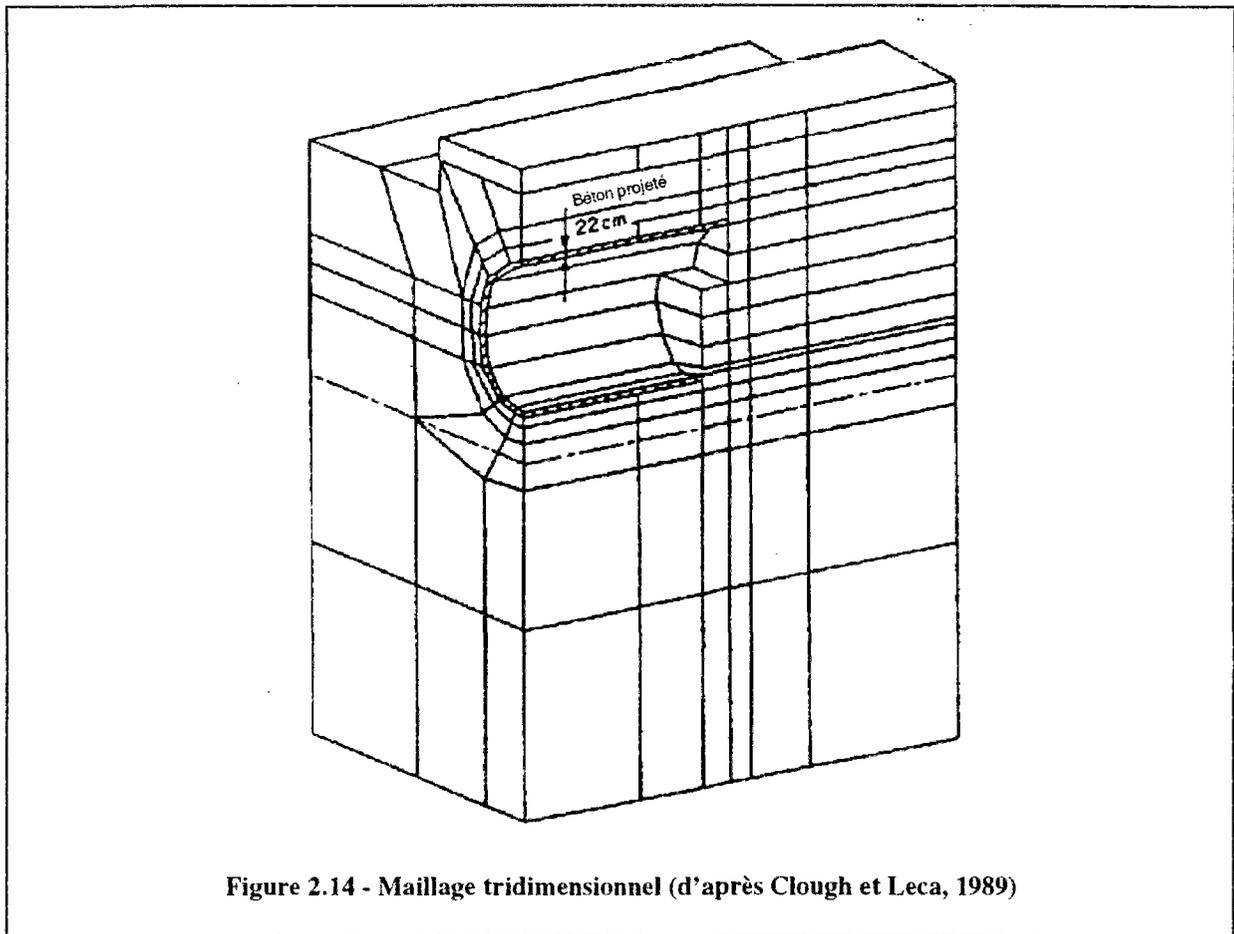


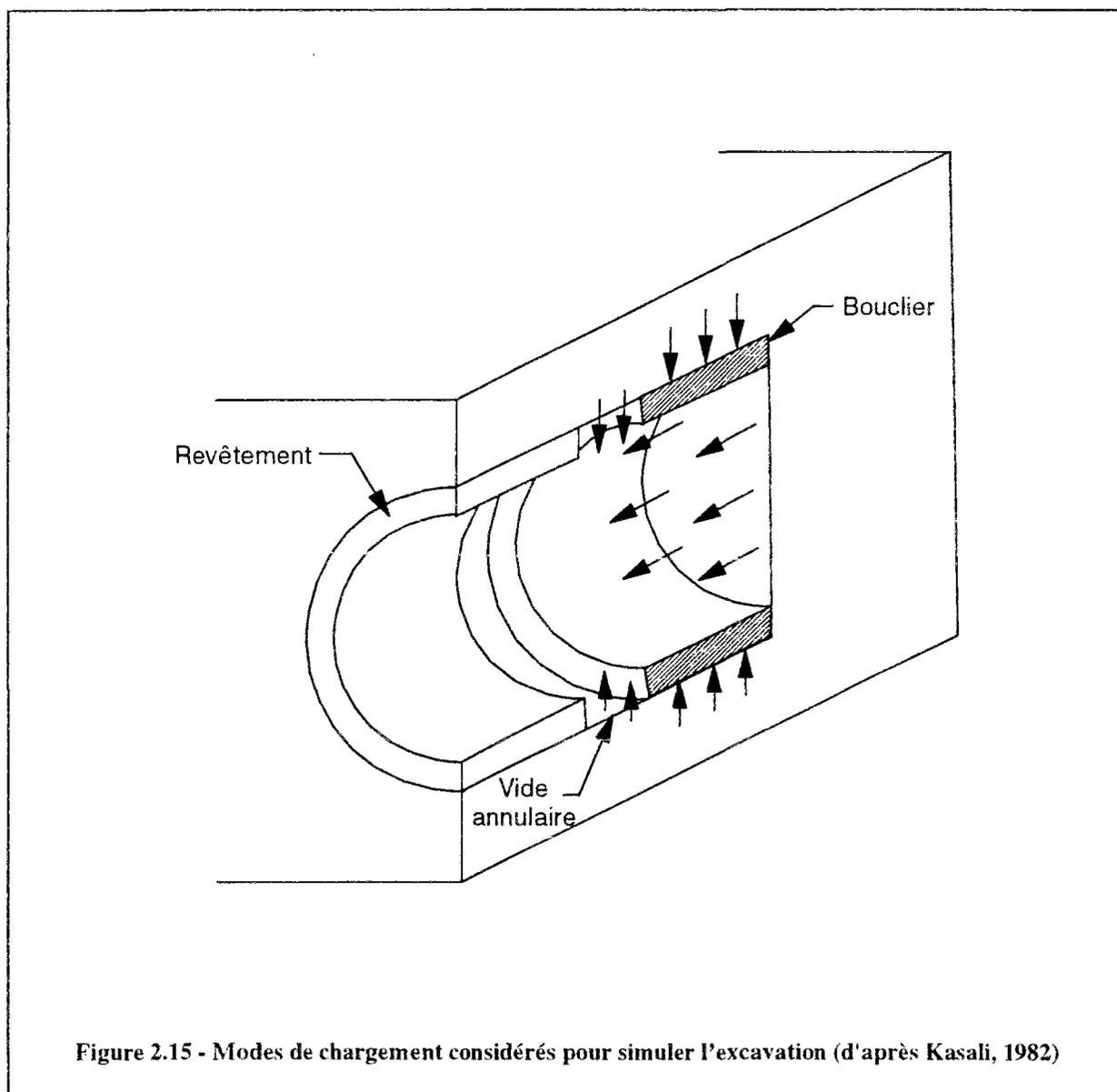
Figure 2.14 - Maillage tridimensionnel (d'après Clough et Leca, 1989)

La modélisation est plus délicate encore dans le cas d'un creusement au bouclier, puisqu'il faut tenir compte des différentes sortes de sollicitations imposées au terrain par la machine : pression au front de taille, surcoupe, cisaillement longitudinal par la jupe du bouclier au moment du fonçage de la machine, injections de bourrage à l'arrière du bouclier. Peu de travaux ont à ce jour été consacrés à ce problème. On peut citer principalement les analyses de Chaffois (1985) et Kasali (1982).

La première de ces deux études concerne uniquement le comportement du terrain au front de taille du tunnel. Le calcul est effectué en conditions statiques et consiste à analyser la réponse du terrain à une diminution de pression au front de taille. Bien que limités à un aspect bien particulier, ces calculs ont permis, par comparaison avec des calculs plans, de préciser l'influence de la tridimensionnalité du problème dans le processus de déformation du terrain au front de taille.

L'étude de Kasali (1982) traite de l'ensemble des problèmes posés par le creusement d'un tunnel au bouclier. Les différents modes de chargement considérés pour simuler le

creusement sont représentés sur la figure 2.15. On distingue : les mouvements au front de taille, les efforts sur la jupe et les mouvements dans le vide annulaire. L'étude permet également de tenir compte du poids du bouclier et du soutènement, ainsi que des efforts longitudinaux appliqués au terrain par la machine, par réaction sur la portion de l'anneau de soutènement installée. Cette étude, qui reste limitée à un comportement purement élastique du terrain, a tout de même permis de donner des résultats satisfaisants sur une application à un ouvrage instrumenté : cette conclusion souligne l'importance d'une prise en compte satisfaisante des conditions tridimensionnelles et des particularités de la technique de construction, dans la simulation du creusement d'un tunnel au bouclier.



2.5.3 Modèles bidimensionnels

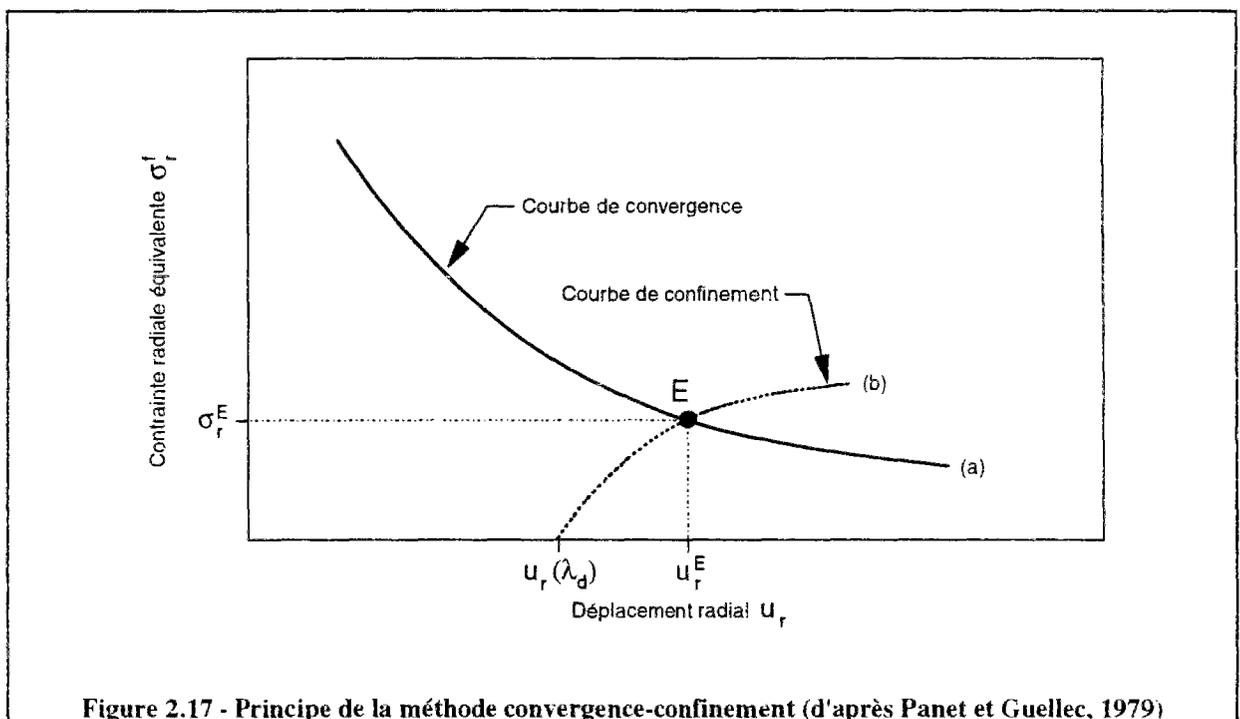
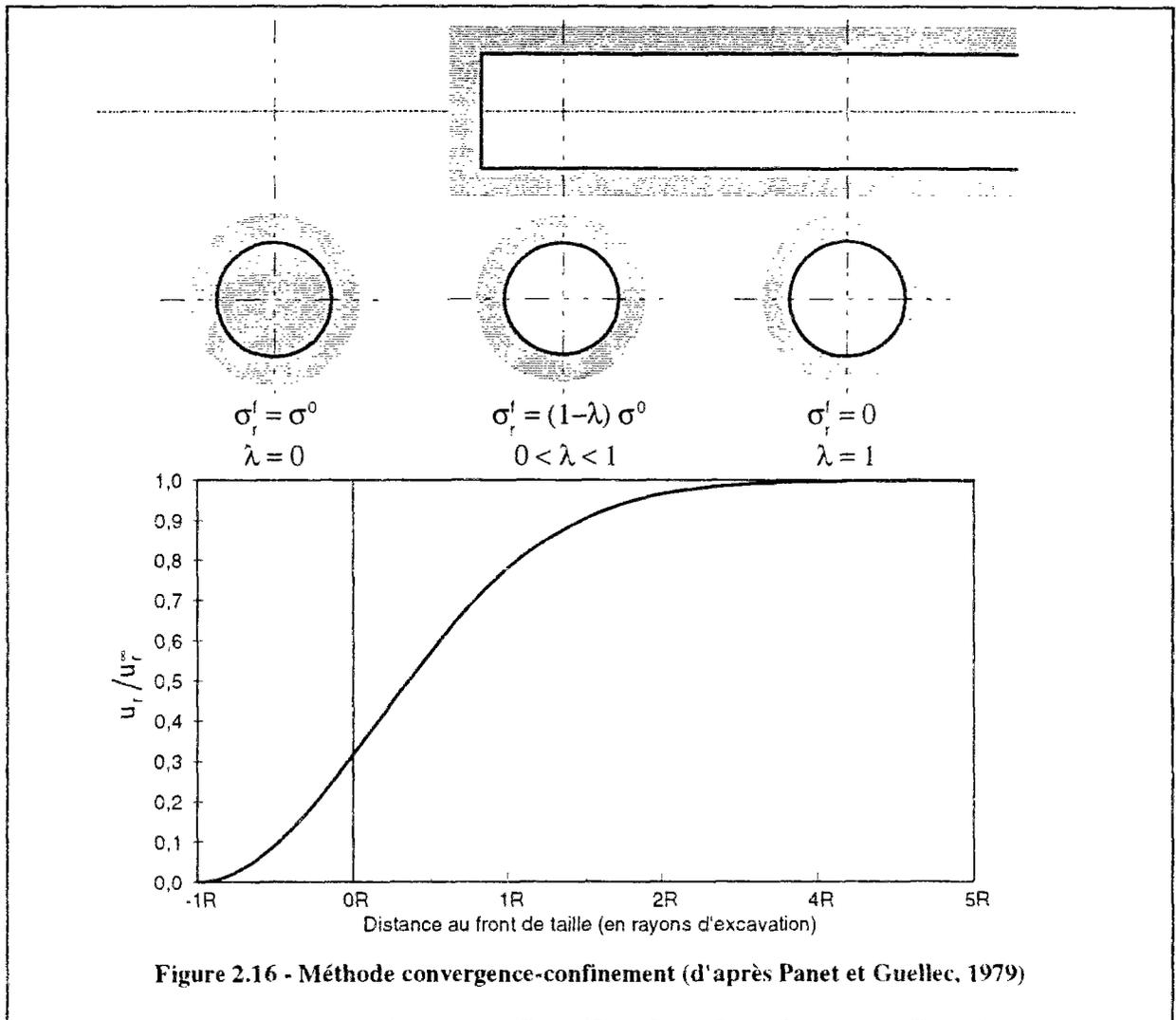
La représentativité des calculs bidimensionnels dépend notamment de leur capacité à prendre en compte, dans un calcul en déformations planes, les effets tridimensionnels liés à la présence du front de taille. Plusieurs techniques ont été proposées pour simuler les effets 3D dans un calcul plan. Ces différentes techniques sont décrites dans le rapport de Clough et Leca (1989). Elles consistent généralement à provoquer un état de pré-déformation des terrains, correspondant à la redistribution des contraintes, qui se produit dans le massif à mesure que le front de taille se déplace.

La méthode convergence-confinement (Panet et Guellec, 1979) s'appuie sur la constatation que le champ de déformation obtenu à partir d'un calcul axisymétrique, dans une section perpendiculaire à l'axe du tunnel, est analogue à celui donné par un calcul plan, dans lequel la paroi du tunnel est soutenue par une pression fictive,

$$\sigma_r^f = (1-\lambda) \sigma^0 \quad (24)$$

σ^0 représentant la valeur de la contrainte naturelle en place, supposée uniforme et λ un coefficient compris entre 0 et 1 (figure 2.16). Ce résultat est valable à condition de se placer à une distance suffisante (de l'ordre de $D/4$) du front de taille du tunnel. Le coefficient λ , qui caractérise le degré de décompression derrière le front de taille, porte le nom de taux de déconfinement. Partant de cette constatation, Panet et Guellec (1979) ont suggéré de prendre compte, en géométrie plane, de l'effet stabilisant lié à la proximité du front de taille, en appliquant la pression σ_r^f sur la périphérie du tunnel. La progression du front de taille est alors simulée en faisant croître λ progressivement de la valeur 0 correspondant à l'état de contrainte initiale à la valeur 1 correspondant à l'état de déformation stabilisé derrière le front de taille. Dans le cas d'un comportement linéaire-élastique du terrain, cette valeur est atteinte à une distance de l'ordre d'un diamètre derrière le front de taille.

Le comportement de l'ensemble terrain/soutènement (figure 2.17) est alors analysé dans un diagramme $(\sigma_r^f / \sigma^0, u_r / u_r^\infty)$. La réponse du terrain est représentée par la courbe de convergence (a) ; l'activation du soutènement intervient à partir de sa mise en contact avec le terrain ; celle-ci se produit pour une valeur λ_d du paramètre λ . La mise en charge progressive

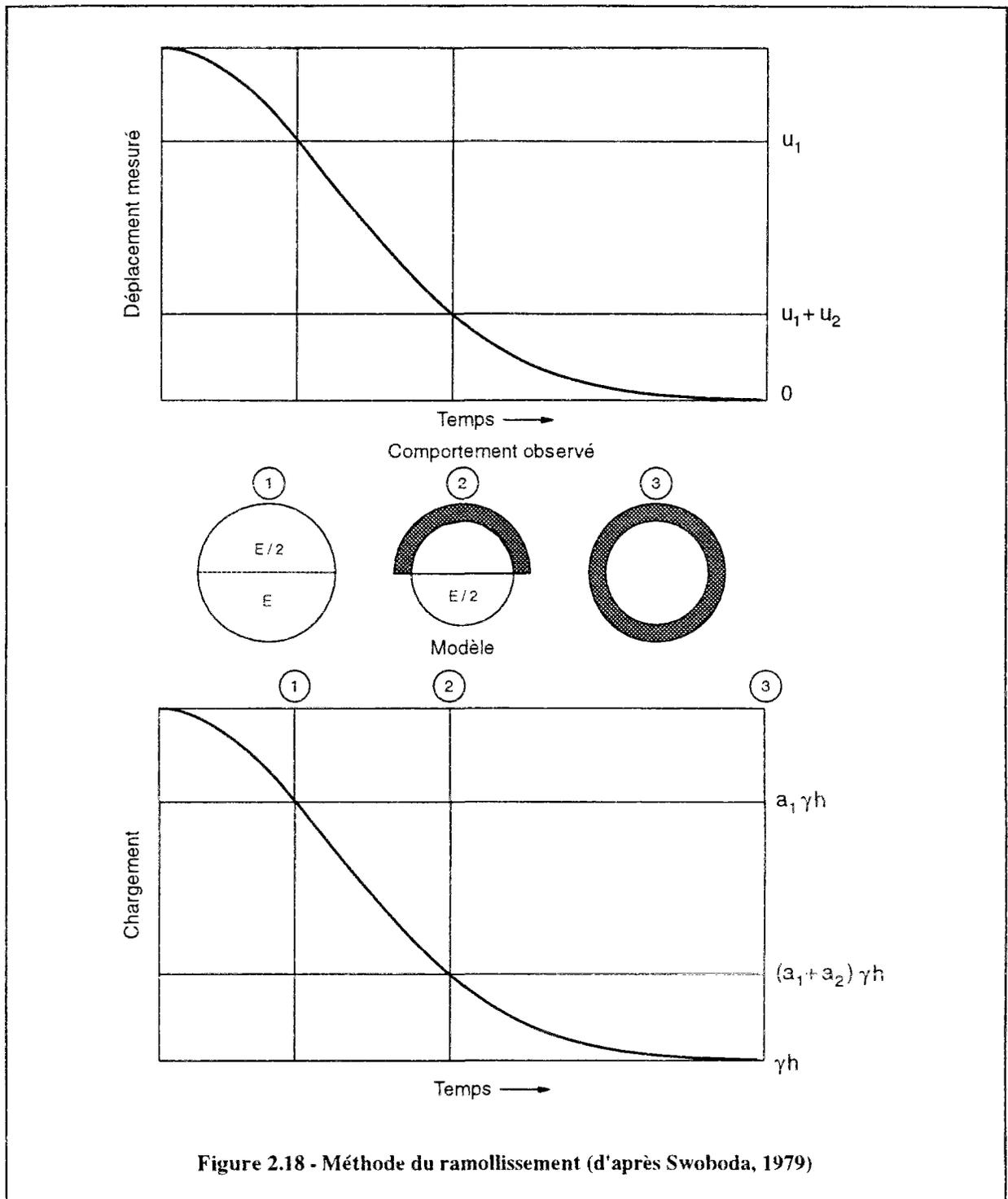


du soutènement est représentée par la courbe (b), dite de confinement. Le point d'intersection entre les courbes (a) et (b) caractérise l'état d'équilibre de la galerie, et permet de déterminer, par simple lecture, la valeur du déplacement radial et de la pression finale au niveau du soutènement.

La méthode, initialement mise au point dans le cas d'un tunnel circulaire creusé dans un terrain homogène et isotrope, a été étendue ultérieurement à d'autres types de conditions, et notamment à des cas de contraintes initiales anisotropes (Panet, 1986). Elle est couramment utilisée pour représenter la présence du front de taille dans des calculs bidimensionnels de tunnels par éléments finis.

La méthode du ramollissement progressif a été développée, à l'origine, pour les ouvrages creusés à l'aide de la Nouvelle Méthode Autrichienne (Swoboda, 1979). Dans ce cas, la pré-déformation des terrains en avant du front de taille est provoquée par une diminution progressive du module du terrain dans la zone à excaver. Cette technique est illustrée sur la figure 2.18, dans le cas d'un creusement en section divisée, avec décomposition du front en deux demi-sections. La première étape de calcul consiste à diviser le module E du terrain par un coefficient de ramollissement $n > 1$ ($n = 2$ sur la figure 2.18). Un nouvel état d'équilibre est alors déterminé, en appliquant des efforts correspondant aux contraintes initiales en place sur la périphérie de la partie ramollie. L'état d'équilibre ainsi obtenu reflète un certain niveau de déformation et de redistribution des contraintes dans le sol, consécutif à l'arrivée du front de taille. Dans un deuxième temps (étape 2 sur la figure 2.18), le terrain est excavé et le tunnel revêtu : cet état est obtenu en activant les éléments du soutènement et en appliquant, sur la périphérie de la zone creusée, des efforts d'excavation, ceux-ci étant calculés à partir de l'état de contrainte déterminé à l'étape 1. Le processus est répété pour simuler le creusement de la demi-section inférieure du tunnel (étapes 2 et 3 de la figure 2.18). Des modifications ont été apportées à cette méthode (Leca, 1989), dans le but de mieux tenir compte de la déformation du terrain le long de l'axe de la galerie, au niveau du front de taille.

Comme dans le cas de la méthode convergence-confinement, l'état d'équilibre final dépend de la valeur du taux de déconfinement atteint dans le terrain au moment de la mise en place du soutènement ; ce paramètre est contrôlé par la valeur du coefficient n introduit dans la phase de ramollissement. Dans la pratique, ce coefficient est déterminé de manière



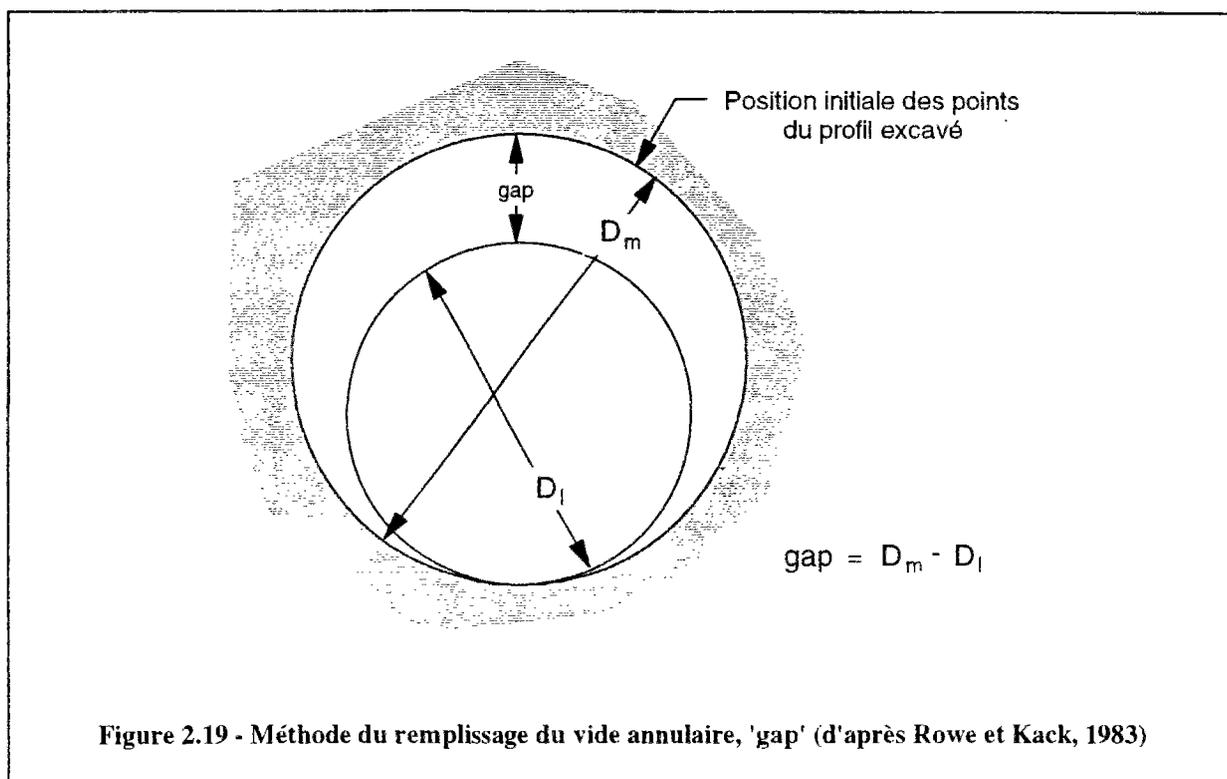
empirique ; il est également courant d'utiliser plusieurs valeurs différentes de n , en fonction des paramètres de dimensionnement recherchés : ainsi, une forte valeur de n conduira à une décompression importante des terrains avant l'installation du soutènement et, par conséquent, à des efforts modérés dans la structure et, pour un ouvrage creusé à faible profondeur, à des tassements importants ; en revanche, une faible valeur de n conduira à des efforts importants dans le soutènement et à des tassements limités en surface. L'ingénieur cherchera donc à se

placer du côté de la sécurité, en choisissant une valeur faible de n pour le calcul du soutènement et une valeur forte de n pour le calcul des tassements en surface.

La méthode des éléments multiples ou méthode de superposition des couches, proposée par Onishi et al. (1982) et Van Dillen et al. (1979), s'apparente à la méthode du ramollissement. Elle consiste à utiliser, dans un calcul en déformations planes, des éléments dont la raideur varie avec le nombre des éléments superposés dans la direction perpendiculaire. Le creusement est alors simulé en retirant des couches d'éléments, et la mise en place du soutènement en rajoutant progressivement des incréments de raideur aux éléments superposés correspondants.

La méthode de superposition de calculs plans (Resendiz et Romo, 1981) utilise deux calculs successifs en déformations planes : le premier calcul, effectué dans un plan parallèle à l'axe de la galerie, permet d'estimer les tassements correspondant aux venues de sols vers le front de taille; le second calcul est réalisé dans un plan perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage et a pour but d'estimer le tassement dû aux mouvements de terrain dans le vide annulaire. Le tassement total est obtenu par superposition des résultats fournis par chacune des deux étapes.

La méthode du remplissage du vide annulaire a été notamment proposée par Rowe et Kack (1983). Le principe en est décrit sur la figure 2.19 : le vide annulaire ou "gap" correspond à la différence entre le diamètre excavé et le diamètre effectivement occupé par la galerie revêtue. Le calcul est effectué dans un plan perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage, en supposant que le tunnel revêtu repose sur la base de la partie excavée (figure 2.19) ; le "gap" correspond alors à la distance entre la clé de l'ouvrage et le sommet de la zone excavée. Dans l'état d'équilibre final, la partie excavée est entièrement refermée et le "gap" complètement comblé. La construction de la galerie est simulée en provoquant la fermeture progressive du vide annulaire. La principale difficulté est d'estimer, à chaque étape de fermeture, le nombre de points de la structure en contact avec le terrain. Cette technique représente bien la fermeture du vide annulaire qui se produit à l'arrière de la machine pendant le creusement d'un tunnel au bouclier. Elle peut être généralisée à l'ensemble du processus de creusement en ajustant la valeur du "gap" pour tenir compte des différents phénomènes propres au processus de construction.

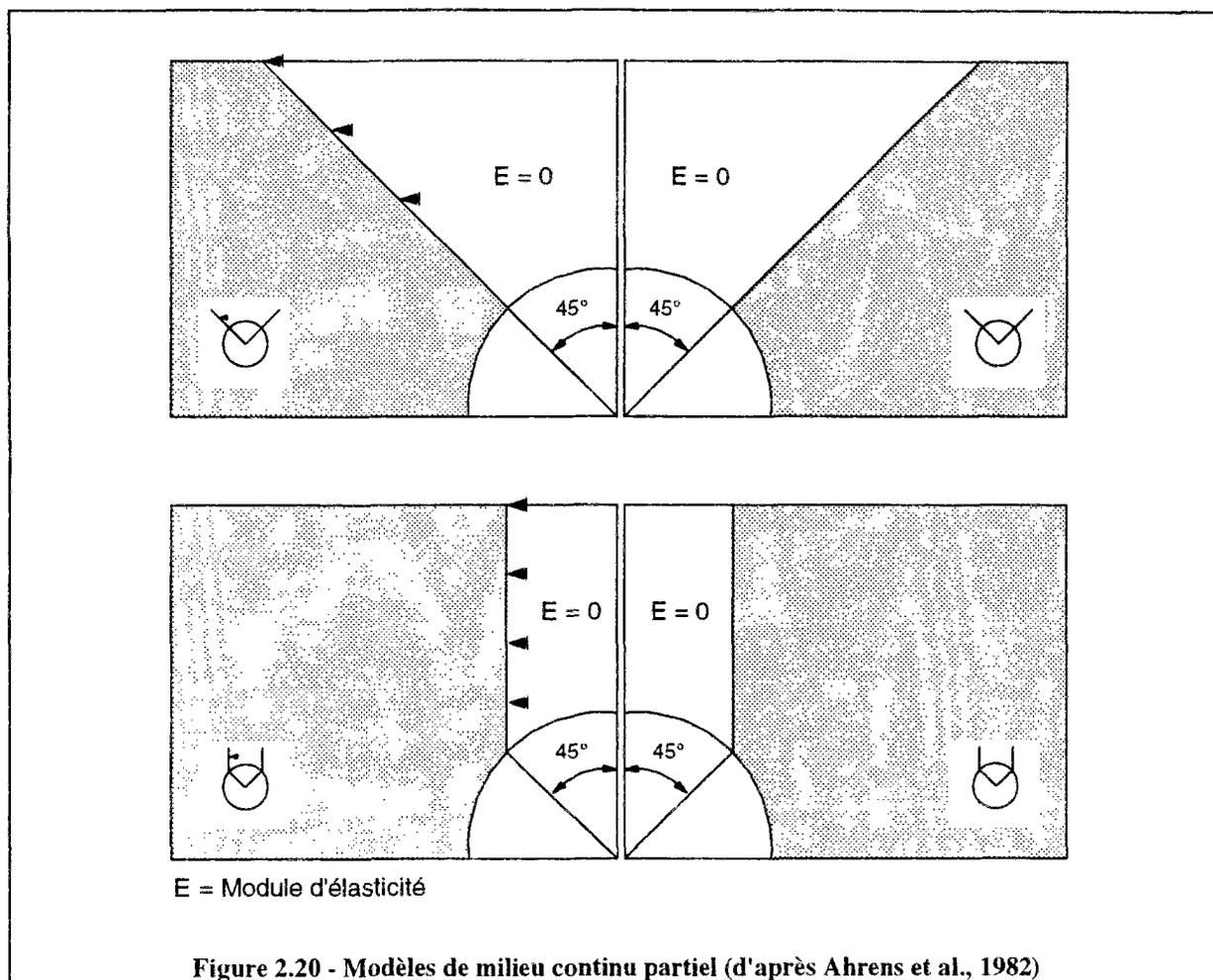


Les autres aspects à considérer dans la modélisation du creusement d'un tunnel concernent la loi de comportement du terrain et la schématisation des différentes phases de construction (Clough et Leca, 1989).

2.5.4 Cas particulier des tunnels peu profonds

Pour les tunnels à faible profondeur, la couverture de terrain au dessus de la clé de l'ouvrage peut être insuffisante pour que les effets de voûte puissent être effectivement mobilisés : cet aspect a été examiné par Duddeck (1991). Dans ces conditions, il est recommandé de considérer que la partie des terrains située au dessus de l'ouvrage ne participe pas directement à la reprise des efforts induits par le creusement de la galerie.

Deux exemples de modèles sont représentés sur la figure 2.20. Dans les deux cas, la zone non porteuse concerne le terrain en contact avec la portion de soutènement située en clé, sur un arc de 45° de part et d'autre du plan médian de l'ouvrage. Cette zone est soit délimitée par un dièdre de 90° d'ouverture, centré sur l'axe de l'ouvrage, soit par deux lignes verticales. Des solutions numériques ont été développées pour tenir compte des particularités de la géométrie de la zone non porteuse, ainsi que de la nature du contact terrain-soutènement.



2.5.5 Considérations pratiques

Les précédents chapitres décrivent les principales méthodes de schématisation utilisées pour représenter le creusement de tunnels. Il peut s'avérer nécessaire de considérer d'autres aspects dans le calcul des ouvrages, notamment le problème de l'évolution du comportement dans le temps des matériaux, tant pour ce qui est du terrain, que pour ce qui est du soutènement (anneau en béton, soutènement en béton projeté) ; d'autres aspects, tels que la prise en compte des conditions hydrauliques sont encore mal appréhendées.

Par ailleurs, les techniques décrites ne permettent pas de schématiser complètement toute la complexité des phénomènes associés à la mise en oeuvre de procédés de creusement particuliers. Le cas des tunnels creusés au bouclier en est un exemple, les méthodes courantes

consistant à schématiser forfaitairement la progression du front de taille, sans tenir compte des sollicitations propres à la pressurisation du front de taille ou l'injection sous pression d'un coulis dans le vide annulaire.

De même, on manque encore de moyens pour tenir compte, dans les calculs, de méthodes de confortation et d'amélioration des sols tels que les injections, le clouage ou la congélation.

2.6 CONCLUSIONS

Les méthodes de calculs utilisées pour le dimensionnement des ouvrages souterrains reposent sur des considérations théoriques, expérimentales ou empiriques. D'un point de vue théorique, les outils de calcul utilisés pour étudier la stabilité de front de taille sont principalement basés sur la théorie du calcul à la rupture, alors que les méthodes en déplacements sont plus couramment utilisées pour le dimensionnement de l'ouvrage de soutènement, et, dans le cas des tunnels à faible profondeur, l'estimation des tassements induits en surface par les travaux.

Dans ces conditions les méthodes numériques ont connu un essor important au cours des dernières années. C'est notamment le cas de la méthode des éléments finis, qui permet en théorie, de déterminer les déformations du terrain et le niveau de sollicitation du soutènement, en tenant compte précisément de la géométrie de l'ouvrage et de la lithologie des terrains rencontrés. Toutefois, la complexité du problème associé au creusement d'un tunnel, notamment à faible profondeur, rend difficile une représentation complète du processus de réalisation. Les principales difficultés rencontrées résultent de la tridimensionnalité de l'ouvrage à étudier, ainsi que de la complexité du comportement du terrain et du processus de creusement utilisé.

CHAPITRE 3

CALCULS EFFECTUES A L'AIDE DU LOGICIEL CESAR-LCPC

3.1 INTRODUCTION

Le creusement d'un tunnel provoque une modification de l'état de contrainte dans le massif encaissant. L'influence des travaux se manifeste en avant du front de taille, ce qui signifie que la section à excaver a déjà subi des modifications par rapport à son état initial au moment où elle est atteinte par le front de taille. La nature du problème est donc tridimensionnelle. La géologie et l'état initial du massif, la méthode de creusement, la vitesse d'avancement, les caractéristiques du soutènement et le temps écoulé entre le creusement et l'installation du revêtement influencent considérablement l'état d'équilibre final. Les méthodes de dimensionnement doivent pouvoir tenir compte de ces effets. Dans le chapitre précédent, on a décrit les différentes méthodes de dimensionnement des ouvrages souterrains. La méthode des éléments finis présente de nombreux avantages, dans la mesure où elle offre la possibilité de tenir compte d'un grand nombre de paramètres dans les calculs. Compte tenu de la géométrie du problème, les calculs de type tridimensionnels seraient a priori les plus représentatifs. Les calculs axisymétriques, bien que plus restrictifs, peuvent également apporter un certain nombre d'informations sur la réponse du massif au niveau du front de taille. Le présent chapitre est consacré à une analyse effectuée à l'aide du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC, pour étudier la réponse du massif encaissant au cours du creusement d'un tunnel à l'aide d'un bouclier pressurisé.

3.2 LES DIFFERENTS TYPES DE TUNNELIER

Un tunnelier est une machine foreuse, conçue pour réaliser une cavité dans le terrain encaissant, en perturbant le moins possible son état d'équilibre naturel. On distingue trois fonctions principales dans la mise en oeuvre d'un tunnelier (figure 3.1) :

- excavation
- soutènement
- marinage

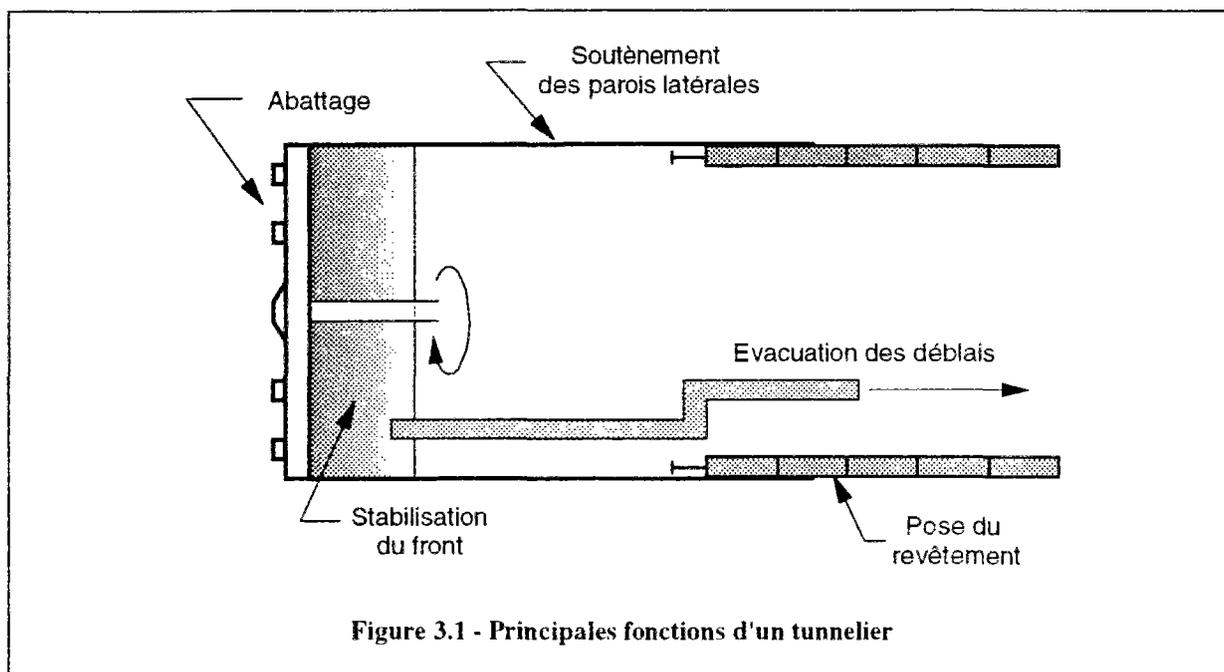


Figure 3.1 - Principales fonctions d'un tunnelier

Ces fonctions sont conçues pour répondre à deux objectifs principaux :

- l'avancement qui nécessite l'abattage du terrain au front de taille, l'évacuation des déblais et la propulsion de la machine à l'aide de vérins hydrauliques ;
- la stabilisation qui est obtenue par le confinement du terrain au front et la mise en place d'un soutènement provisoire ou d'un revêtement définitif sur les parois latérales de la galerie.

Pendant le creusement d'un tunnel, la sécurité doit être assurée aussi bien en galerie qu'en surface. Il est donc indispensable de maîtriser la stabilité du front de taille et des parois latérales, et éventuellement de maintenir le chantier hors d'eau. Le tunnelier doit, en théorie,

permettre de répondre à ces préoccupations en perturbant le moins possible le terrain encaissant.

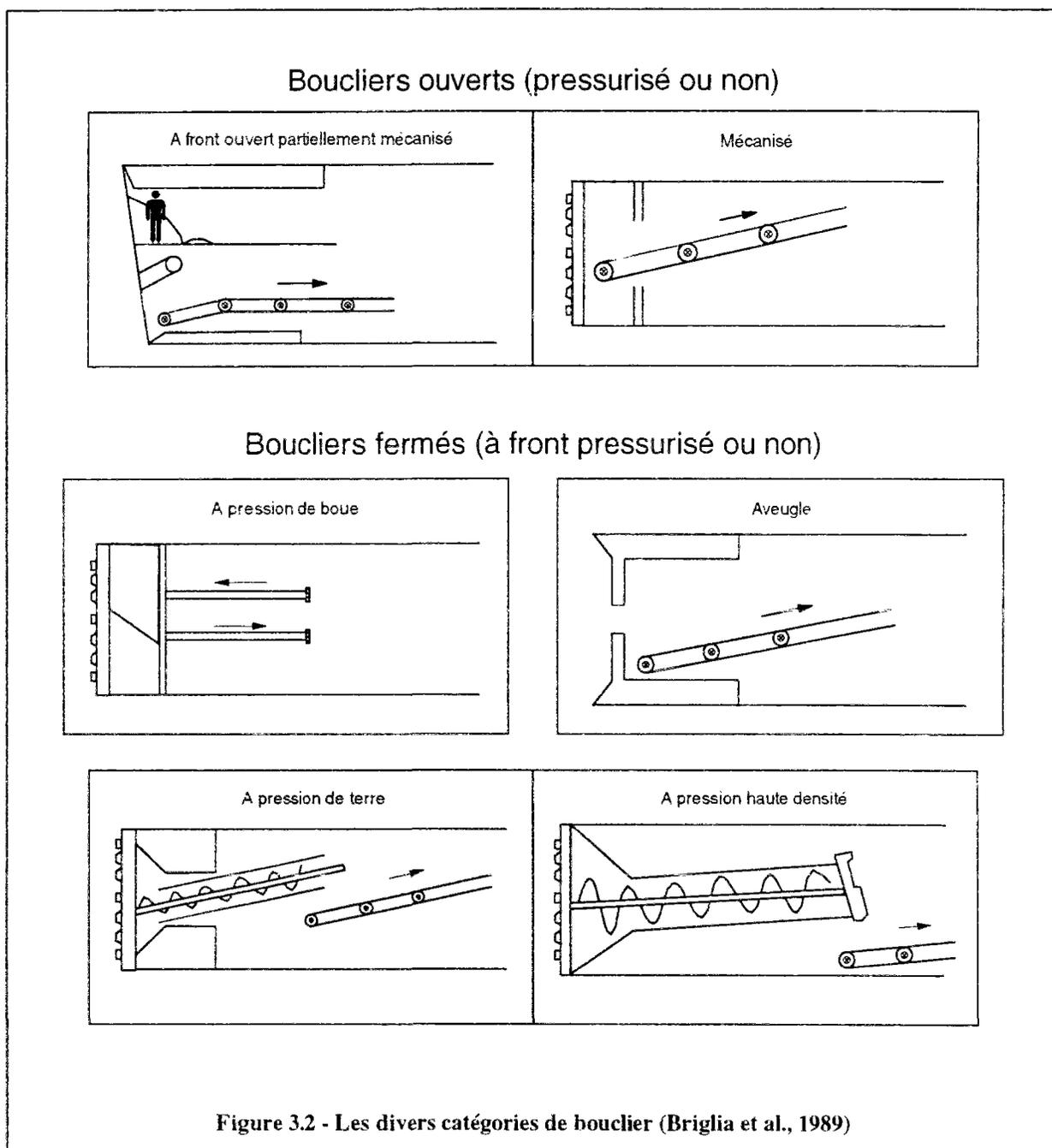
La fonction d'excavation du tunnelier comprend, d'une part, des organes d'abattage et, d'autre part, des organes d'appui. Dans le cas d'un tunnelier pleine section, l'abattage du terrain est obtenu à l'aide d'un plateau rotatif ouvert ou fermé, ou d'une tête de forage plate ou conique, munis de pics ou molettes. Dans le cas des machines à attaque ponctuelle, le creusement s'effectue à l'aide d'un bras articulé, équipé d'une molette ou d'une fraise. Les organes d'appui utilisés dépendent de la nature du terrain et du mode de mise en place du soutènement. Des bloqueurs radiaux sont utilisées dans les roches dures, ne nécessitant pas l'installation immédiate d'un soutènement. Dans les terrains peu résistants, l'avancement de la machine est obtenu à l'aide de vérins longitudinaux prenant appui sur le soutènement déjà installé, qui est le plus souvent constitué de voussoirs en béton préfabriqué.

Le soutènement peut être installé par le tunnelier ou par des moyens indépendants. Dans le premier cas, le soutènement des parois latérales et du front sont assurés séparément. Le soutènement des parois est généralement assuré par une structure métallique appelée "bouclier", qui peut être monolithique ou constituée d'éléments successifs articulés entre eux. Le soutènement du front peut être assuré par la tête de forage elle-même ou par des panneaux mobiles, et dans le cas des tunneliers à front pressurisé, à l'aide d'un fluide, comme l'air comprimé ou la boue bentonitique (tunnelier à pression d'air et tunnelier à pression de boue), ou par le confinement des déblais (bouclier à pression de terre).

La fonction de marinage dépend généralement du mode de soutènement éventuellement utilisé. Elle peut être obtenue par la circulation de la boue bentonitique, dans le cas de tunnelier à pression de boue ou à l'aide d'une vis d'extraction pour les boucliers à pression de terre ; dans ce dernier cas, comme pour les tunneliers non-pressurisés, l'acheminement des déblais est assuré par un système de convoyeur à bande et de chariots.

On distingue cinq catégories de boucliers (figure 3.2) en fonction du mode de soutènement utilisé (Briglia et al., 1989) :

- bouclier à front ouvert ;
- bouclier à air comprimé ;
- bouclier à pression mécanique ou bouclier aveugle ;
- bouclier à pression de boue ;
- bouclier à pression de terre.



3.2.1 Bouclier à front ouvert

Ce type de bouclier a pour but principal de stabiliser les parois de la galerie avant la mise en place du soutènement. L'excavation en tête du bouclier peut être partiellement ou complètement mécanisée. L'avancement est en général assuré par des vérins hydrauliques qui prennent appui sur le soutènement déjà installé. Le soutènement est le plus souvent préfabriqué, composé de voussoirs formant un anneau qui est mis en place à l'abri de la jupe du bouclier. Lorsque le revêtement est exposé au terrain, du fait de l'avancement du tunnelier, la différence entre la section excavée et le soutènement, crée un espace appelé "vide annulaire" qui correspond notamment à l'épaisseur de la jupe. Ce vide est généralement comblé par pompage de mortier ou de coulis. Le domaine d'utilisation de ces tunneliers est limité aux sols cohérents ne présentant pas de problème de stabilisation du front de taille.

3.2.2 Bouclier à air comprimé

Ce type de bouclier fonctionne suivant les mêmes principes que les boucliers à front ouvert, mais permet le creusement de tunnels en présence de terrains meubles contenant de l'eau. Cette technique est cependant limitée aux terrains homogènes, de faible perméabilité. De plus, une couverture minimale d'au moins un diamètre est nécessaire, afin de réduire les fuites d'air. La présence d'un sas de décompression est indispensable pour le personnel, ce qui augmente les coûts d'exécution et pose des problèmes de sécurité.

3.2.3 Bouclier à pression mécanique ou bouclier aveugle

Le bouclier aveugle est classé dans la catégorie des tunneliers à front fermé. Son domaine d'utilisation est limité aux sols mous, très plastiques à fluides. Ce type de machine ne peut être utilisé dans des terrains de faible cohésion et en présence de venues d'eau importantes.

3.2.4 Bouclier à pression de boue

Dans ce cas, la circulation d'une boue bentonitique sous pression permet d'assurer les fonctions de marinage et de soutènement du front de taille. Cette boue permet de constituer une membrane appelée "cake" sur le front, ce qui garantit une étanchéité et permet le report des pressions dans le terrain. Le revêtement composé de voussoirs, formant un anneau circulaire, est assemblé à l'arrière et à l'abri de la jupe. L'avancement du tunnelier s'effectue suivant un cycle, qui se compose de deux phases : l'abattage du terrain et la pose du revêtement. Pendant la phase d'avancement un coulis est injecté dans le vide annulaire. Le domaine d'utilisation de ce type de machine est relativement large et comprend notamment les sables et graviers sous la nappe. Les terrains les plus favorables sont ceux qui contiennent 20% à 30% d'argile ou de limon. Dans les terrains argileux, on se heurte souvent au problème de collage du terrain aux outils et de colmatage du circuit de marinage.

3.2.5 Bouclier à pression de terre

Ce type de bouclier est basé sur le principe du confinement du terrain dans la chambre d'abattage. L'excavation s'effectue à l'aide d'une roue de découpage. Les déblais d'excavation s'accumulent dans la chambre d'abattage située entre la tête et une paroi étanche séparant le front de la galerie revêtue. Le marinage est assuré par une vis d'extraction, associée à un système de tapis et de chariots. La vitesse d'extraction des déblais de la chambre au moyen de la vis constitue le principal moyen de contrôle dans la pression de la chambre d'abattage, l'objectif étant d'équilibrer les contraintes existant dans le terrain dans son état naturel. Comme dans le cas des boucliers à pression de boue, le vide annulaire est injecté à l'aide d'un mortier ou coulis. Cette méthode nécessite un sol suffisamment fluide et homogène, pour pouvoir assurer un soutènement permanent sur toute la surface du front de taille. Les limons sableux constituent a priori les terrains idéaux pour ce type de machine. Dans le cas des argiles, un apport d'eau peut être nécessaire pour augmenter la fluidité du matériau dans la chambre d'abattage. Dans les terrains situés sous la nappe, la vis d'extraction doit être équipée d'un système de fermeture étanche afin d'éviter des venues d'eau dans la galerie. Certaines machines permettent l'injection de mousses au front de taille, lorsque des terrains perméables en présence d'eau sont rencontrés.

3.3 SIMULATION DE LA PRESSION APPLIQUEE AU FRONT DE TAILLE

Le creusement d'un tunnel à l'aide d'un bouclier à front pressurisé provoque un remaniement du terrain à plusieurs niveaux : indépendamment de la tendance naturelle du terrain à converger vers la cavité, le massif peut être repoussé par la pression appliquée au front de taille ; il est cisailé par le fonçage de la jupe et repoussé par l'injection du vide annulaire. On peut distinguer deux phases essentielles dans la réponse du massif encaissant : au niveau du front de taille, d'une part, et au niveau du vide annulaire, d'autre part. Dans le premier cas, le problème est en général complètement tridimensionnel.

Nous avons essayé d'analyser la redistribution de contraintes induite dans cette phase de construction en prenant en compte la pression exercée au front et la présence de la jupe.

Dans un premier temps, on s'est placé dans le cas le plus simple d'un tunnel creusé en terrain homogène isotrope. On a étudié la situation d'un tunnel situé à une profondeur suffisante pour que la variation des contraintes soit négligeable sur la hauteur de la galerie, le coefficient des terres au repos K_0 étant égal à 1. Ces conditions permettent de se limiter à un calcul axisymétrique, qui présente l'avantage de nécessiter un maillage plus simple et un temps de calcul plus réduit qu'un calcul tridimensionnel vrai. Dans ces calculs, on s'est limité à un comportement élastique linéaire du terrain. Les effets hydrauliques n'ont pas été considérés. On a de plus supposé le front vertical et la jupe de section parfaitement circulaire.

Le problème étudié est schématisé sur la figure 3.3. On considère un tunnel de diamètre D , situé à une profondeur de couverture C supposée grande par rapport à D . Les limites du problème sont définies par le périmètre ABCE, elles sont placées suffisamment loin des bords de la galerie pour ne pas influencer les résultats des calculs. La géométrie considérée est celle d'un tunnel en cours de construction, i.e. on se situe au front de taille d'un tronçon de tunnel excavé et revêtu. Le calcul est mené en deux phases :

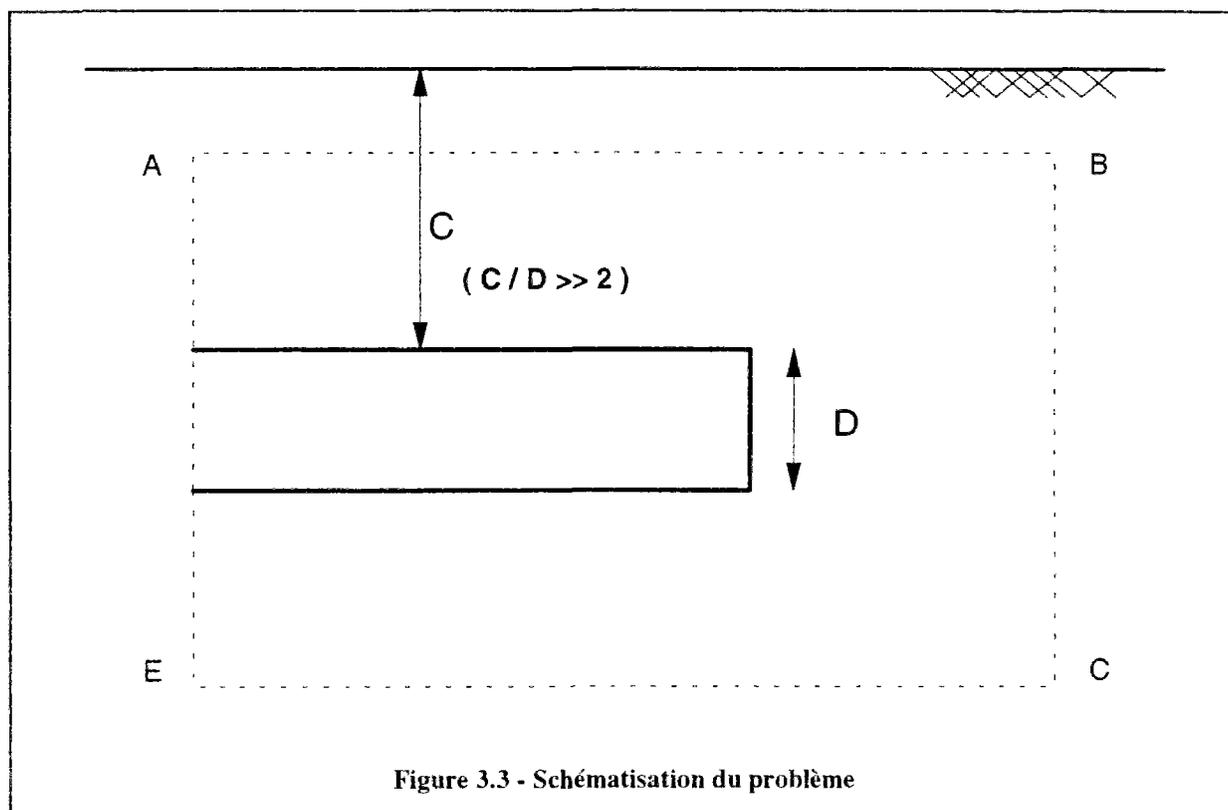


Figure 3.3 - Schématisation du problème

- dans un premier temps, on essaye de représenter l'état d'équilibre qui pourrait exister du fait de la réalisation du tronçon de tunnel représenté sur la figure 3.3 : on admet, dans cette phase, que le tunnelier exerce une pression P au front de taille égale à la contrainte initiale en place (supposée uniforme) ;
- la deuxième étape de calcul consiste à reprendre l'état de contraintes donné par le calcul précédent et à faire varier la pression au front d'une valeur ΔP , afin d'analyser la réponse qui en résulte dans le terrain.

La première étape de calcul influence considérablement l'état d'équilibre final. Dans la mesure où l'influence réelle de la jupe est mal connue, nous avons été amenés à effectuer plusieurs calculs, tenant compte de différentes conditions aux limites sur le bord du tunnel excavé. Trois catégories principales de conditions aux limites ont été considérées :

- (1) en déplacement (ce qui correspond à un bouclier agissant comme un revêtement rigide) ;
- (2) en contrainte (le bouclier repousse le massif encaissant avec une pression égale à la pression appliquée au front) ;
- (3) en introduisant différentes valeurs de rigidité du soutènement.

3.3.1 Calcul axisymétrique

3.3.1.1 Description générale

Le modèle retenu pour effectuer les calculs représente un tunnel de 6 m de diamètre et 30 m de long, situé dans un massif homogène limité par un cylindre de 80 m de diamètre et de 60 m de longueur (figure 3.4). Les limites de ce domaine ont été choisies en supposant que les effets du creusement s'annulent à une distance supérieure à dix fois le rayon de part et d'autre du front de taille. La section de calcul est représentée sur la figure 3.5. On a choisi un maillage permettant de représenter d'une manière assez précise le comportement du terrain autour du front de taille. Il est composé de 800 éléments et de 2525 noeuds. Les éléments utilisés sont de type quadrilatères à 8 noeuds.

Les valeurs des paramètres prises en compte dans les calculs sont les suivantes :

- le module élastique du terrain est égal à $E = 60 \text{ MPa}$;
- le coefficient de Poisson est égal à $\nu = 0,333$;
- les contraintes initiales sont isotropes, $\sigma_r = \sigma_z = \sigma_\theta = 300 \text{ kPa}$ avec $\tau_{rz} = 0$.

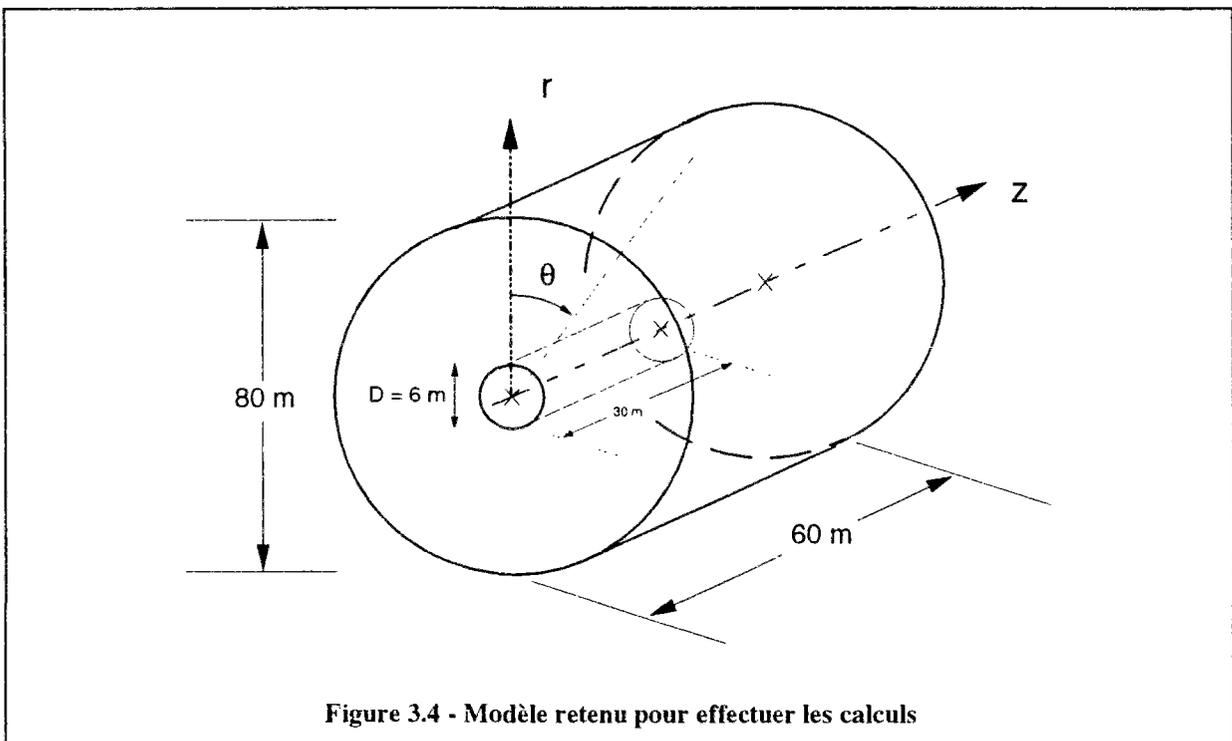
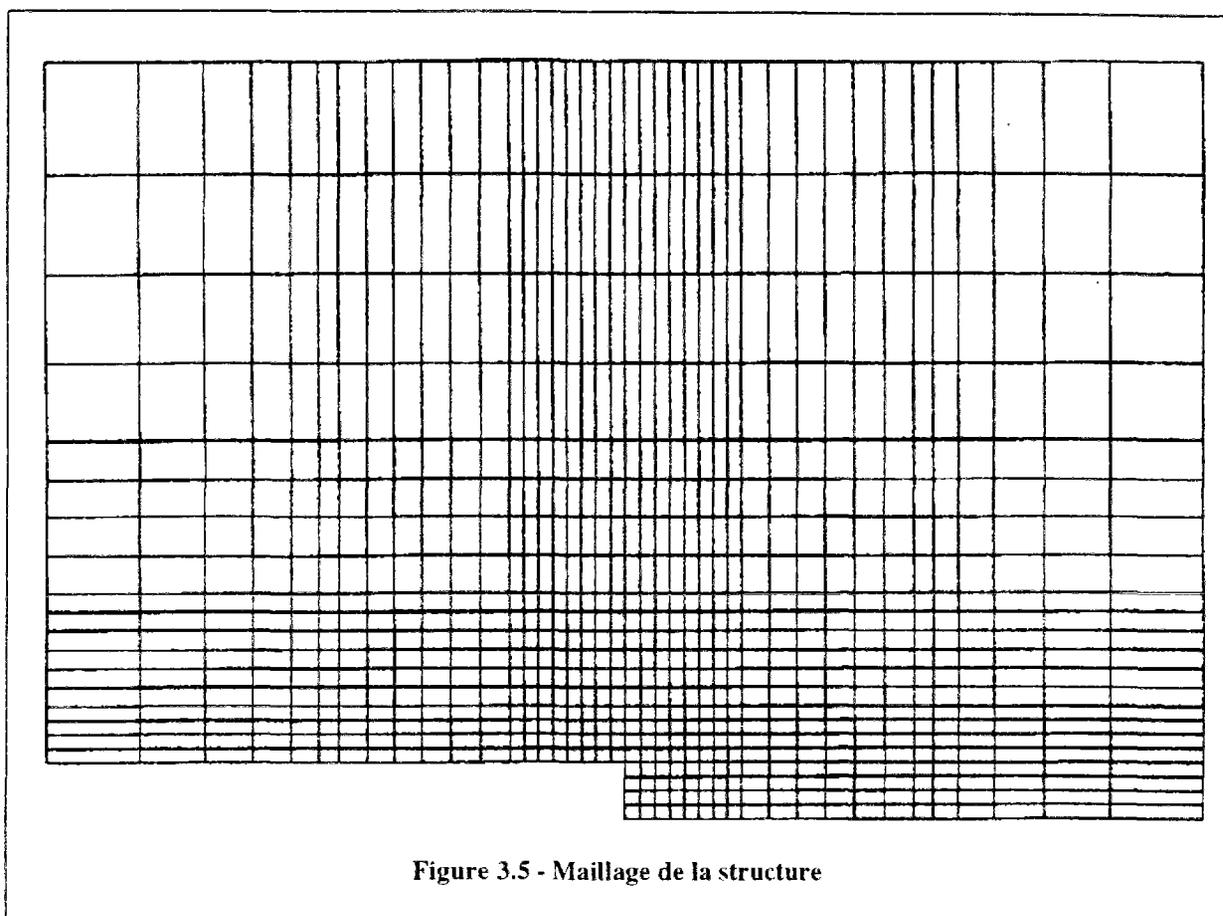


Figure 3.4 - Modèle retenu pour effectuer les calculs



Les deux figures 3.6 représentent le chargement et les conditions aux limites appliquées au cours de la première étape, qui correspond à l'initialisation des contraintes dans le massif. Les limites extérieures AB et ED sont soumises au chargement σ_0 : les limites extérieures BC et AF sont soumises à un chargement imposé égal à σ_0 ou à un déplacement imposé dans la direction Oz. Le chargement appliqué permet de générer un état de contraintes pratiquement uniforme dans le massif et égal à la pression de soutènement exercée au front de taille ; les déplacements obtenus au niveau de la galerie dépendent du choix effectué pour simuler la présence de la jupe et/ou du soutènement sur le bord FE. Afin de simplifier l'analyse, on a considéré que la jupe du bouclier et le revêtement étaient confondus, ce qui a permis d'appliquer les mêmes conditions aux limites sur toute la périphérie de l'ouverture.

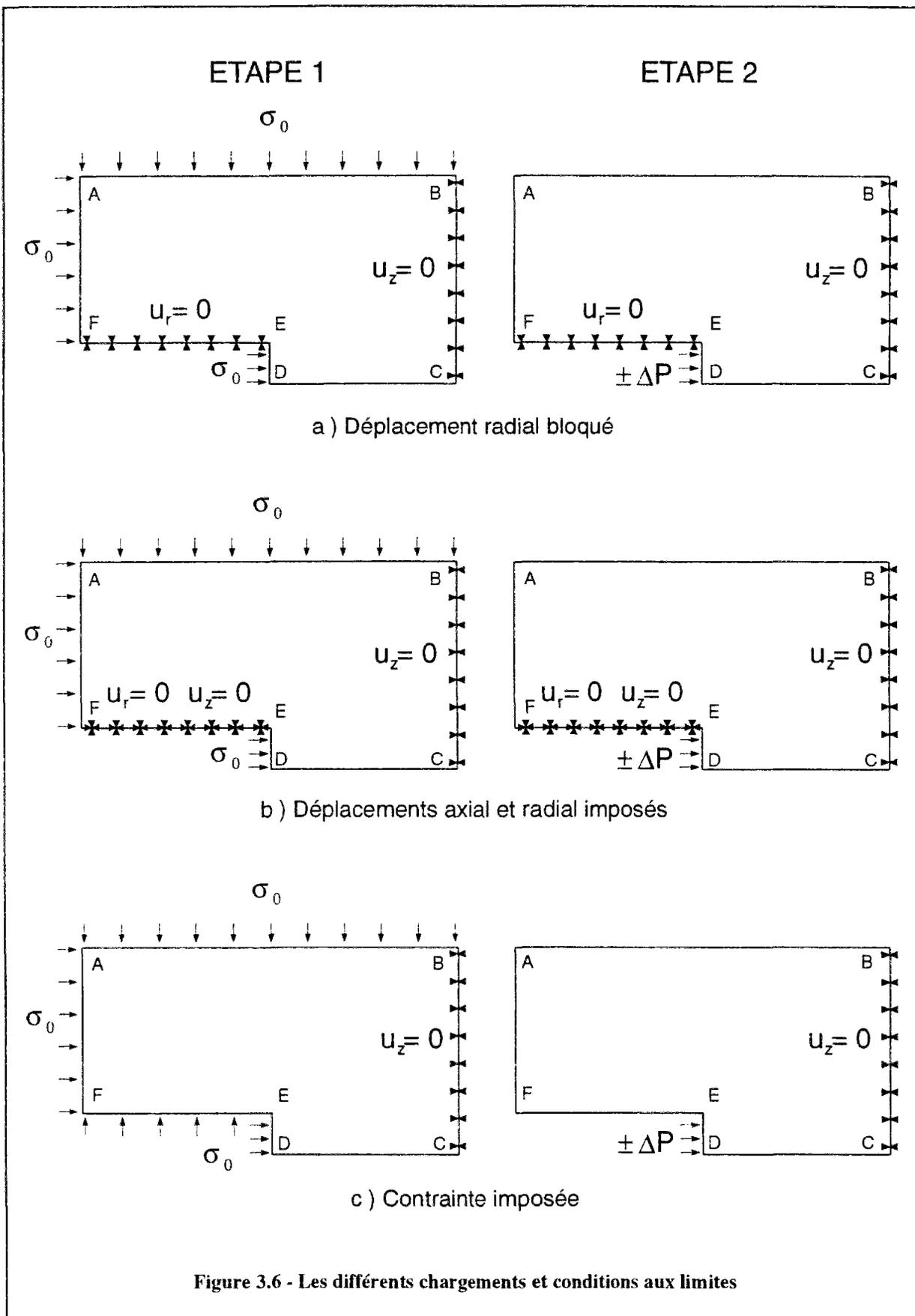
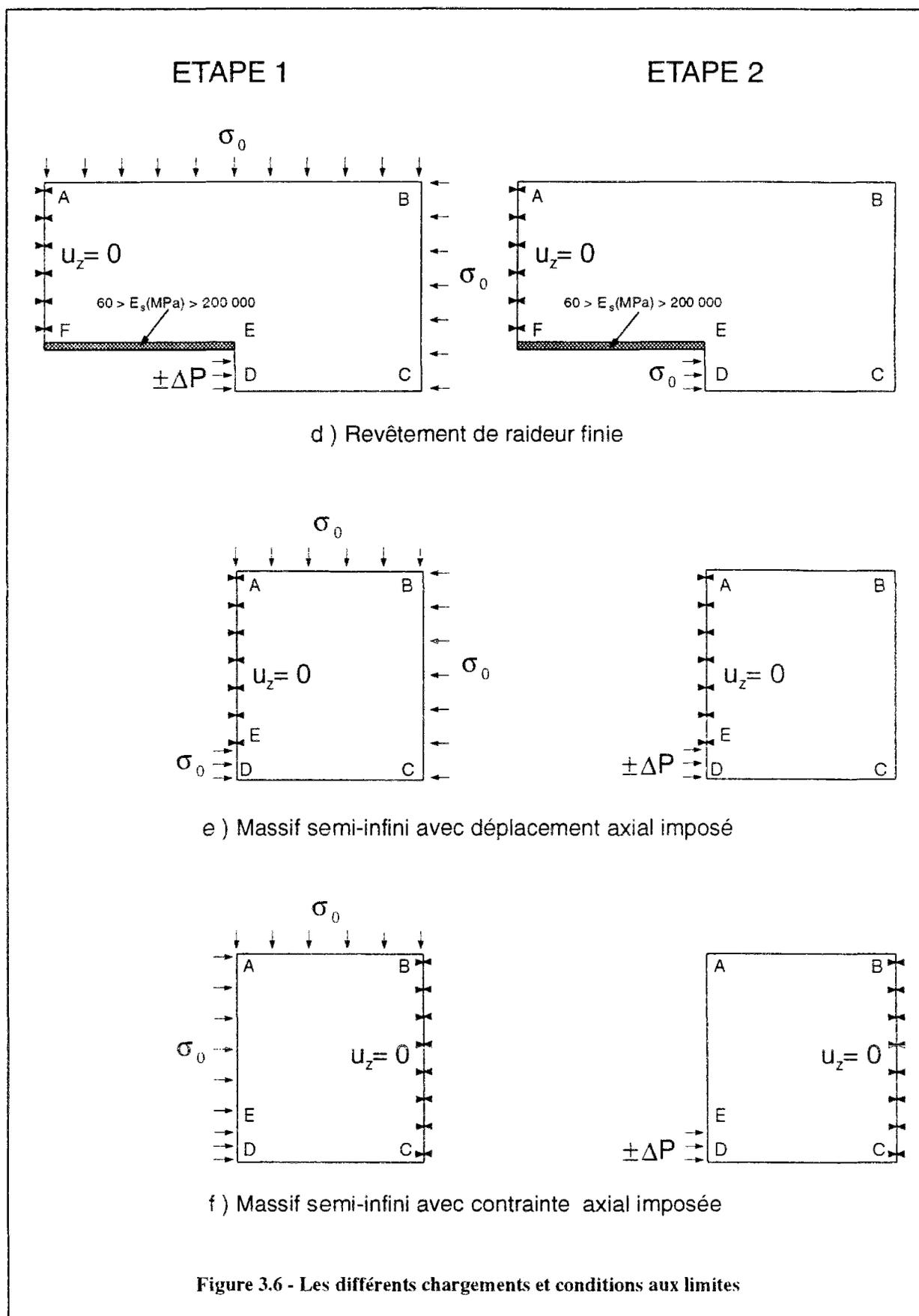


Figure 3.6 - Les différents chargements et conditions aux limites



La seconde étape de calcul était destinée à analyser l'effet d'une pression uniforme appliquée au front de taille sur l'état de contrainte déterminé dans la première phase. Plusieurs cas de chargement ont été considérés, en faisant varier la valeur de la pression au front de σ_0 à 0 (décompression), d'une part, et de σ_0 à $2\sigma_0$ (compression), d'autre part. Dans cette étude, les déplacements induits par le calcul précédant n'ont pas été pris en compte, dans la mesure où seul la réponse du terrain aux variations de pressions appliquées au front devait être analysée.

3.3.1.2 Conditions aux limites appliquées sur le bord FE

Les différentes conditions aux limites appliquées sur le bord FE sont décrites ci-dessous :

Déplacement radial imposé sur la périphérie ($u_r = 0$) : Le premier type de conditions aux limites retenu correspond au blocage radial du massif par la jupe du bouclier, supposée infiniment rigide ; il est modélisé en imposant une condition de déplacement nul ($u_r = 0$) sur la périphérie (figure 3.6a). Dans la première étape de calcul, les limites extérieures AB, DE et AF sont soumises au chargement σ_0 et le bord BC est bloqué dans la direction z ($u_z = 0$). Le second calcul consiste à faire varier la pression au front, c'est-à-dire que seul le bord DE est soumis au chargement ΔP .

Déplacements (radial et axial) imposés sur la périphérie ($u_r = u_z = 0$) : La condition aux limites précédente, qui suppose un revêtement infiniment rigide sur la périphérie, autorise cependant une déformation dans la direction axiale, donc un glissement parfait. On a voulu étudier la réponse du terrain en imposant également un déplacement nul dans la direction axiale sur la périphérie du tunnel. Cette approche permet de simuler un soutènement avec une parfaite adhérence au terrain. Les autres conditions aux limites sont identiques à celles du cas précédent (figure 3.6b).

Contrainte imposée sur la périphérie (C.I.) : Un autre moyen de modéliser le blocage du terrain par la jupe du bouclier est d'appliquer sur les noeuds de la périphérie une contrainte constante (figure 3.6c). Cette solution en contrainte considère que le bouclier repousse le

terrain encaissant avec une pression équivalente à celle imposée au front. Le bord FE est donc soumis, dans la première étape de calcul, à un chargement équivalent à la contrainte initiale, tandis que les autres bords sont soumis aux mêmes conditions aux limites que dans les deux cas précédents.

Revêtement de raideur finie (E) : Cette condition permet de prendre en compte l'interaction sol-structure au niveau des contacts terrain/bouclier et terrain/revêtement. Elle consiste à étudier l'influence de la rigidité d'un revêtement d'épaisseur non-nulle, mis en place sur toute la périphérie de la galerie (figure 3.6d). On suppose encore une fois que le revêtement est continu sur toute la longueur de la périphérie, c'est-à-dire qu'on ne dissocie pas la jupe du revêtement mis en place. Les calculs considèrent un revêtement de 0,2 m d'épaisseur et de rigidité variable : cinq valeurs différentes du module d'Young du revêtement ont été prises en compte :

- 60 MPa (raideur égale à celle du terrain) ;
- 600 Mpa ;
- 6000 Mpa ;
- 30.000 MPa (revêtement en béton) ;
- 200.000 MPa (revêtement en acier).

Chargement d'un massif semi-infini (M.I.) : On a également considéré le cas d'une pression appliquée sur une portion d'un semi-massif infini, ce qui revient à ne prendre en compte que la partie du massif encaissant située devant le front. Le modèle utilisé est constitué d'un cylindre de 30 m de long et de 40 m de rayon. On a étudié l'influence d'une augmentation de pression ΔP sur une surface de 3 m de rayon représentant le front de taille. Ce mode de chargement est analogue à celui d'une fondation circulaire sur un massif infini. Les mêmes paramètres ont été retenus que ceux utilisés dans les calculs précédents. On a effectué les calculs pour deux types de conditions aux limites (figure 3.6e-f) : dans le premier cas, on suppose que les noeuds situés dans le plan du front de taille sont bloqués dans leur déplacement axial, tandis que dans le deuxième cas on suppose qu'une contrainte axiale est appliquée sur bord du modèle.

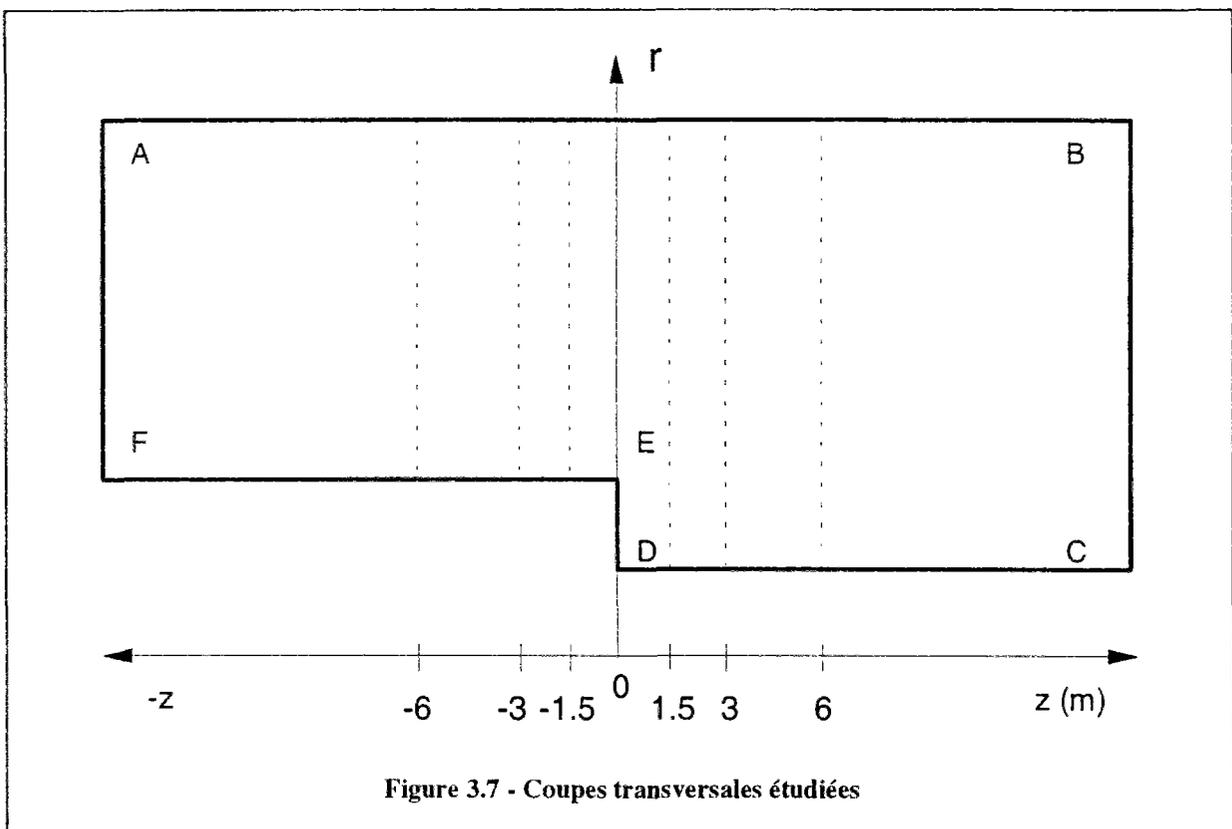
3.3.1.3 Résultats des calculs

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans des coupes transversales situées à différentes distances du front de taille : 0 m, 1,5 m, 3 m et 6 m en avant et à -1,5 m, -3 m et -6 m à l'arrière du front de taille (figure 3.7). Les résultats des calculs correspondant au chargement d'un massif semi-infini sont représentés seulement pour les coupes situées en avant du front. On s'est intéressé aux valeurs obtenues pour les contraintes radiale, axiale, tangentielle et de cisaillement, après la première étape de calcul ; pour la seconde étape de calcul, on a également analysé les déplacements radial et axial induits par la pressurisation du front : la décompression (-) et la compression (+) du front de taille ont été simulées en étudiant cinq incréments de pression ΔP : (\pm) 60, 120, 180, 240, 300 kPa.

Pour la présentation des résultats, les contraintes ont été normalisées par rapport à la contrainte initiale σ_0 et les déplacements par rapport au déplacement radial élastique à l'infini :

$$u_{\infty}^r = \frac{(1+\nu) \sigma_0 R}{E} \quad (1)$$

la distance r à l'axe du tunnel étant normalisée par rapport au rayon R du tunnel.

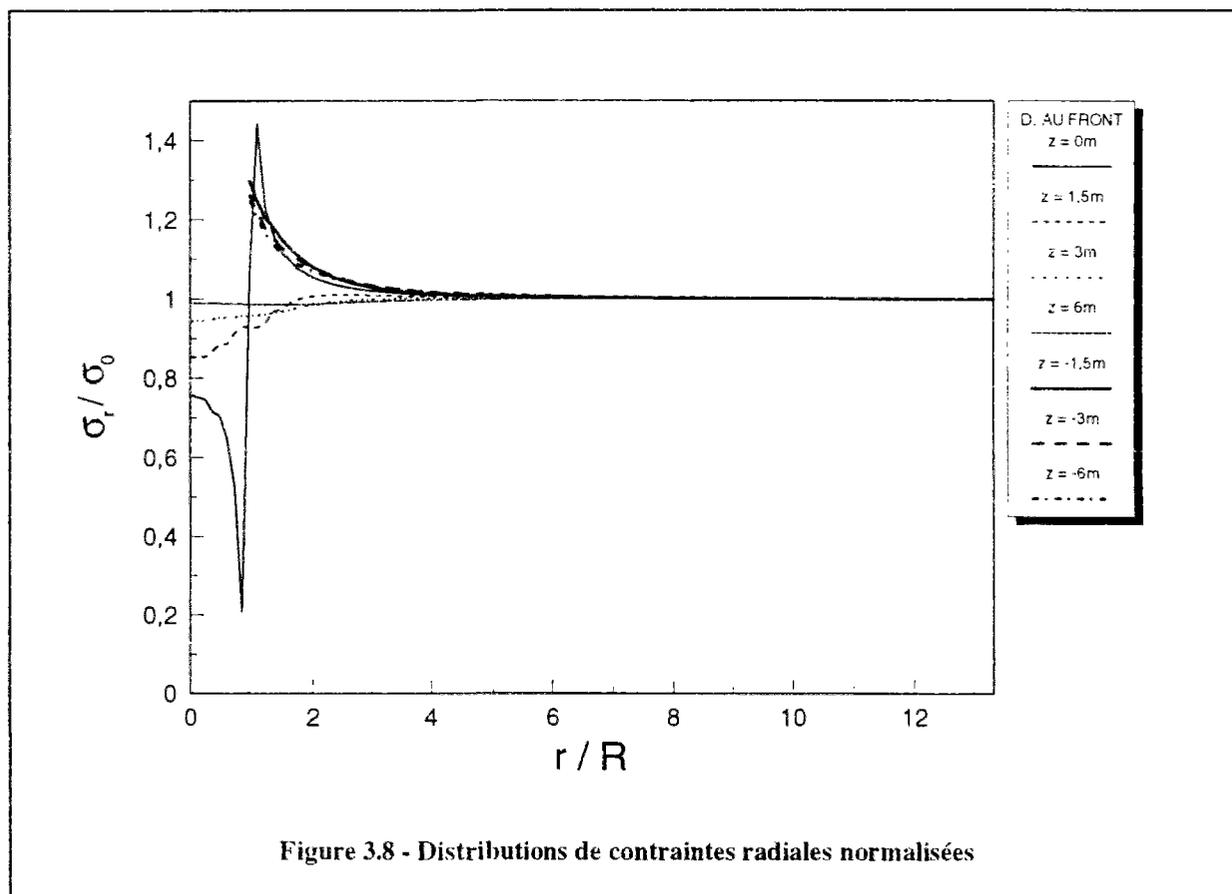


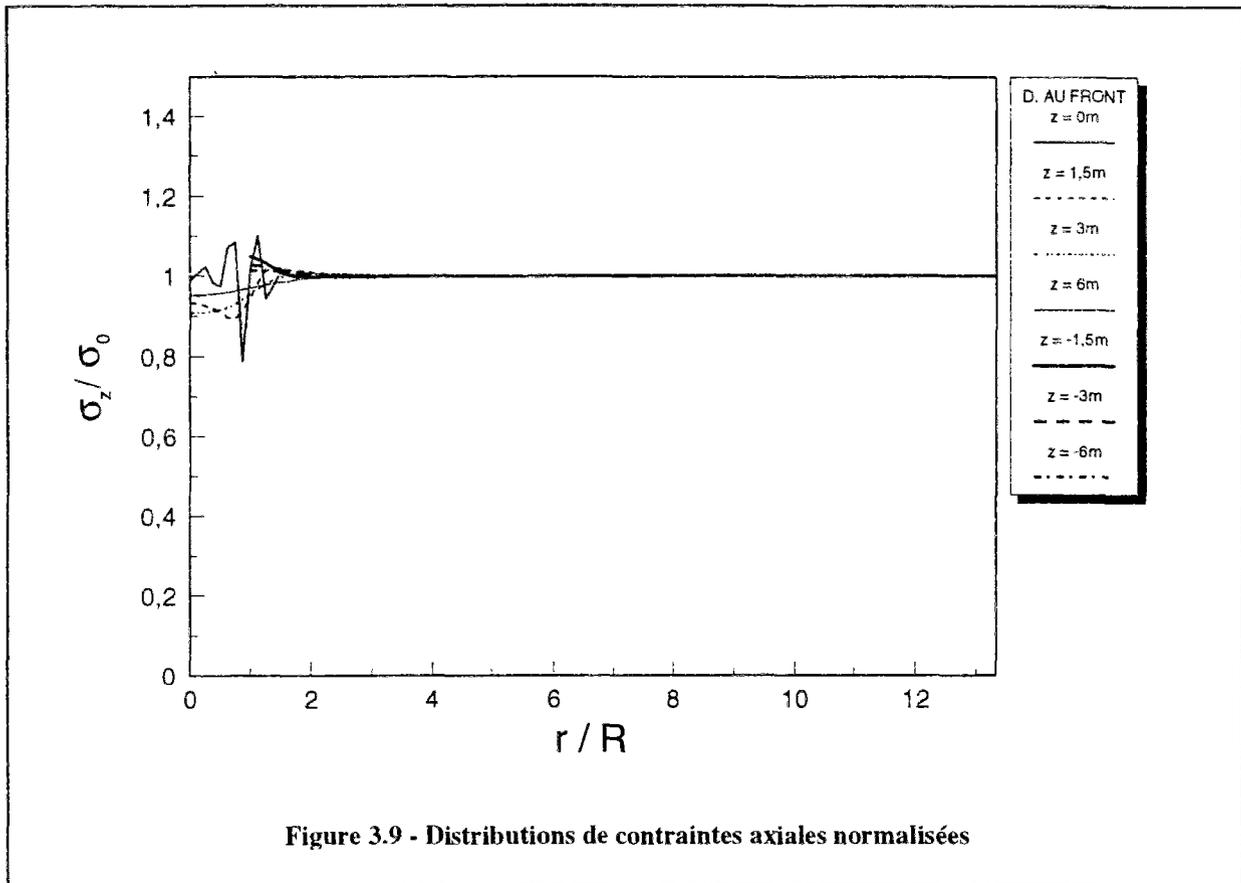
3.3.1.3.1 Déplacement radial imposé sur la périphérie

3.3.1.3.1.1 Résultats de la première étape de calcul

La distribution de contrainte radiale σ_r dans le terrain est représentée sur la figure 3.8. On peut remarquer sur cette figure, que la contrainte radiale a tendance à augmenter sur la périphérie de la galerie ($z = -1,5$ m, -3 m, -6 m) tandis qu'elle diminue en avant du front de taille ($z = 1,5$ m). L'augmentation observée à l'arrière du front de taille est quasi uniforme et résulte vraisemblablement de la rigidité (théoriquement infinie) attribuée aux éléments simulant la présence du tunnel. Au front de taille, la contrainte diminue sur la surface excavée et subit une forte augmentation au niveau de l'extrados du tunnel. Ce résultat est difficile à interpréter ; il résulte probablement de la présence d'un point anguleux à l'interface entre le massif non excavé et le tunnel. La diminution de contrainte observée au front de taille, s'atténue devant le front et peut être considérée comme négligeable à une distance d'un diamètre par rapport au front (6 m).

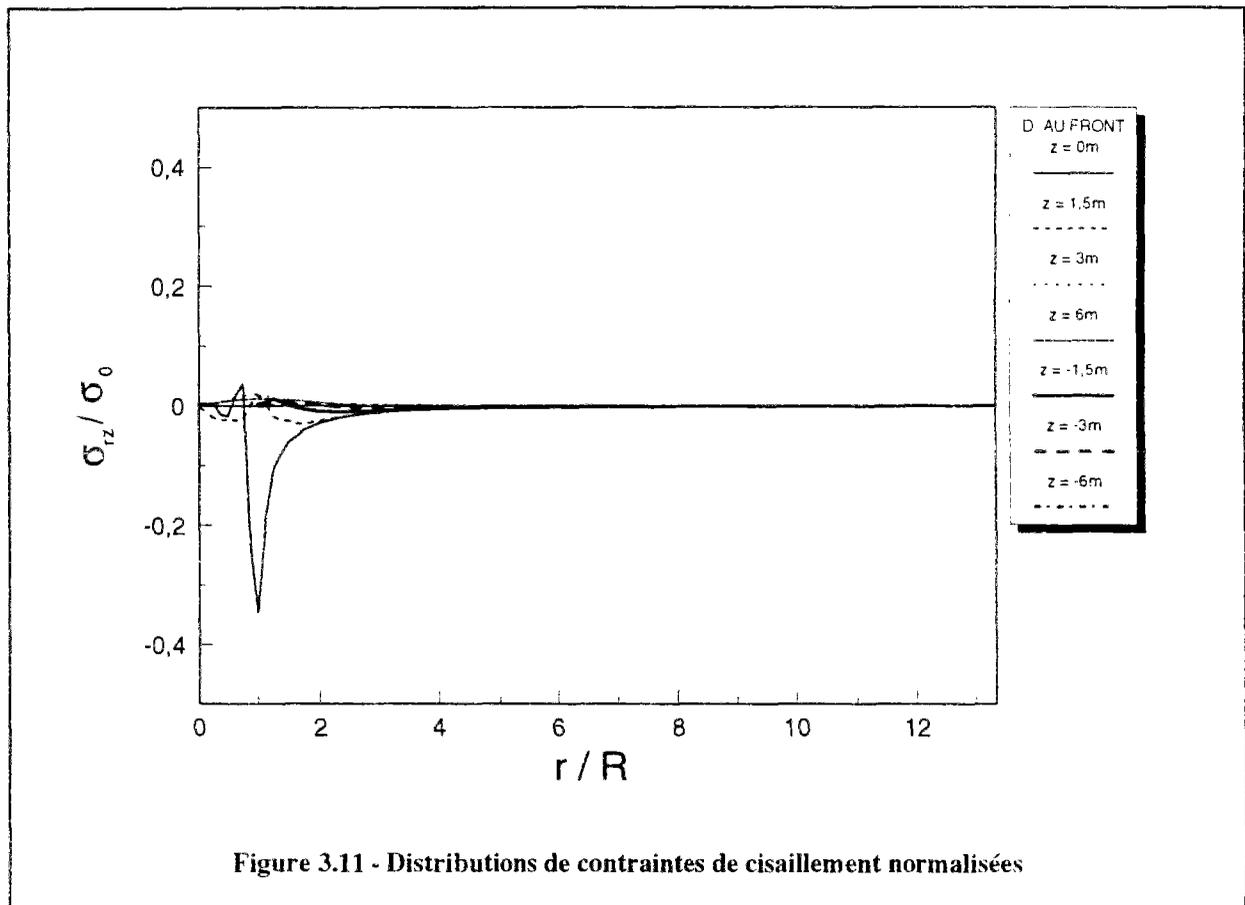
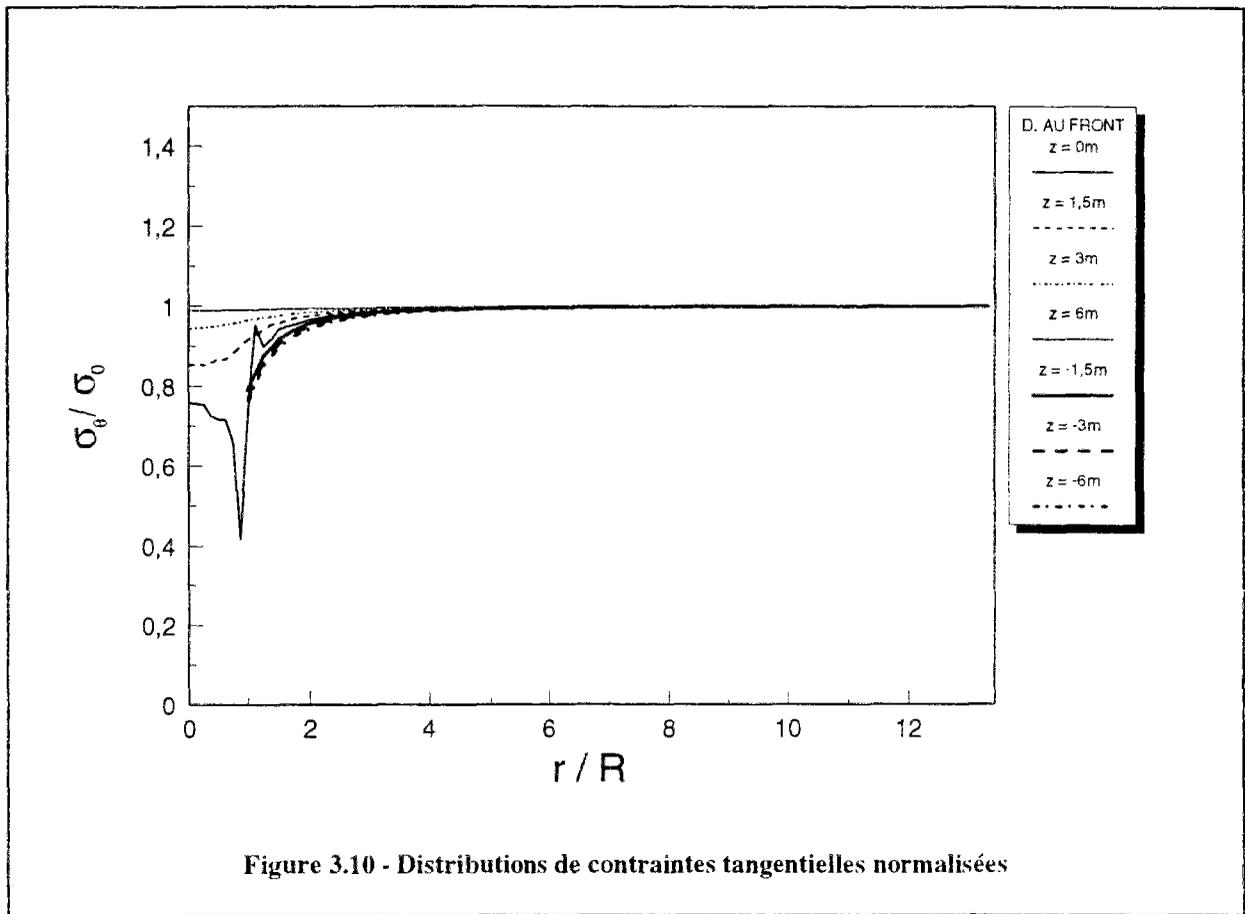
La contrainte axiale σ_z est peu affectée par le chargement (figure 3.9).





Les distributions obtenues pour la contrainte tangentielle σ_{θ} sont représentées sur la figure 3.10. On peut noter une diminution de contrainte, aussi bien à l'arrière qu'en avant du front de taille. La diminution observée à l'arrière du front de taille est uniforme sur toute la longueur du tunnel. La contrainte est minimale au front de taille ; on remarque de plus une variation importante de la valeur de la contrainte au niveau du bord extérieur de la galerie. Les distributions de contraintes tangentielles, calculées en avant du front de taille, sont analogues à celles obtenues pour la contrainte radiale (diminution des contraintes dans le noyau de sol situé devant le front sur une distance inférieure à un diamètre, i.e. $z < 6$ m). On peut également remarquer que le terrain ne semble pas subir de cisaillement important en dehors de la zone située au niveau du front de taille (figure 3.11).

On peut remarquer, d'un point de vue général, que la zone d'influence du creusement reste assez concentrée autour de la cavité. Les principales variations de contraintes sont observées sur une distance inférieure à un diamètre dans la direction longitudinale et à un diamètre et demi dans la direction transversale. Au front de taille, la distribution des contraintes est fortement perturbée par la singularité créée par la présence d'un point anguleux, à l'intersection de la périphérie du tunnel et du front de taille.



3.3.1.3.1.2 Influence de la pression appliquée au front de taille

a) Décompression ($0 < \Delta P < \sigma_0$)

Les figures 3.12 et 3.13 représentent les distributions des contraintes radiales obtenues à la dernière étape de calcul, au front de taille et à 1,5 m en avant du front ($z = 1,5$ m), pour les cinq valeurs de ΔP considérées. On peut remarquer que la décompression au front affecte en premier lieu la zone comprise entre le centre et le bord du tunnel. La contrainte décroît à mesure qu'on diminue ΔP ; elle est dans chaque cas minimale près du bord de la galerie. Au-delà du bord du tunnel, la contrainte ne semble pas être influencée par la décompression du front. L'augmentation observée à un rayon du centre, et qui atteint une fois et demie la valeur initiale quelle que soit la pression appliquée, affecte une zone assez limitée, ne dépassant pas un diamètre par rapport à l'axe du tunnel. A 1,5 m en avant du front, la contrainte radiale est moins sensible à la décompression qu'au niveau du front de taille, mais on observe toujours une diminution de contrainte à mesure que ΔP décroît. La contrainte atteint sa valeur initiale à un diamètre par rapport au centre du tunnel. La figure 3.14 représente l'état de contrainte à 3 m en avant du front. A partir de cette distance l'effet de la décompression du front sur la contrainte radiale est négligeable.

De même, à -1,5 m à l'arrière du front (figure 3.15), la décompression n'a aucun effet sur la contrainte radiale.

Les distributions de contraintes axiales sont représentées sur la figure 3.16. Elles semblent aussi n'être influencée que dans la zone du noyau à excaver par la décompression du front. On remarque que la contrainte décroît pratiquement de manière constante dans cette zone à mesure que ΔP diminue. A proximité du bord de la galerie, la contrainte subit une légère diminution suivie d'une forte augmentation. Au-delà du bord du tunnel la contrainte atteint rapidement sa valeur initiale et ne semble pas influencée par les variations de pressions au front. L'origine de l'augmentation obtenue sur le bord de la zone excavée peut être attribuée à la présence de la singularité à l'interface entre le tunnel et le massif excavé ou au blocage latéral des noeuds situés à la périphérie du tunnel. On constate également qu'à 1,5 m en avant du front, la contrainte axiale diminue dans le noyau en fonction de la décompression appliquée (figure 3.17). Cette diminution s'atténue à mesure qu'on s'éloigne du bord du tunnel

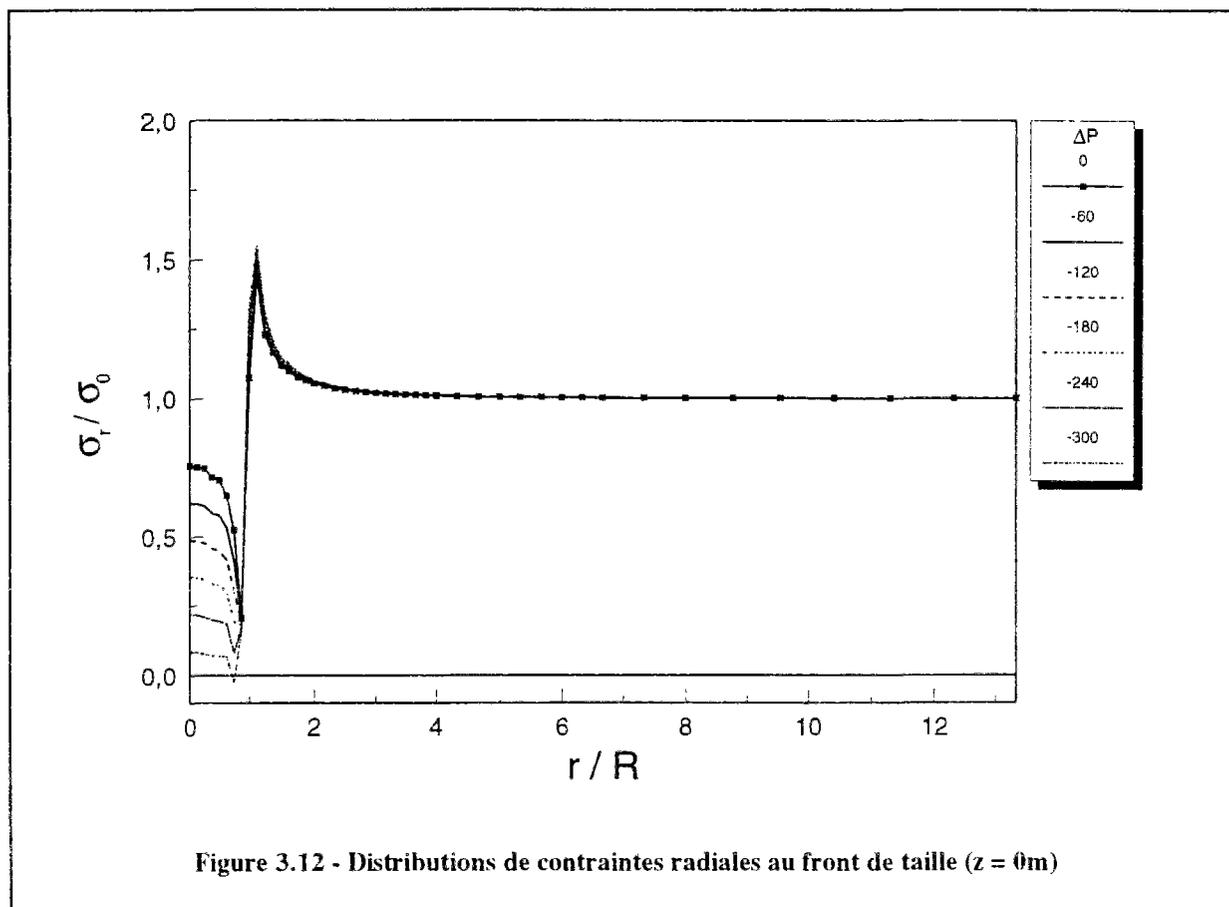


Figure 3.12 - Distributions de contraintes radiales au front de taille (z = 0m)

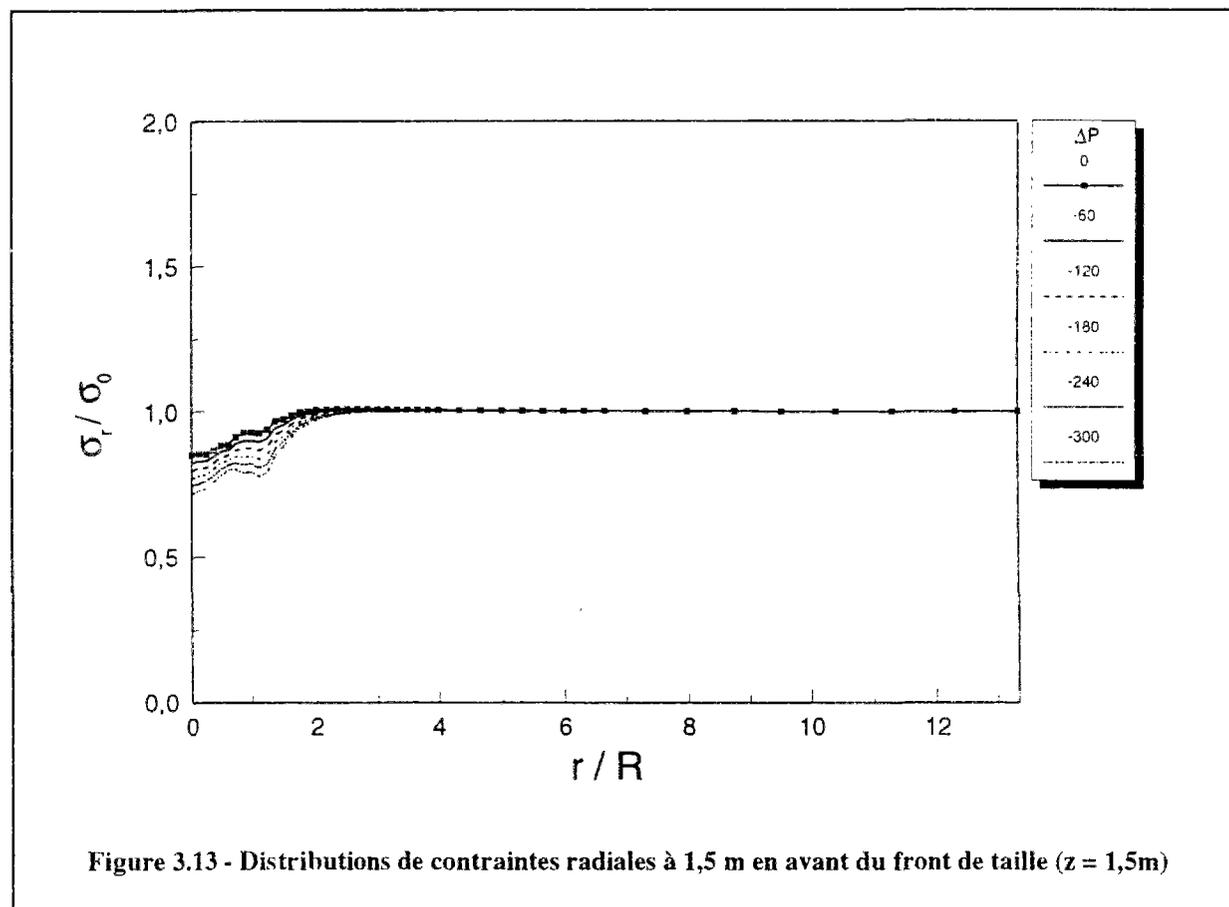
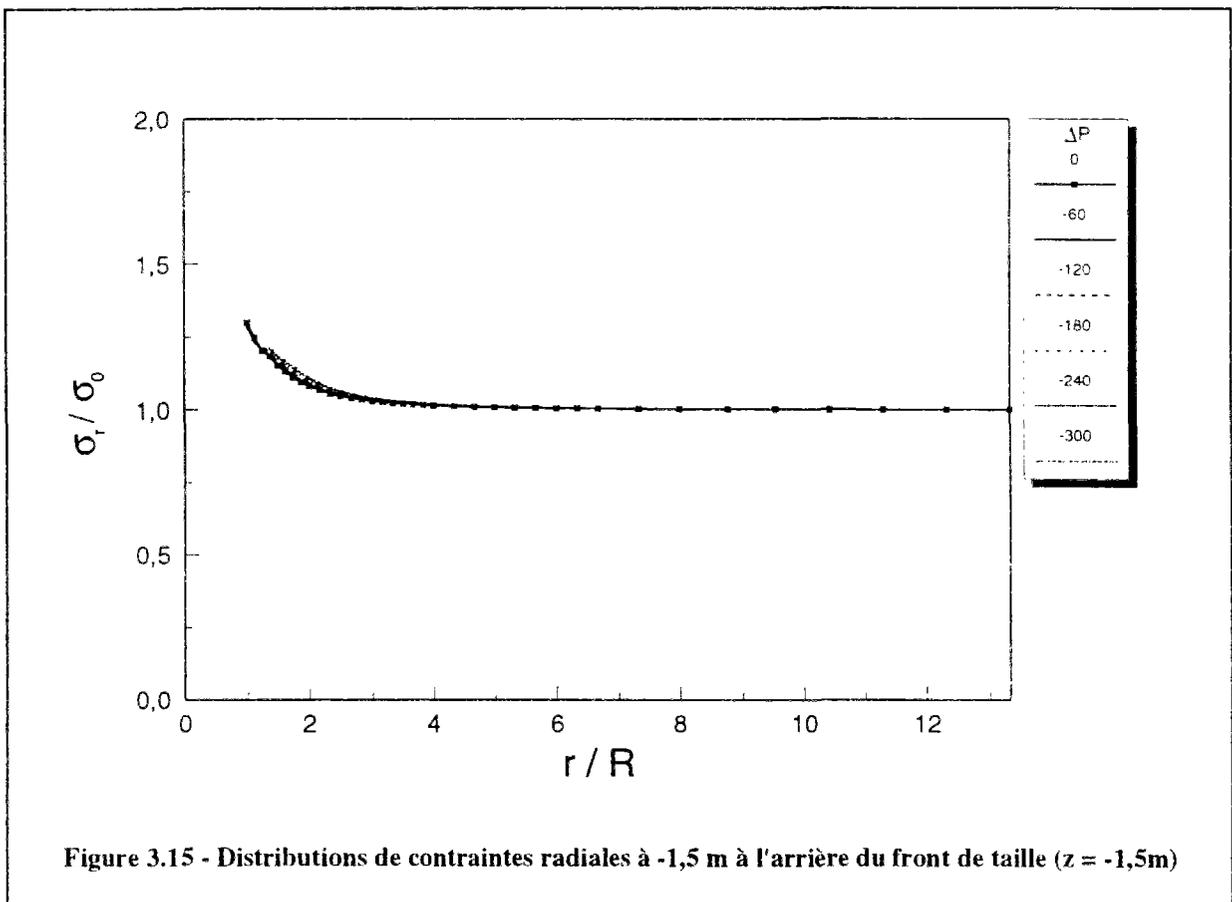
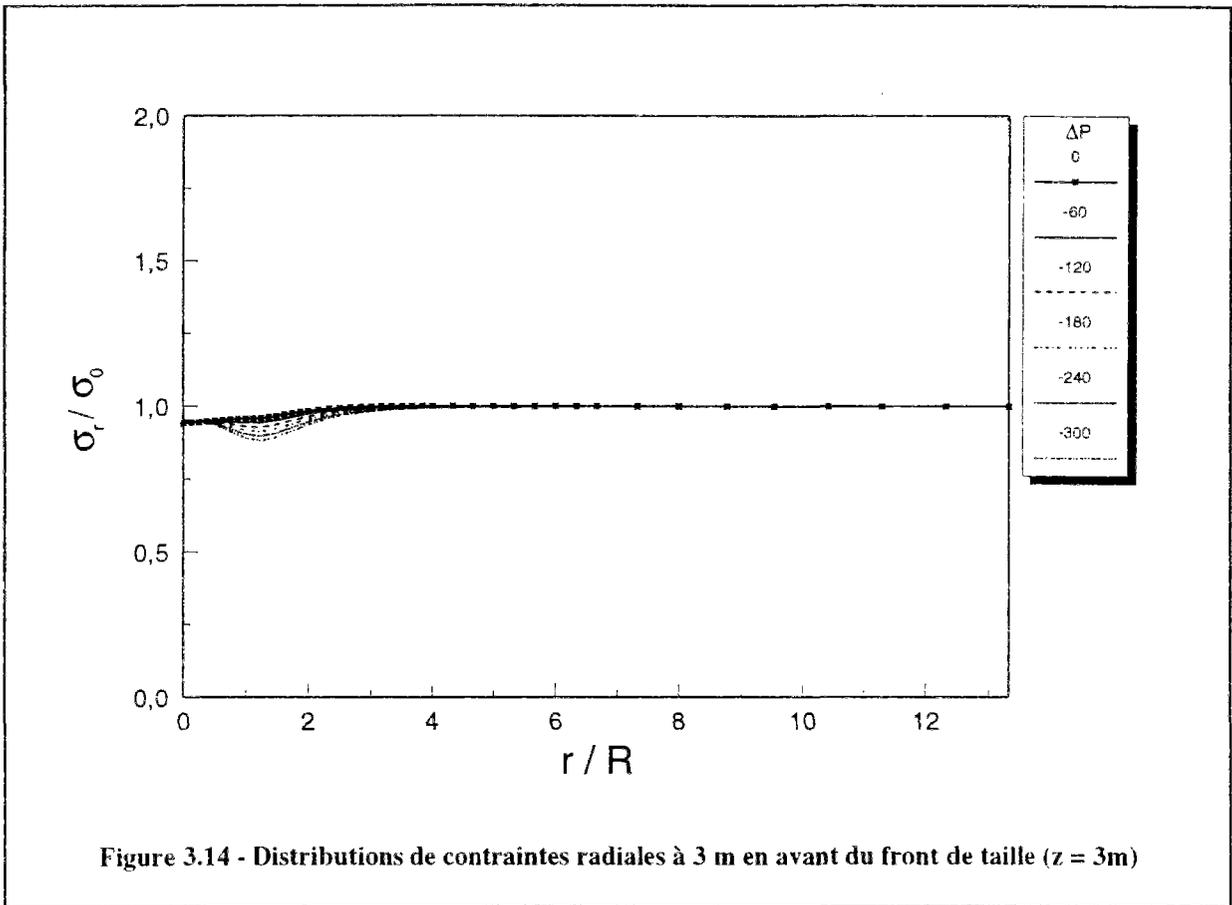
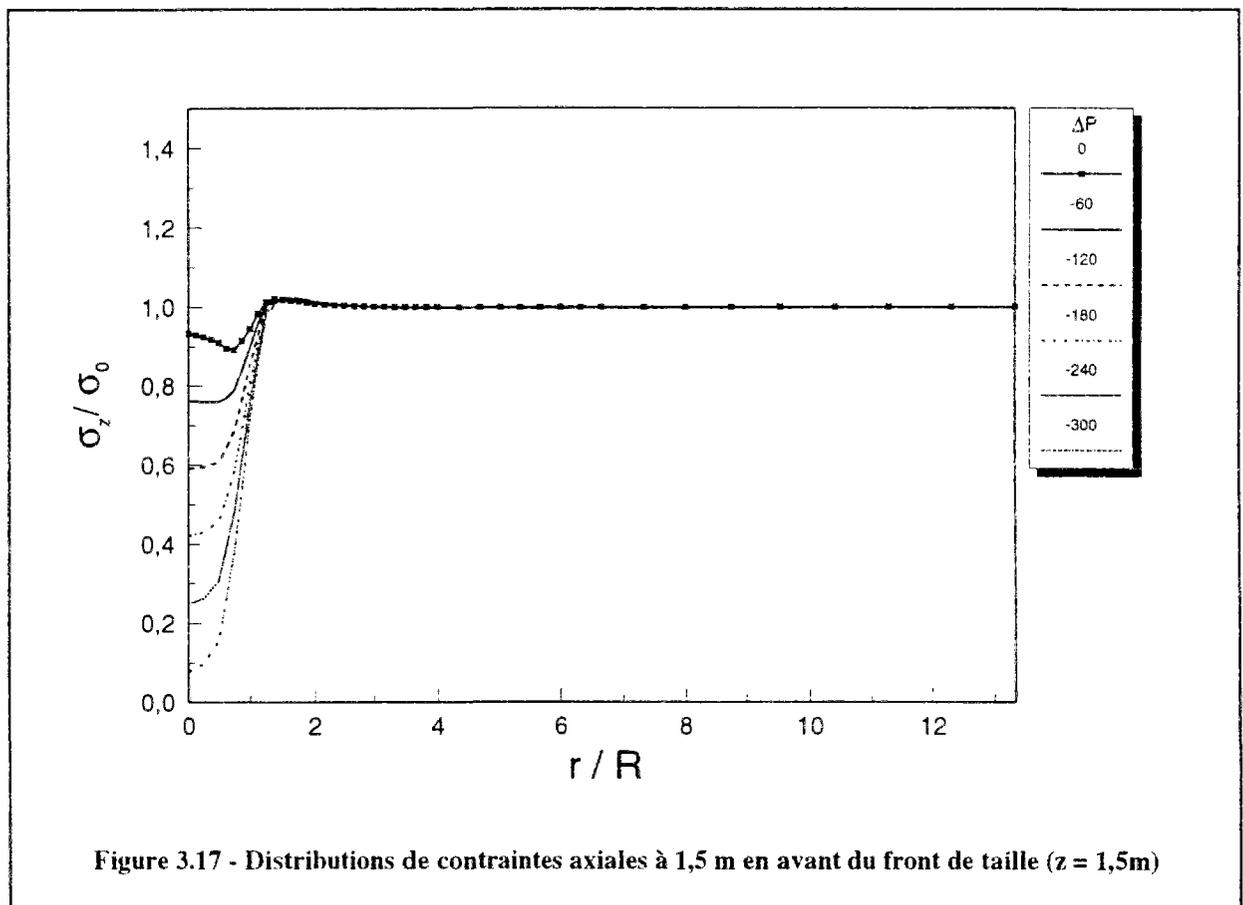
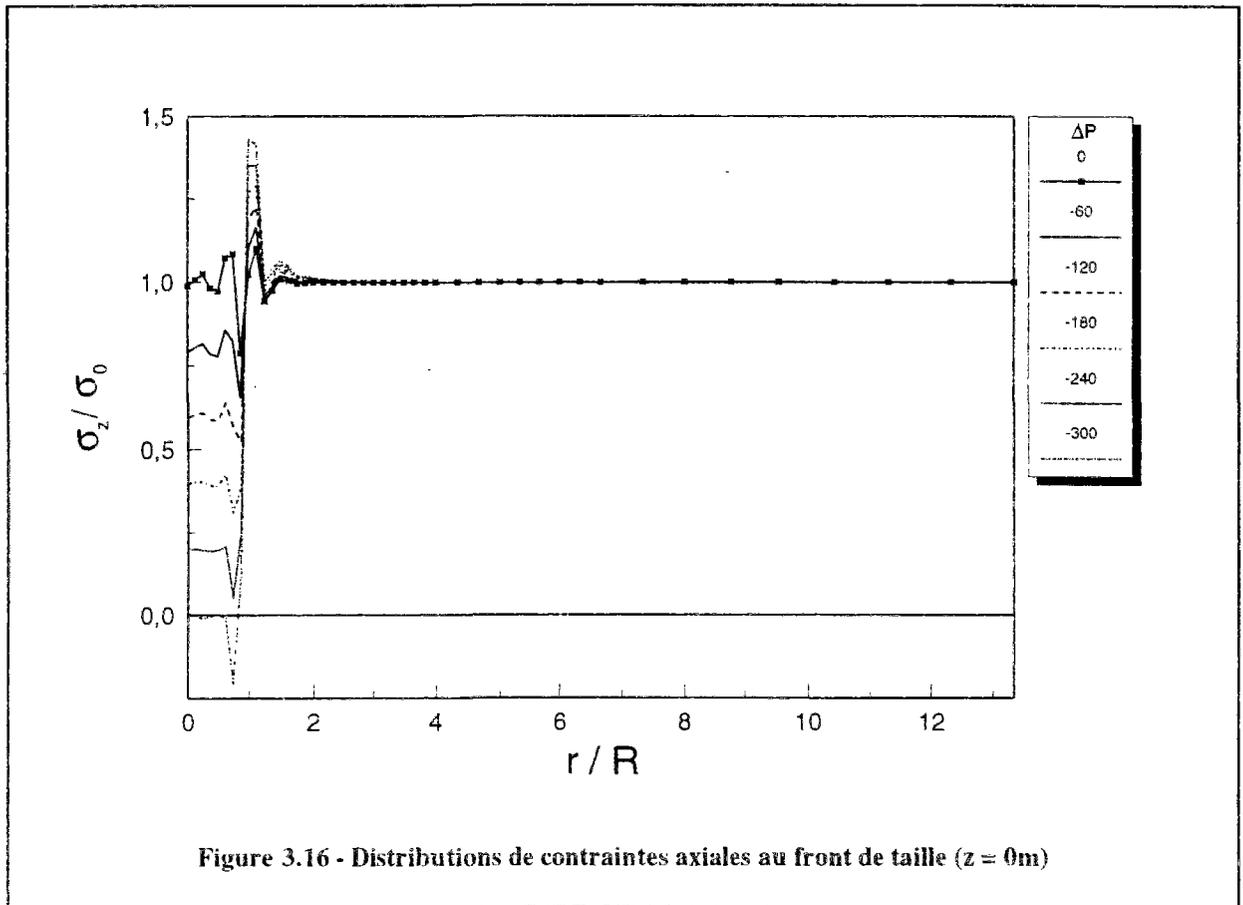


Figure 3.13 - Distributions de contraintes radiales à 1,5 m en avant du front de taille (z = 1,5m)





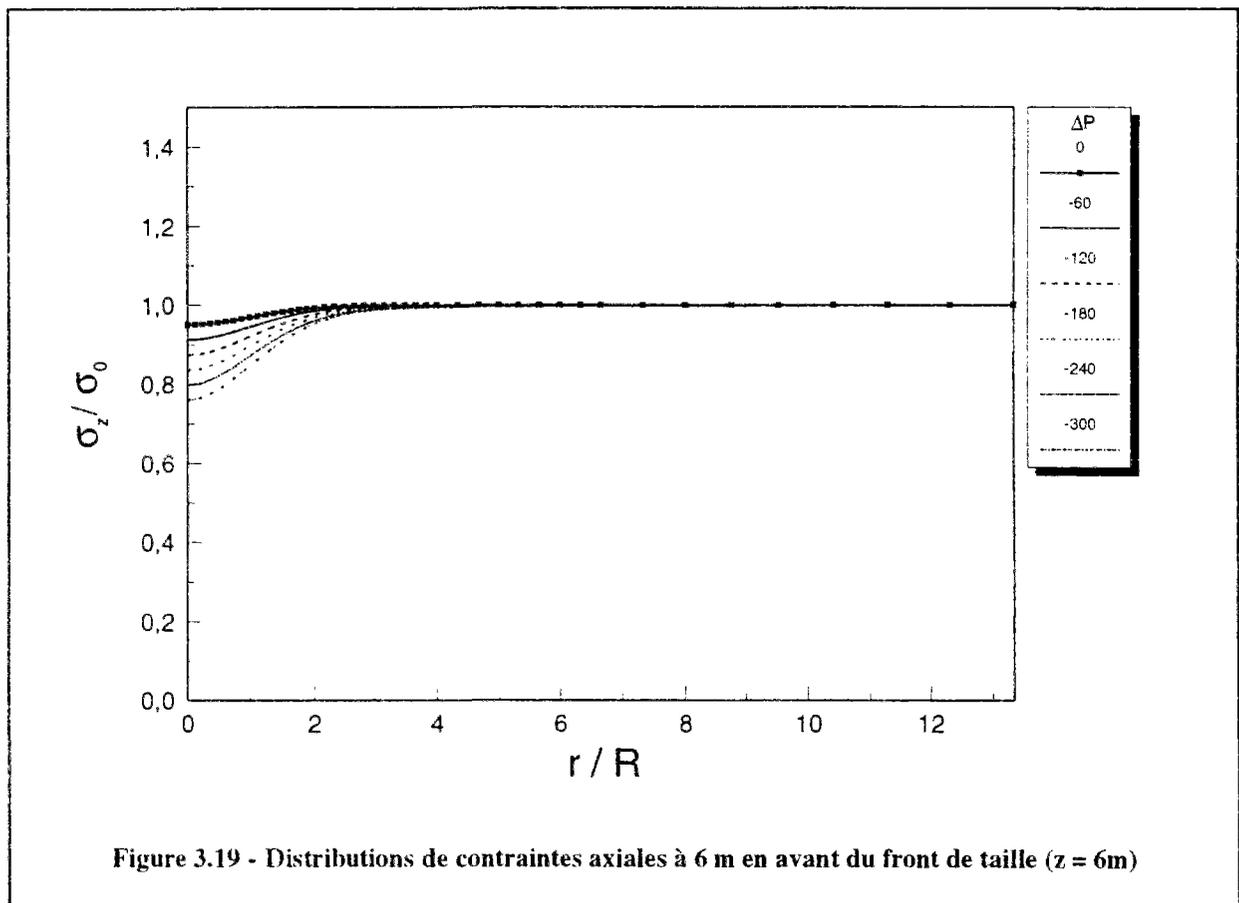
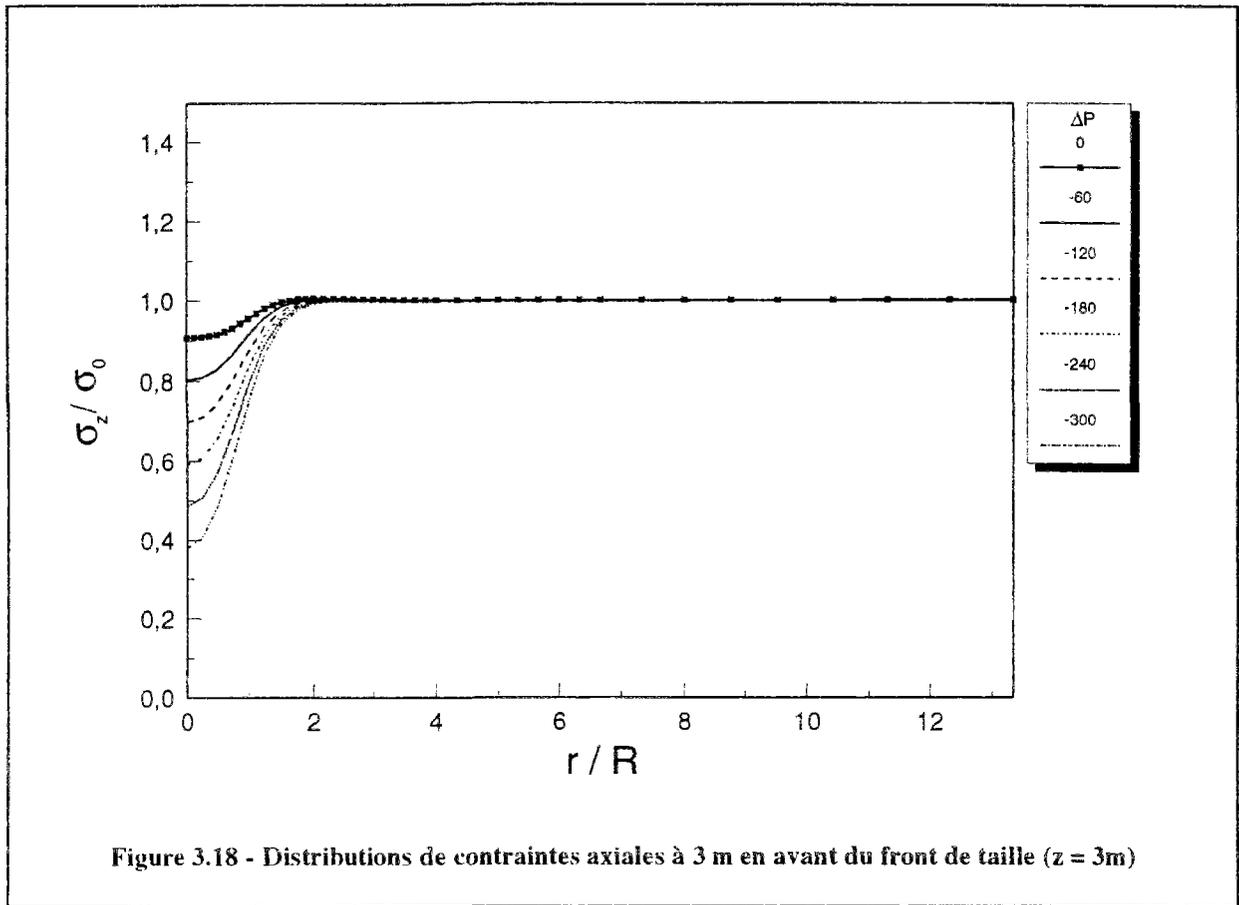
pour atteindre la valeur initiale à un rayon du centre. On observe le même phénomène à 3 m et 6 m en avant du front (figures 3.18 et 3.19), le phénomène peut être considéré comme pratiquement négligeable au-delà de 6 m.

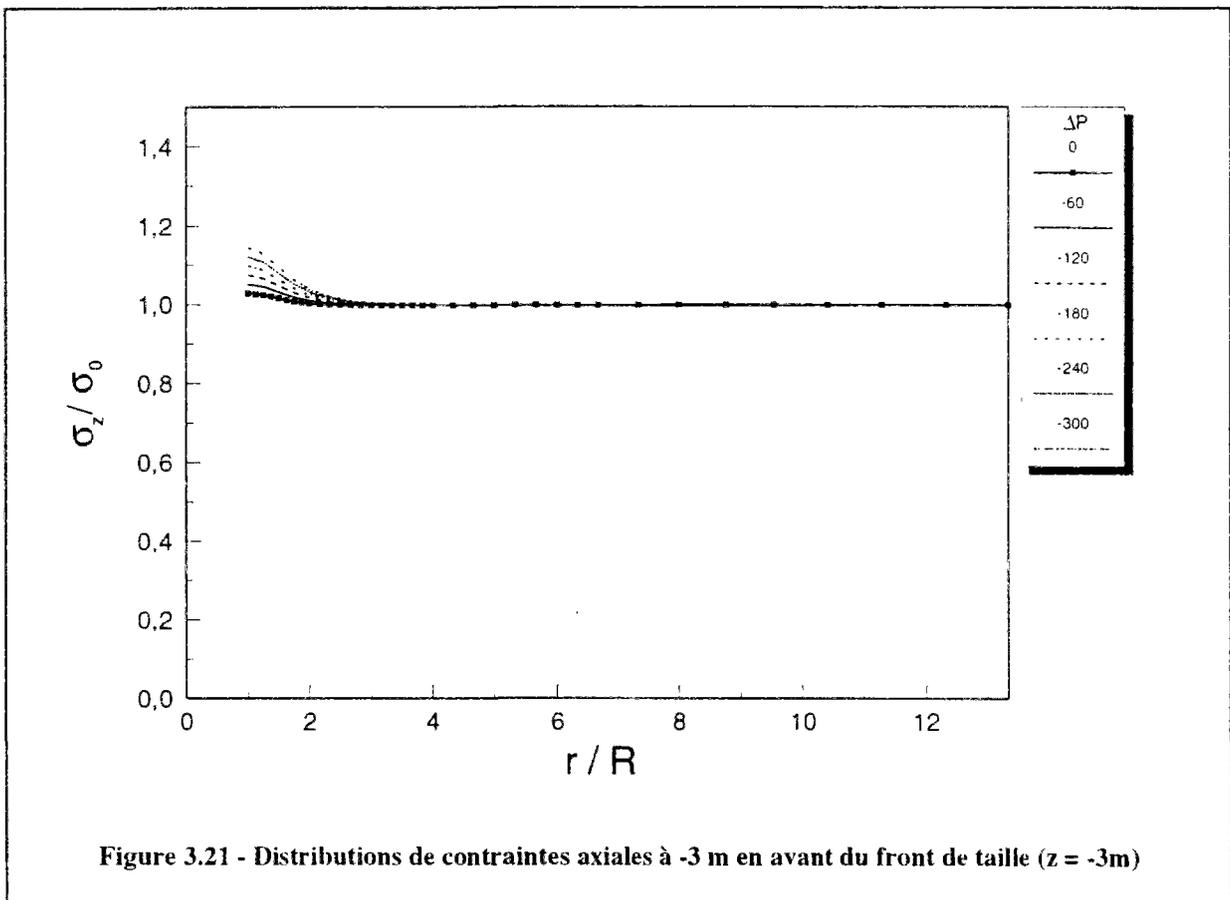
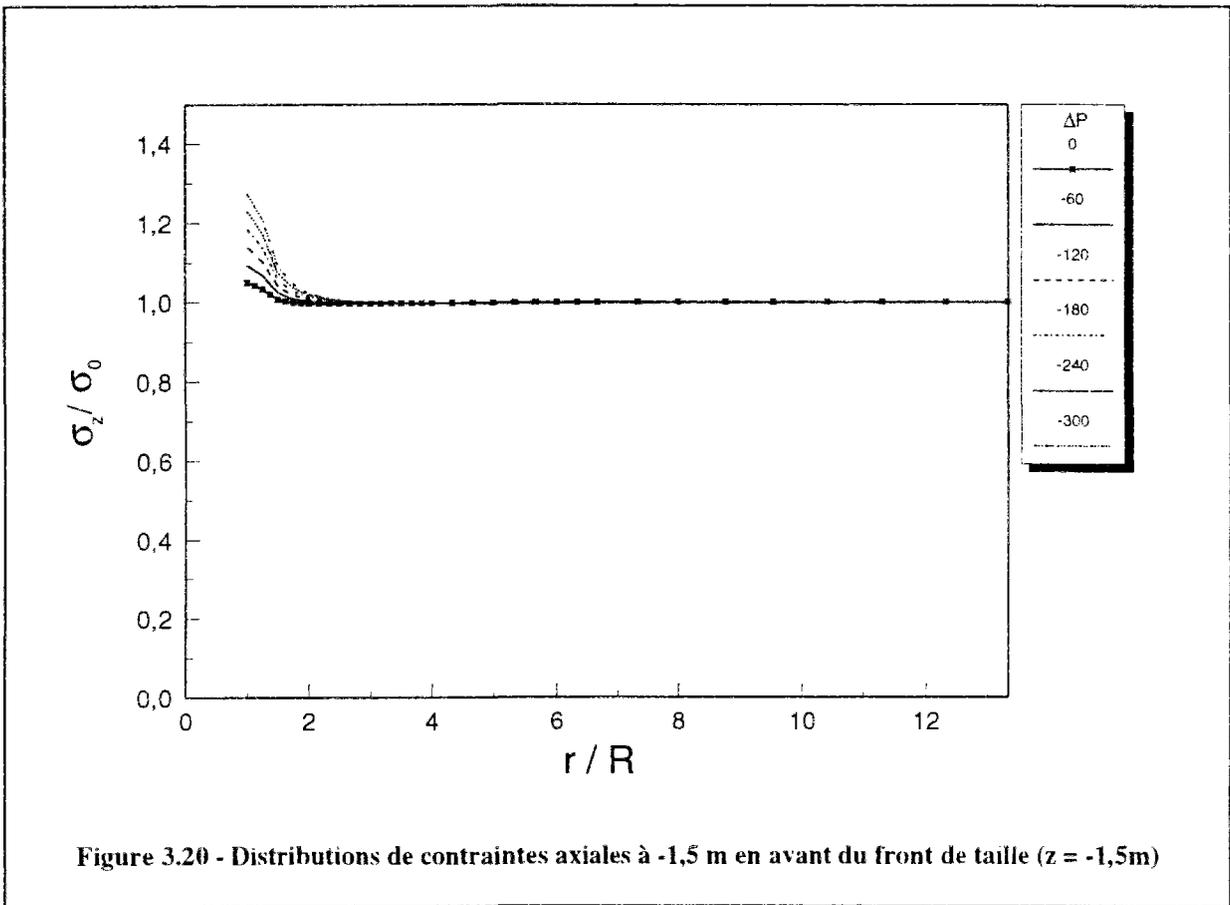
Les contraintes axiales à -1,5 m et -3 m à l'arrière du front sont représentées sur les figures 3.20 et 3.21. On peut noter que la décompression provoque une augmentation de contrainte axiale sur une distance de l'ordre d'un rayon à l'extrados de la galerie. Cet effet s'atténue à mesure qu'on s'éloigne du front, et on peut admettre qu'il est négligeable à -6 m du front.

Les distributions de contraintes tangentielles au front de taille sont analogues à celles obtenues pour la contrainte radiale (figure 3.22). On observe une diminution de la contrainte en fonction du ΔP appliqué et de la distance au centre. La zone intéressée se limite pratiquement au noyau à excaver. On note toutefois une augmentation de contrainte au niveau du bord du tunnel. Au-delà, la contrainte n'est pas sollicitée par la décompression. A 1,5 m du front (figure 3.23), on remarque toujours une diminution de la contrainte dans la zone du noyau, cependant moins prononcée que celle constatée au front de taille. Cette diminution atteint une valeur minimale au centre et s'annule à une distance d'un rayon. A 3 m du front on peut considérer que la contrainte radiale n'est pas influencée par la décompression (figure 3.24).

Sur la figure 3.25 (correspondant à $z = -1,5$ m), on peut remarquer que la décompression n'a aucun effet sur la distribution de contrainte tangentielle en arrière du front.

Les résultats obtenus pour la contrainte de cisaillement montrent qu'au front de taille celle-ci n'est affectée que sur une zone limitée, située à proximité du bord de la galerie (figure 3.26). Le cisaillement obtenu à la fin de la première étape de calcul ($\Delta P = 0$), conduit à l'apparition d'un cisaillement négatif dans le terrain. Celui-ci, est fonction de la décompression du terrain, a tendance à diminuer et à changer de signe pour les fortes valeurs de décompression. Il est difficile de déterminer l'origine de cette variation brusque de contrainte due aussi bien à la présence de la singularité constituée par le bord du front de taille qu'au blocage des noeuds. A 1,5 m en avant du front (figure 3.27), le cisaillement affecte une zone





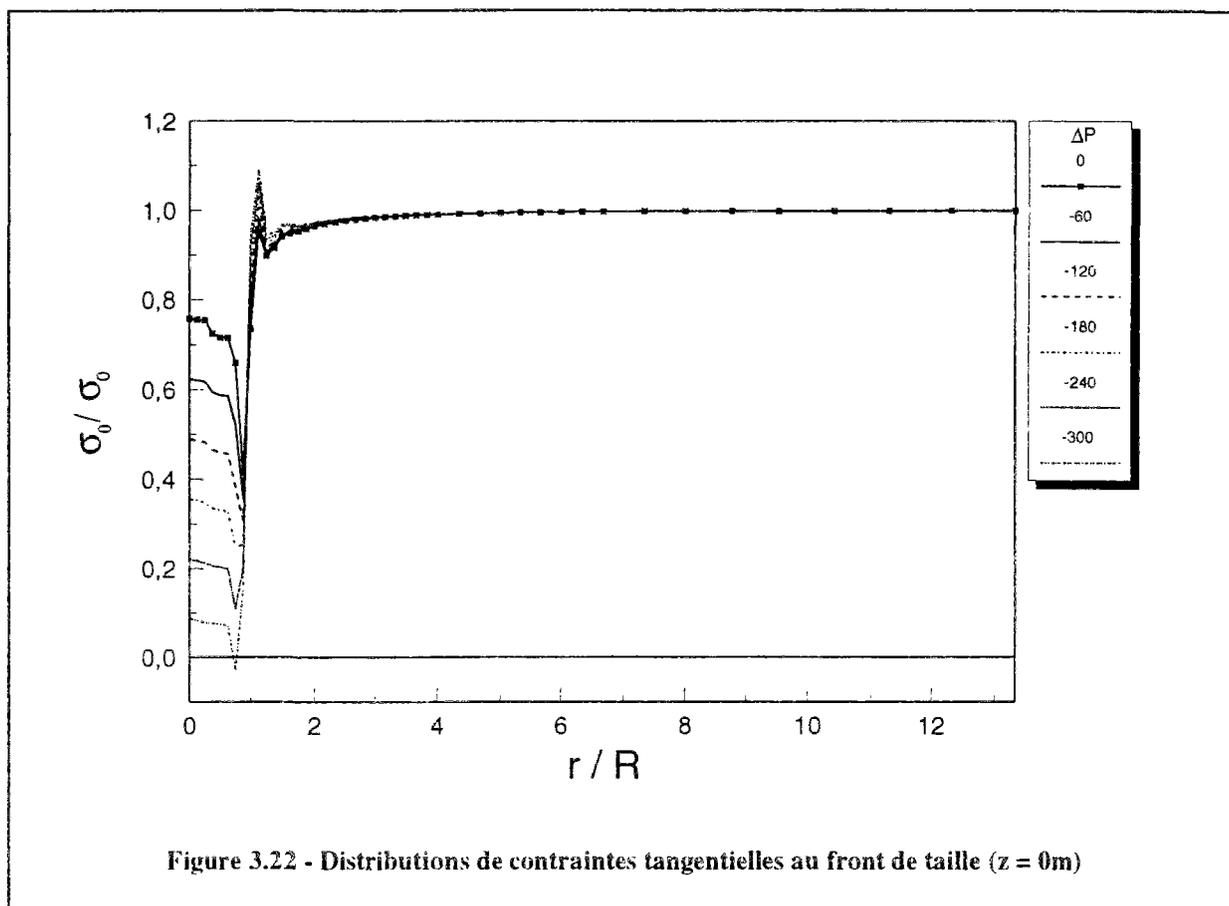


Figure 3.22 - Distributions de contraintes tangentielles au front de taille ($z = 0m$)

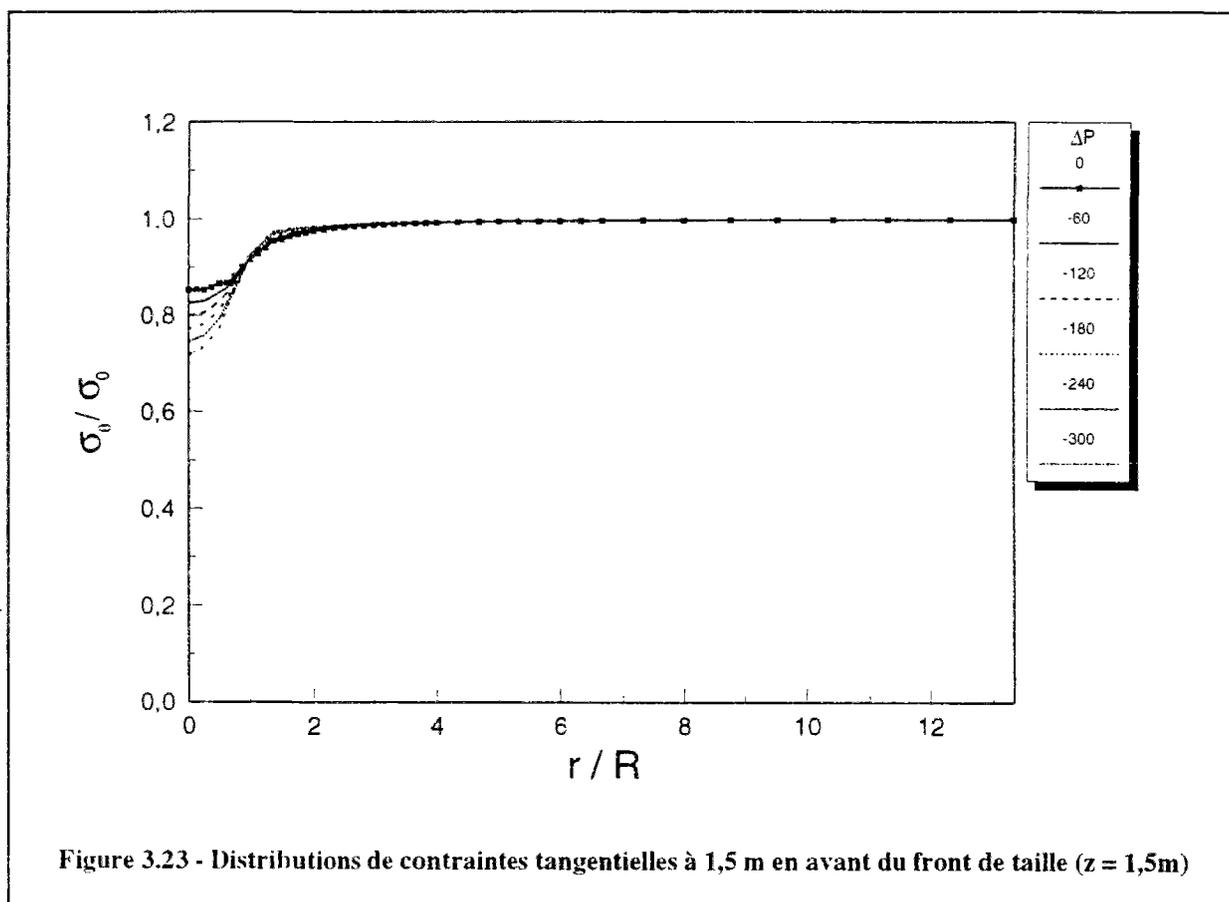
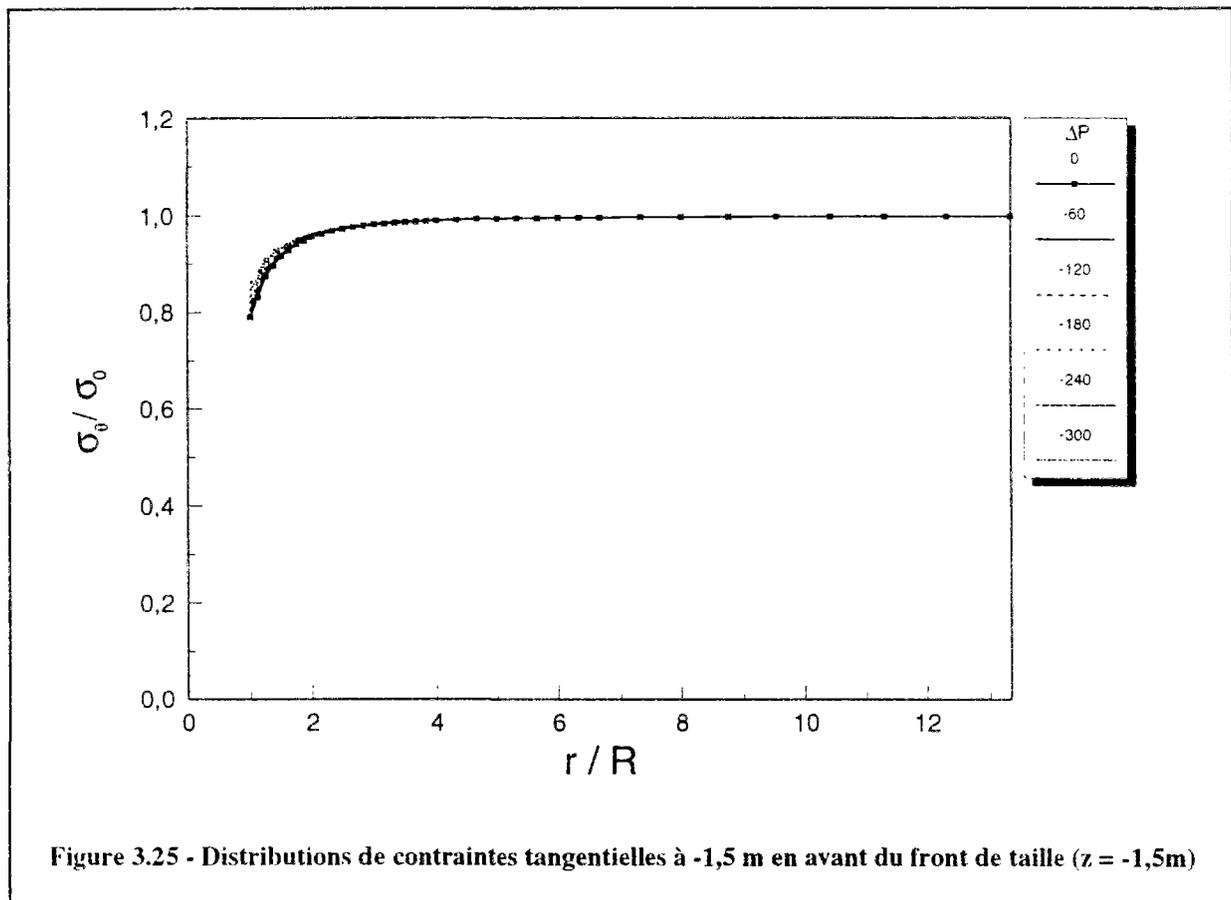
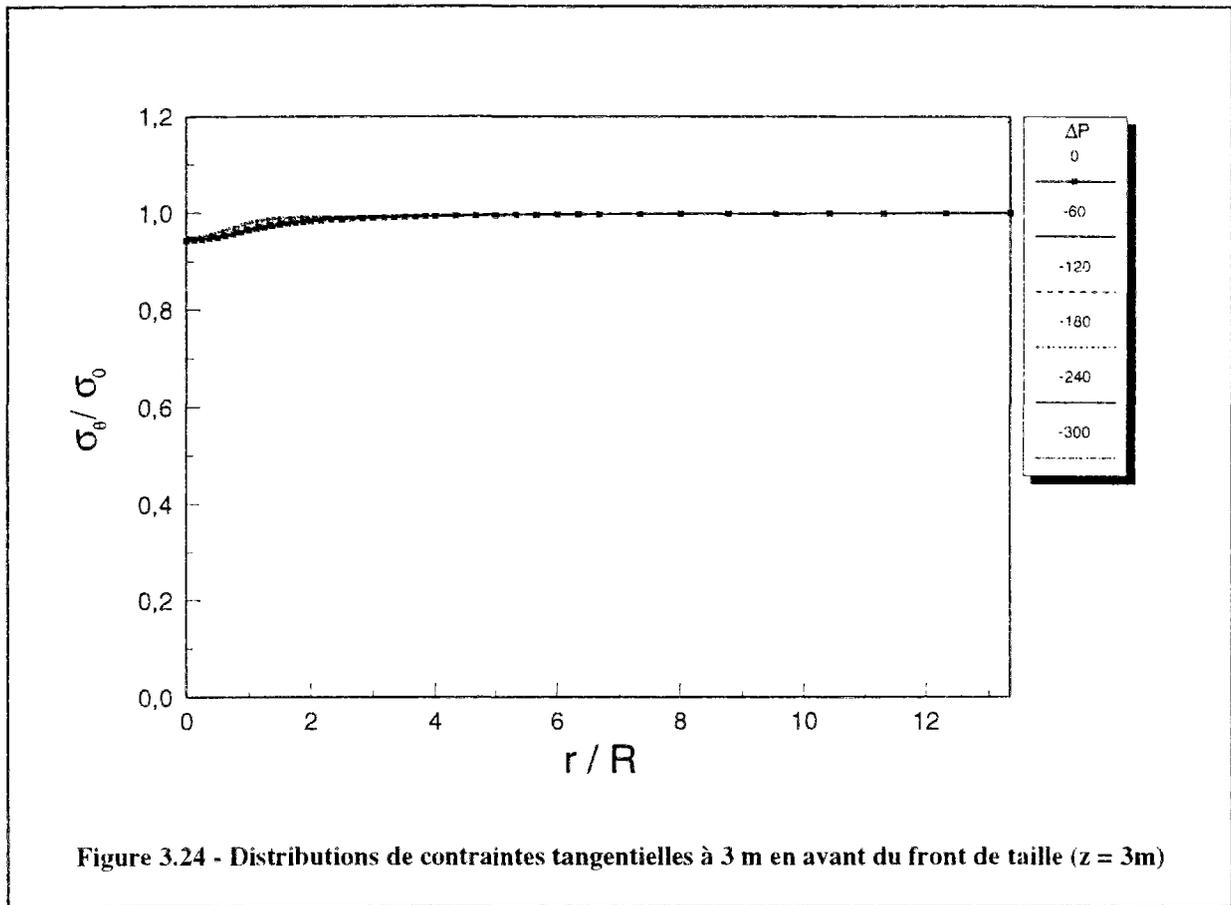


Figure 3.23 - Distributions de contraintes tangentielles à 1,5 m en avant du front de taille ($z = 1,5m$)



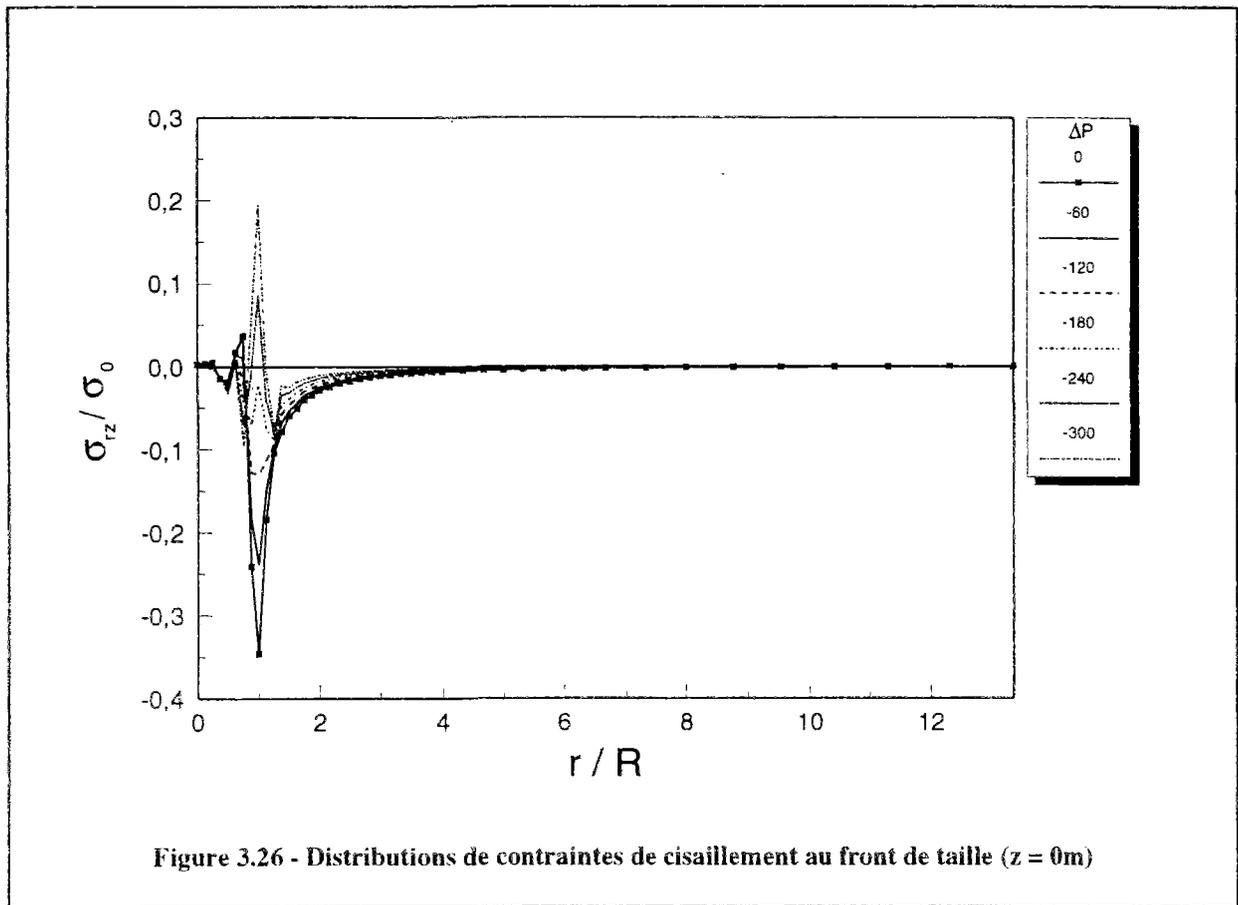


Figure 3.26 - Distributions de contraintes de cisaillement au front de taille ($z = 0m$)

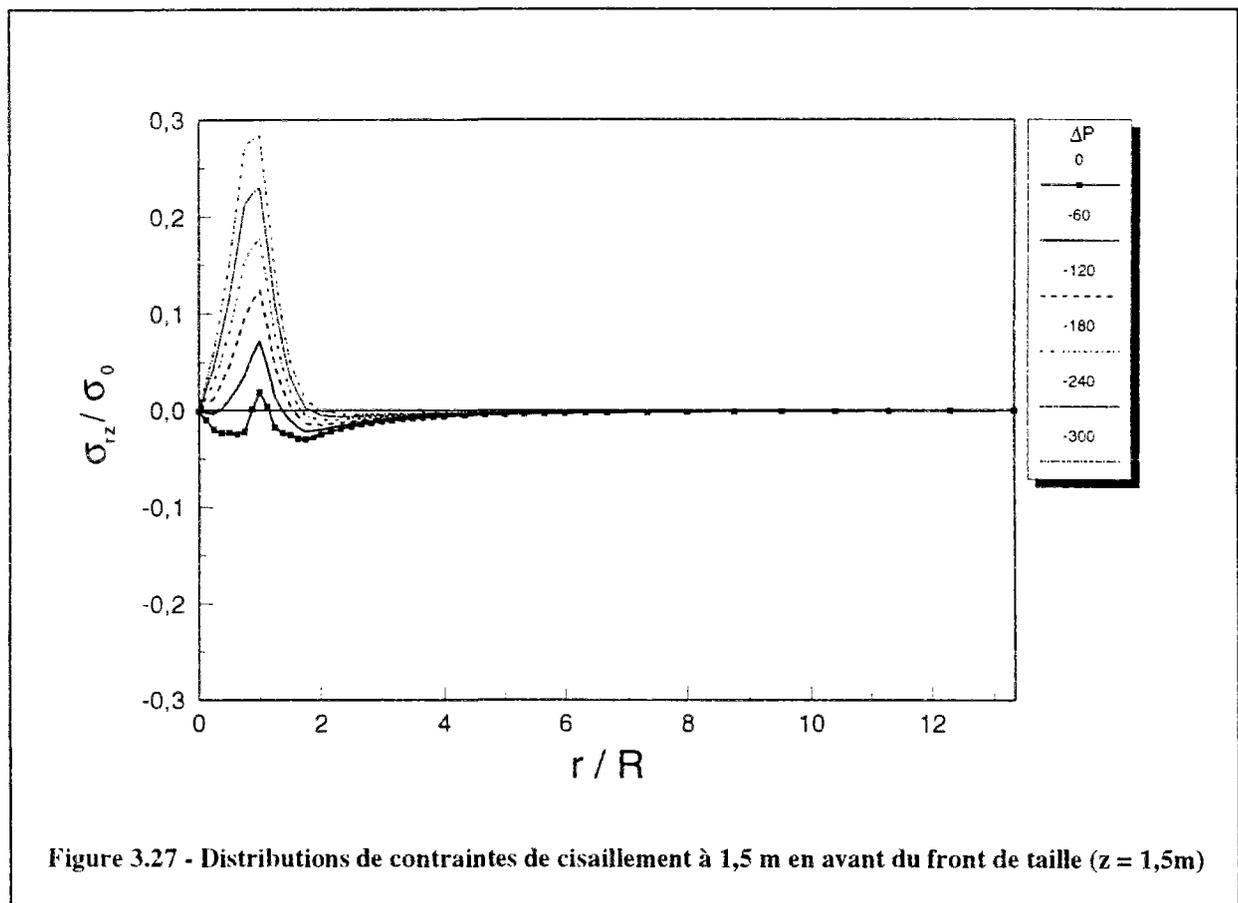
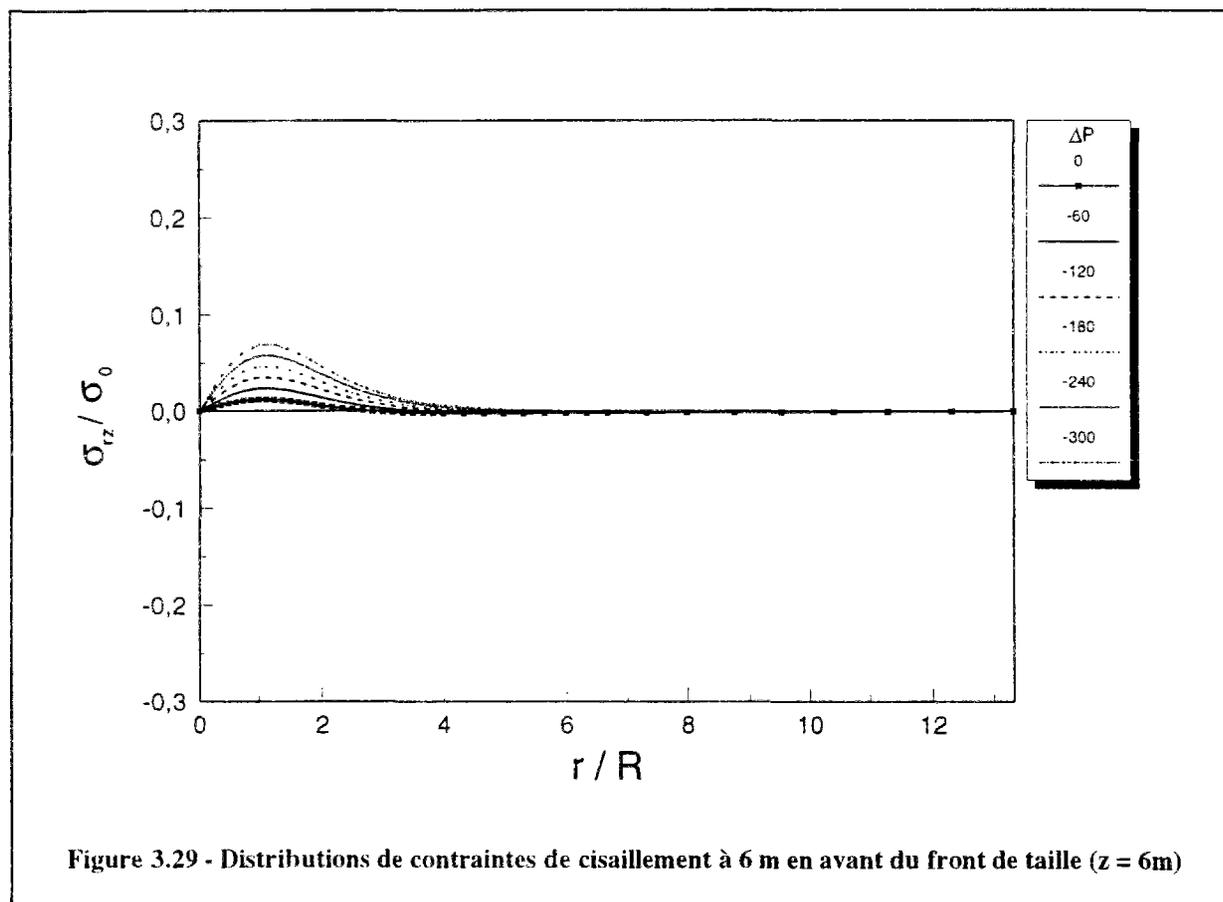
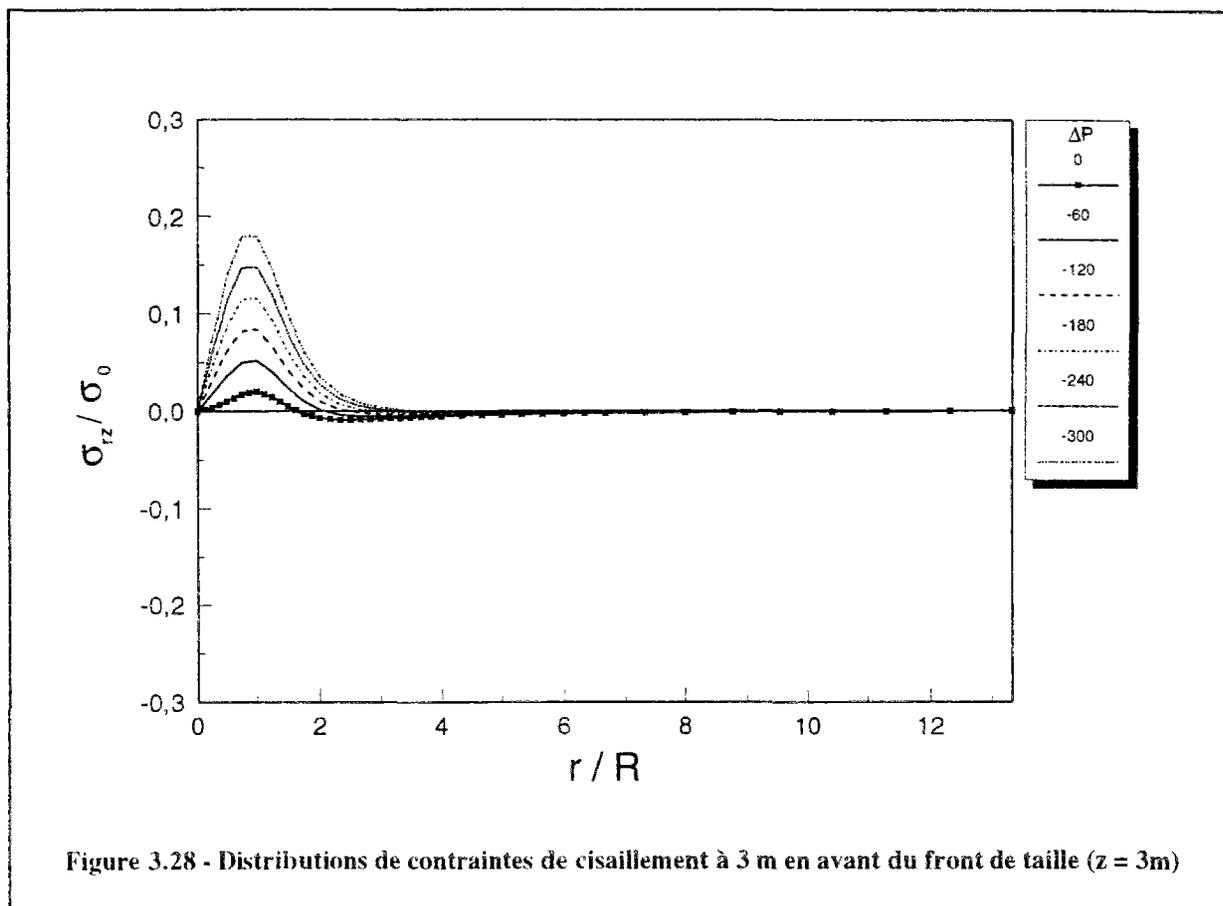


Figure 3.27 - Distributions de contraintes de cisaillement à 1,5 m en avant du front de taille ($z = 1,5m$)

plus large dans le terrain, qui est d'autant plus importante que la pression diminue. La valeur maximale est située à un rayon du centre du tunnel. Les figures 3.28 et 3.29 représentent les distributions de contraintes à 3 m et 6 m en avant du front. On peut remarquer que malgré la diminution des valeurs maximales l'étendue de la zone d'influence de la décompression a tendance à s'élargir. A 6 m elle s'étend pratiquement jusqu'à une distance de deux diamètres.

A -1,5 m derrière le front, la contrainte de cisaillement subit une légère augmentation qui disparaît rapidement à un rayon au-dessus du tunnel (figure 3.30). On peut également remarquer qu'à -3 m derrière le front (figure 3.31), cet effet est beaucoup moins ressenti et peut être considéré comme négligeable.

Les distributions de déplacement radial au front de taille et à 1,5m en avant du front sont représentées sur les figures 3.32 et 3.33. Sur ces figures un signe positif désigne un soulèvement et un signe négatif une convergence. Au front de taille, le terrain situé dans la zone d'excavation a tendance à se soulever avec une valeur maximale près du bord du tunnel lorsqu'on laisse le terrain se décompresser. Le soulèvement est amplifié par une augmentation du ΔP . Le déplacement est nul sur le bord en raison de la condition aux limites appliquée. Au-dessus du tunnel, on remarque un léger tassement ; ce tassement augmente avec la distance radiale à l'axe du tunnel. Le déplacement à 1,5 m du front de taille converge vers la galerie, aussi bien dans le noyau à excaver qu'à l'extérieur du tunnel. La convergence maximale se situe dans la zone d'excavation près du bord du tunnel et diminue très rapidement à l'extérieur du tunnel. Le déplacement radial à 3 m et 6 m du front a la même allure que celui obtenue à 1,5 m (figures 3.34 et 3.35). Néanmoins, on observe que la convergence du terrain s'amplifie à l'extérieur du tunnel tandis qu'elle diminue dans le noyau à excaver. A l'extérieur du tunnel, la convergence est plus importante en avant du front, ce qui pourrait s'expliquer par la présence du revêtement rigide au niveau de la galerie.



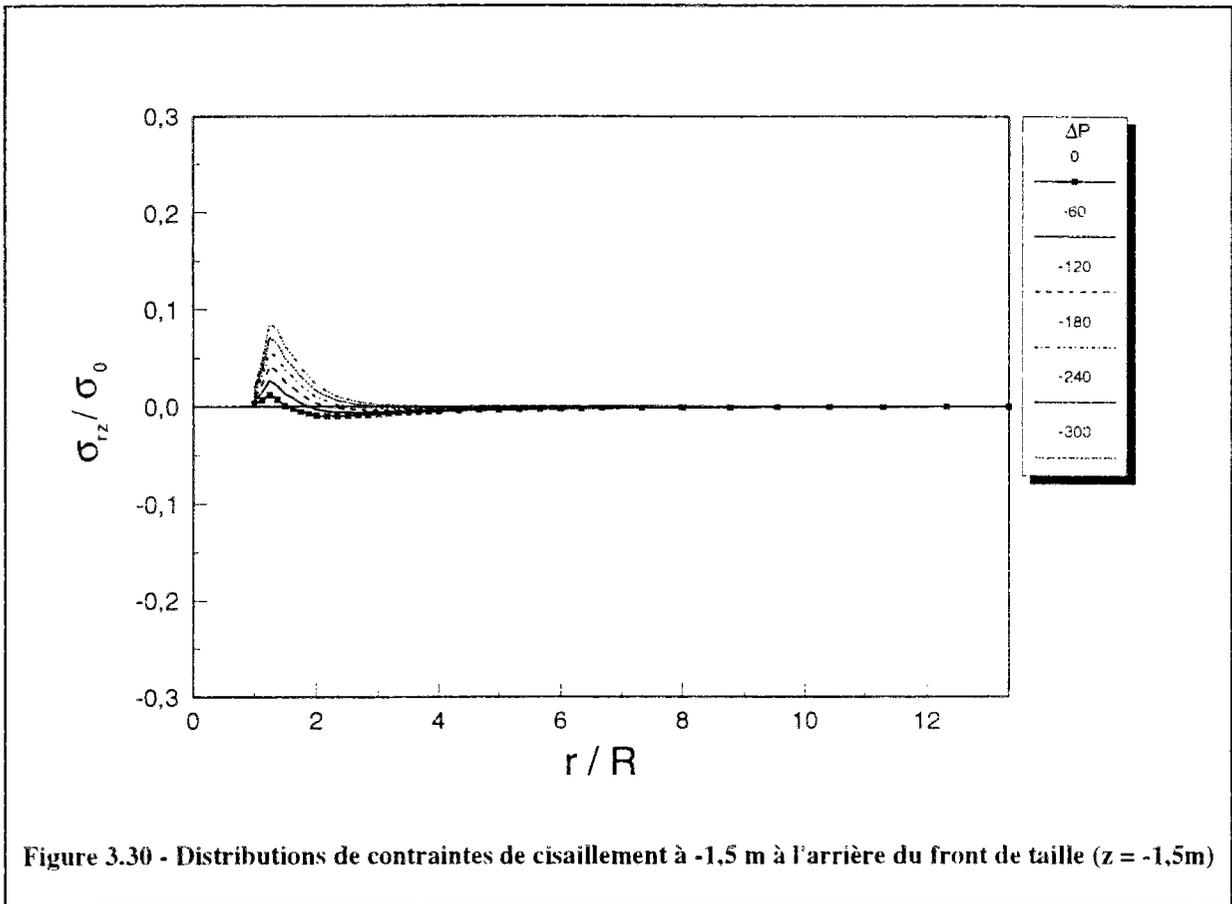


Figure 3.30 - Distributions de contraintes de cisaillement à -1,5 m à l'arrière du front de taille ($z = -1,5$ m)

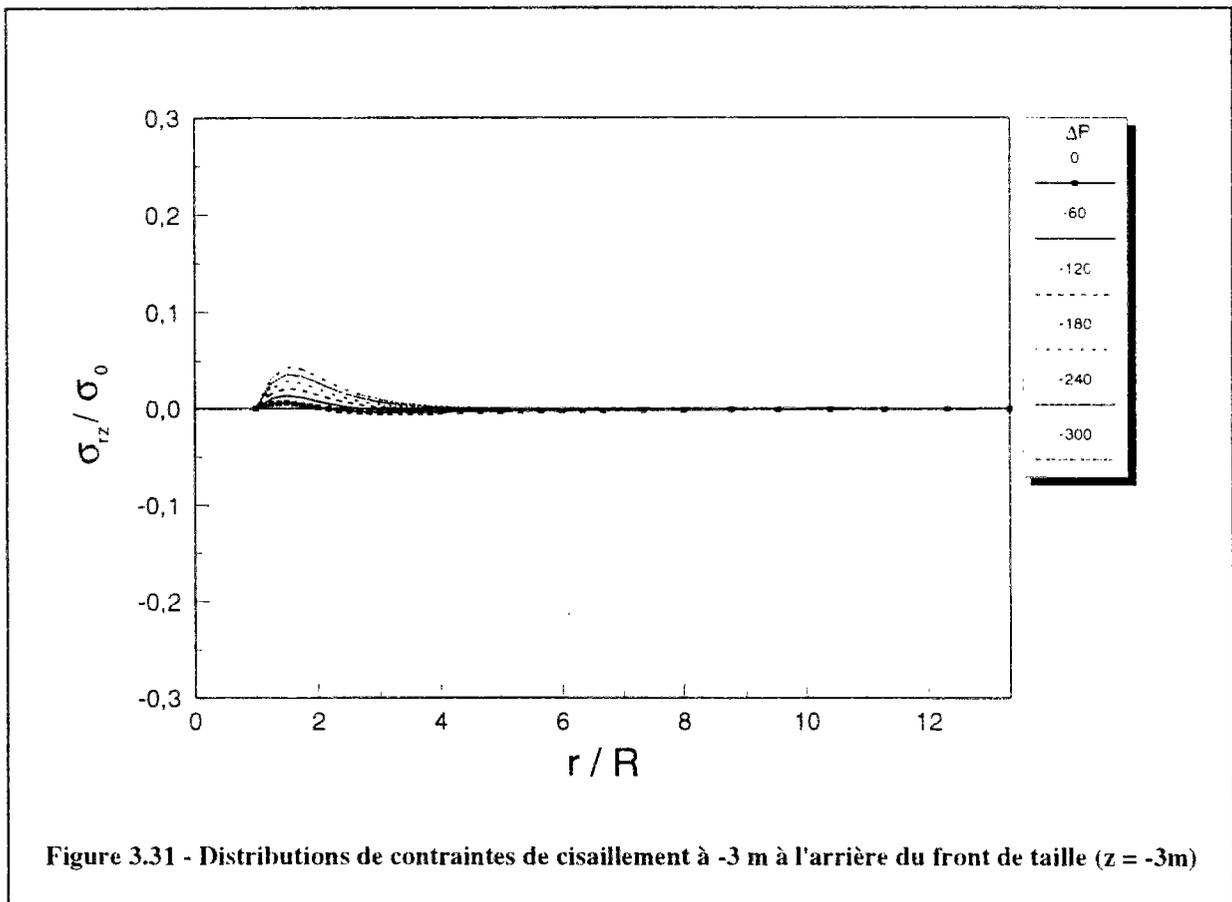
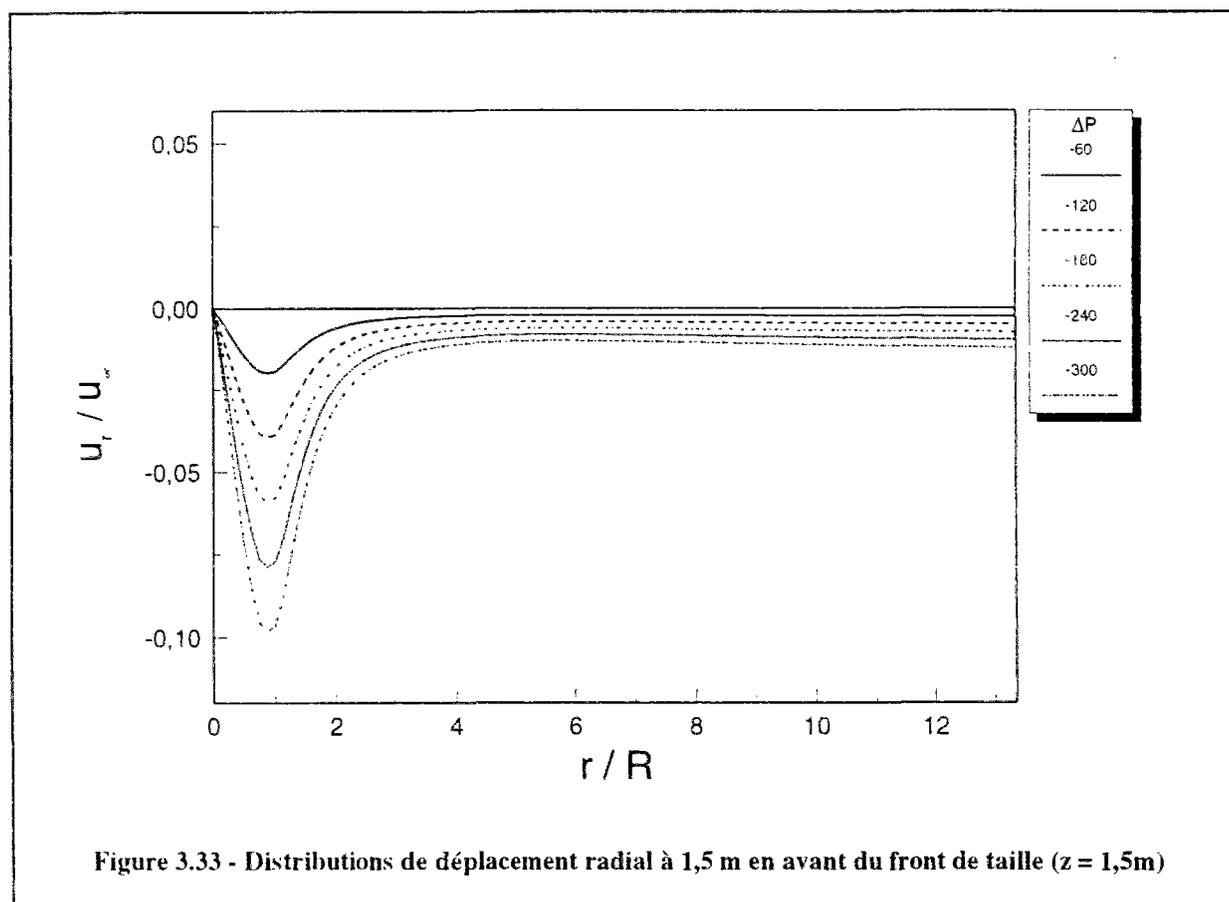
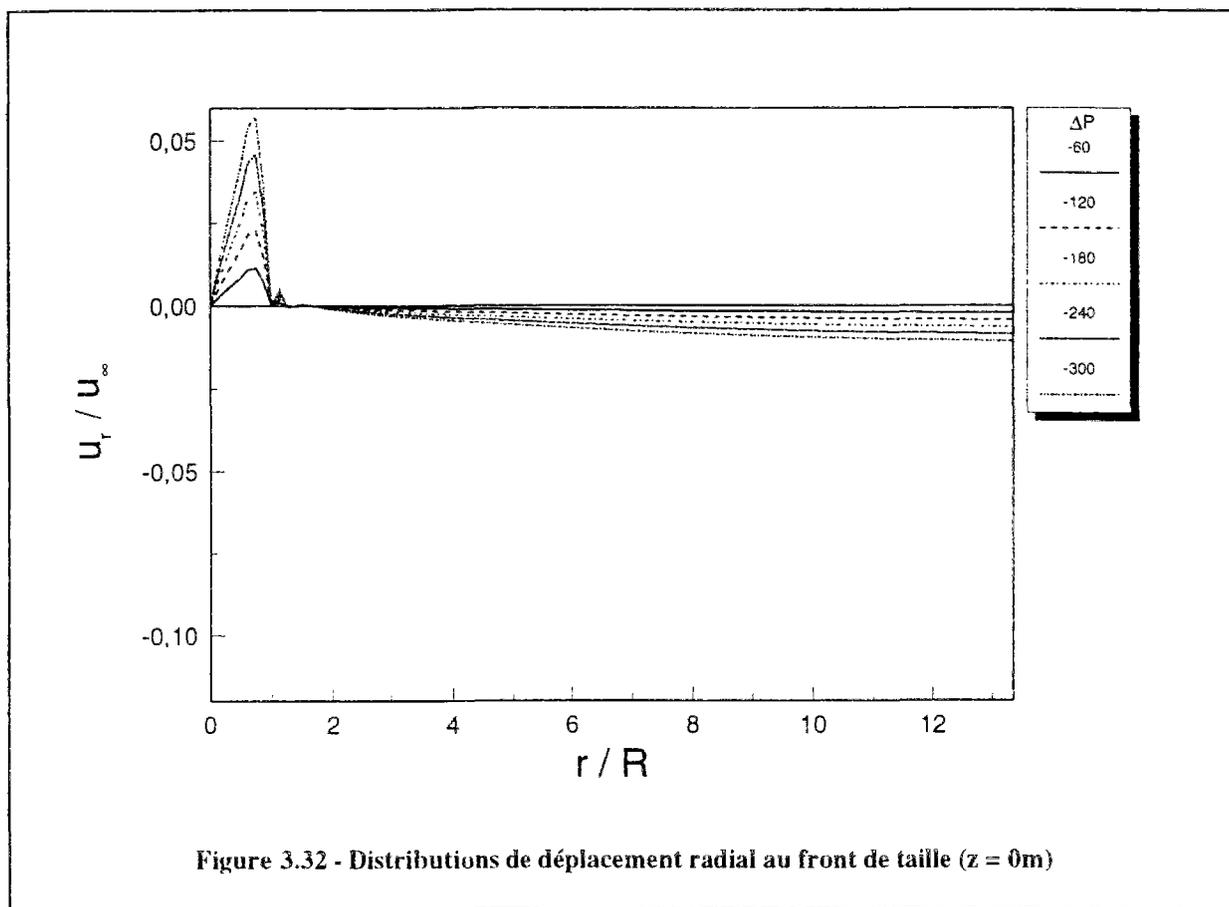


Figure 3.31 - Distributions de contraintes de cisaillement à -3 m à l'arrière du front de taille ($z = -3$ m)



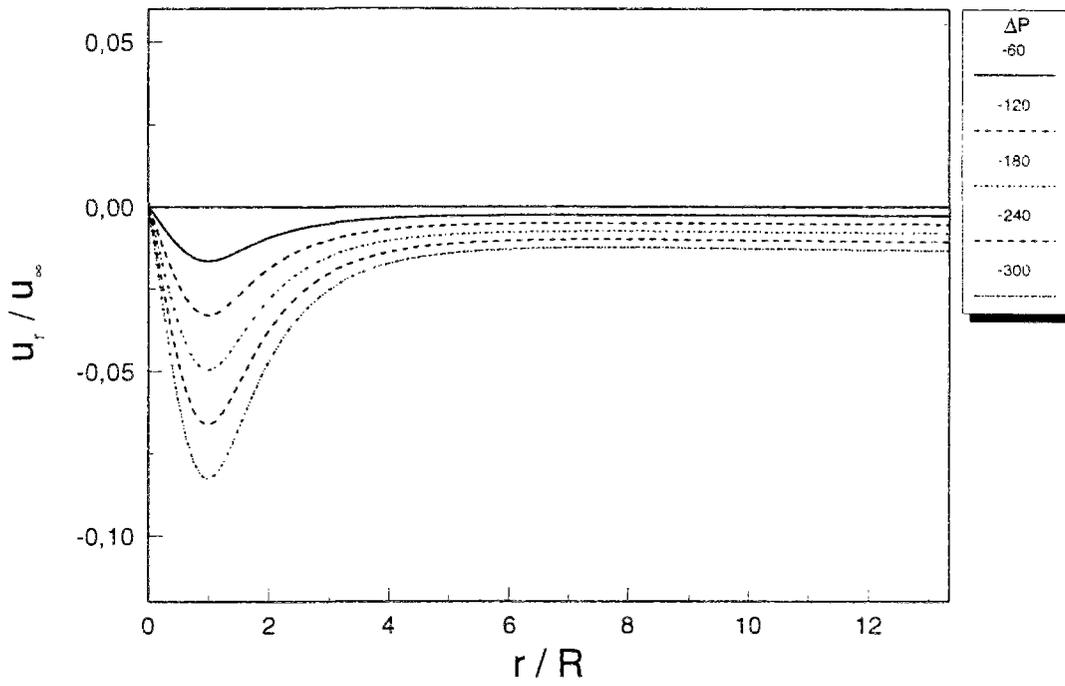


Figure 3.34 - Distributions de déplacement radial à 3 m en avant du front de taille ($z = 3m$)

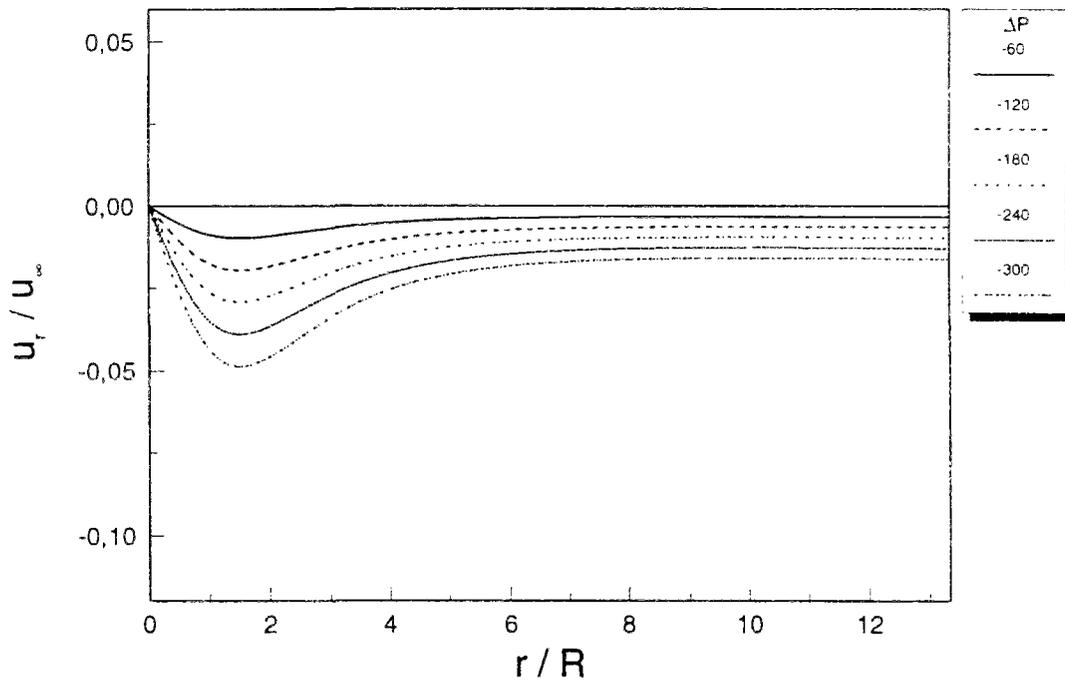
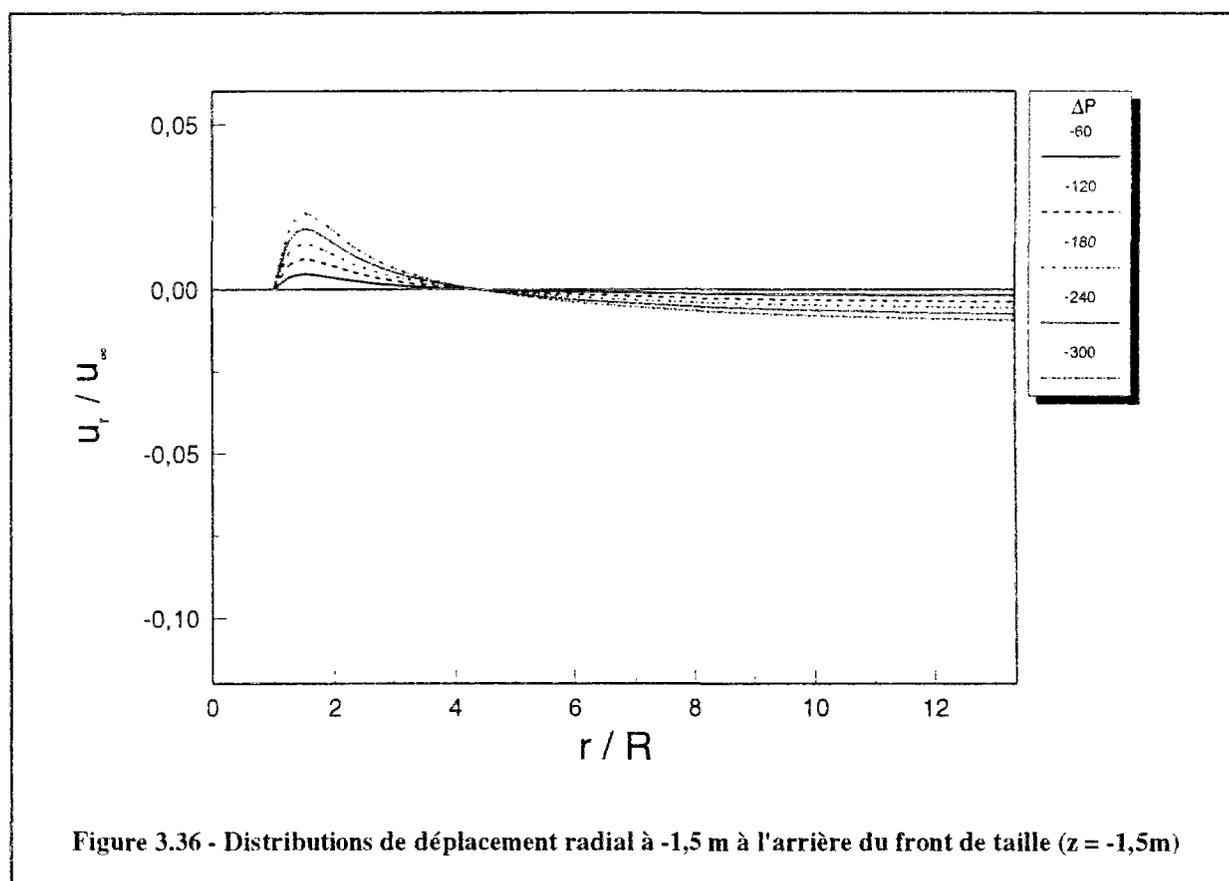


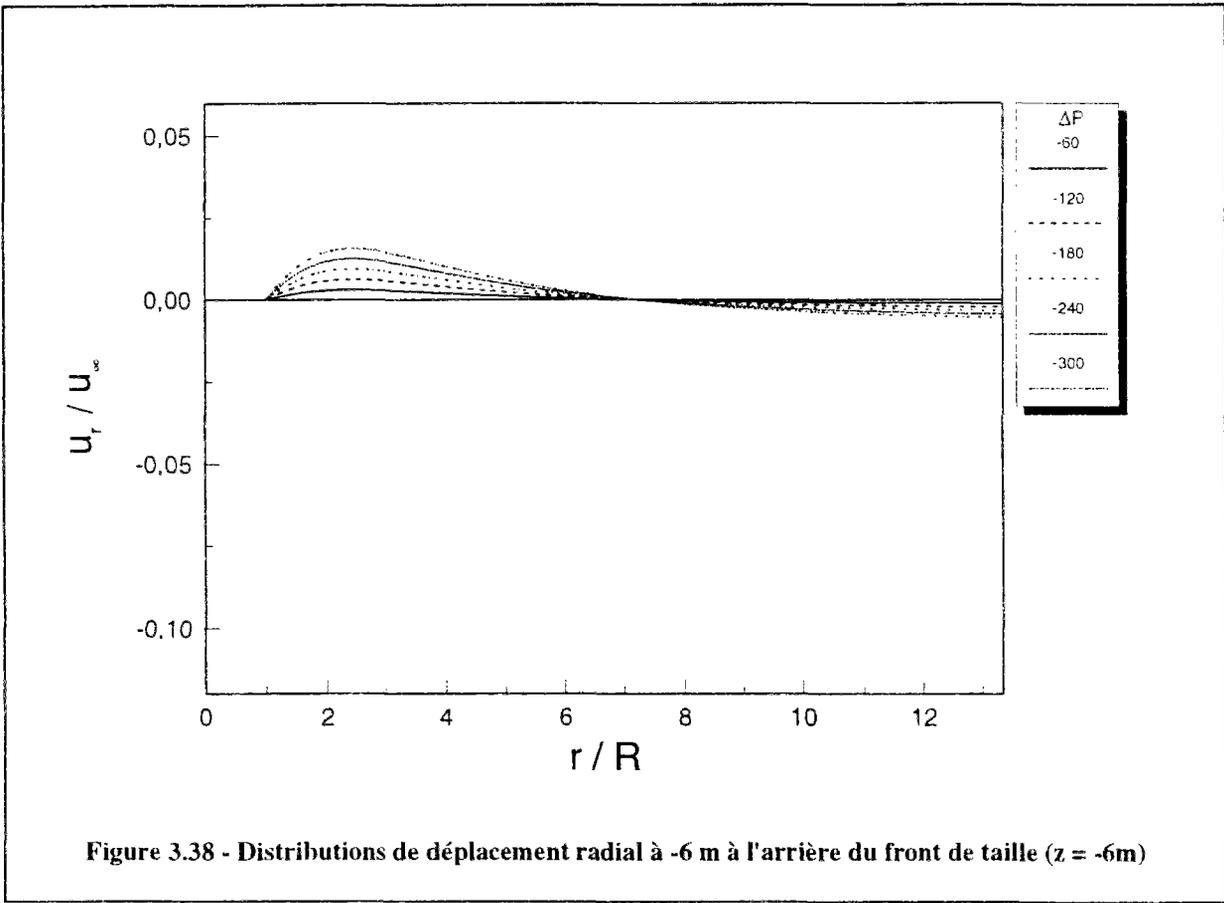
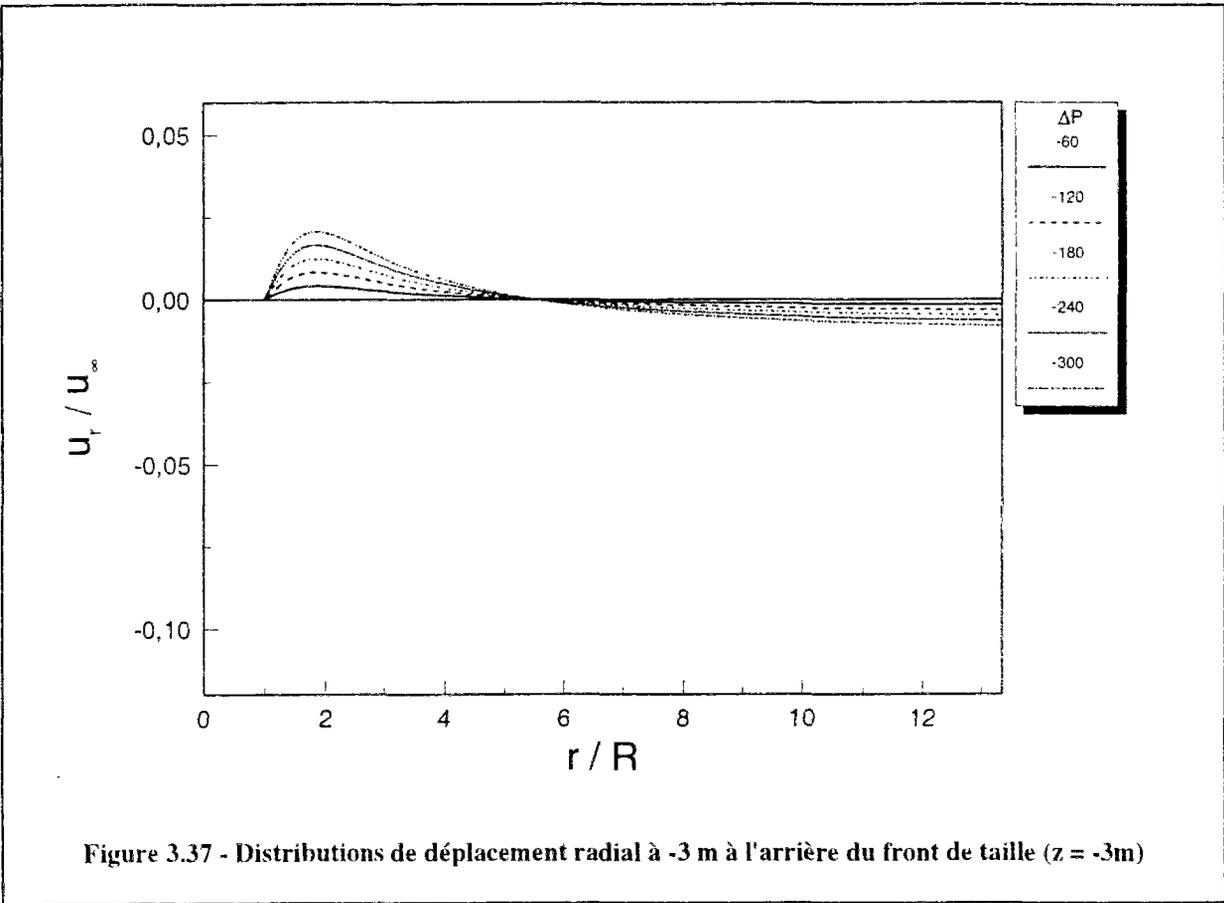
Figure 3.35 - Distributions de déplacement radial à 6 m en avant du front de taille ($z = 6m$)

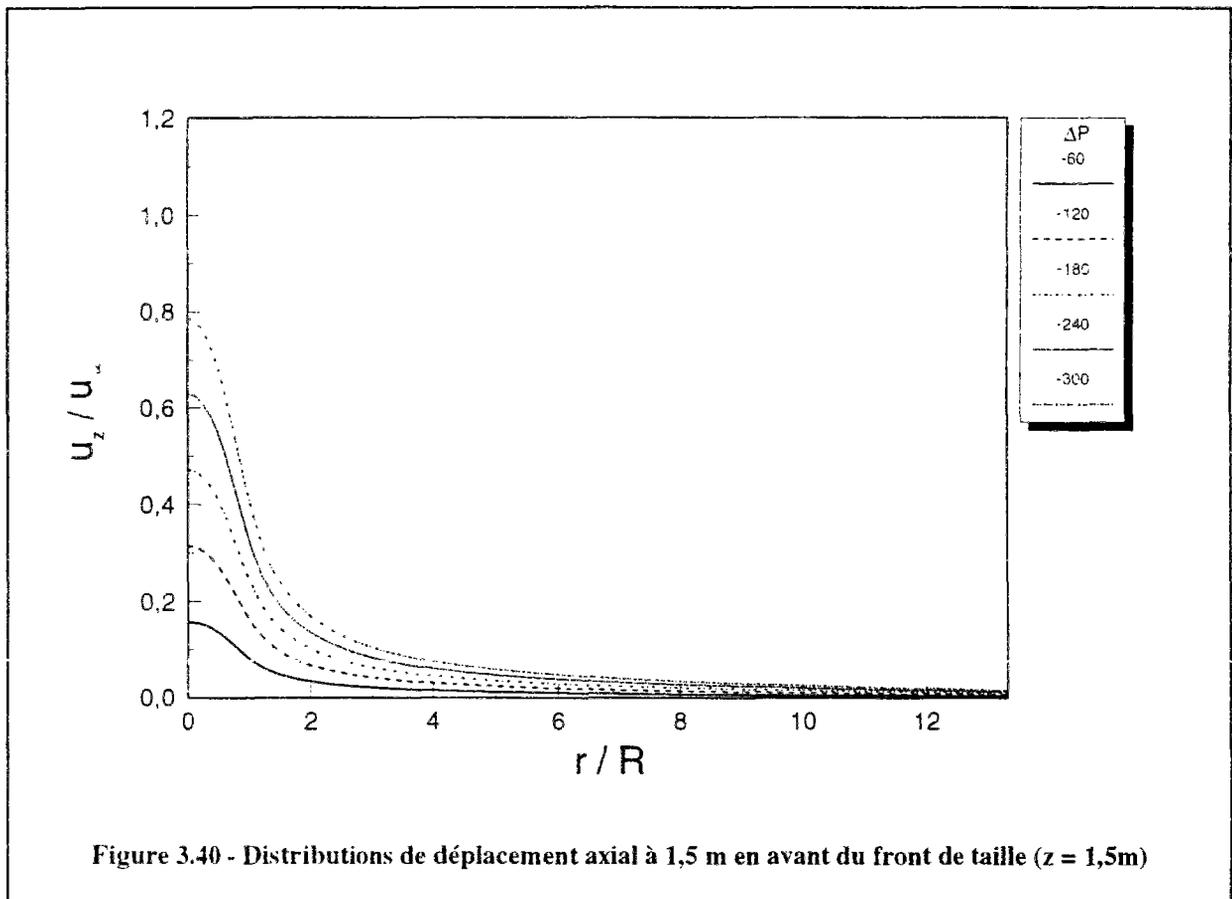
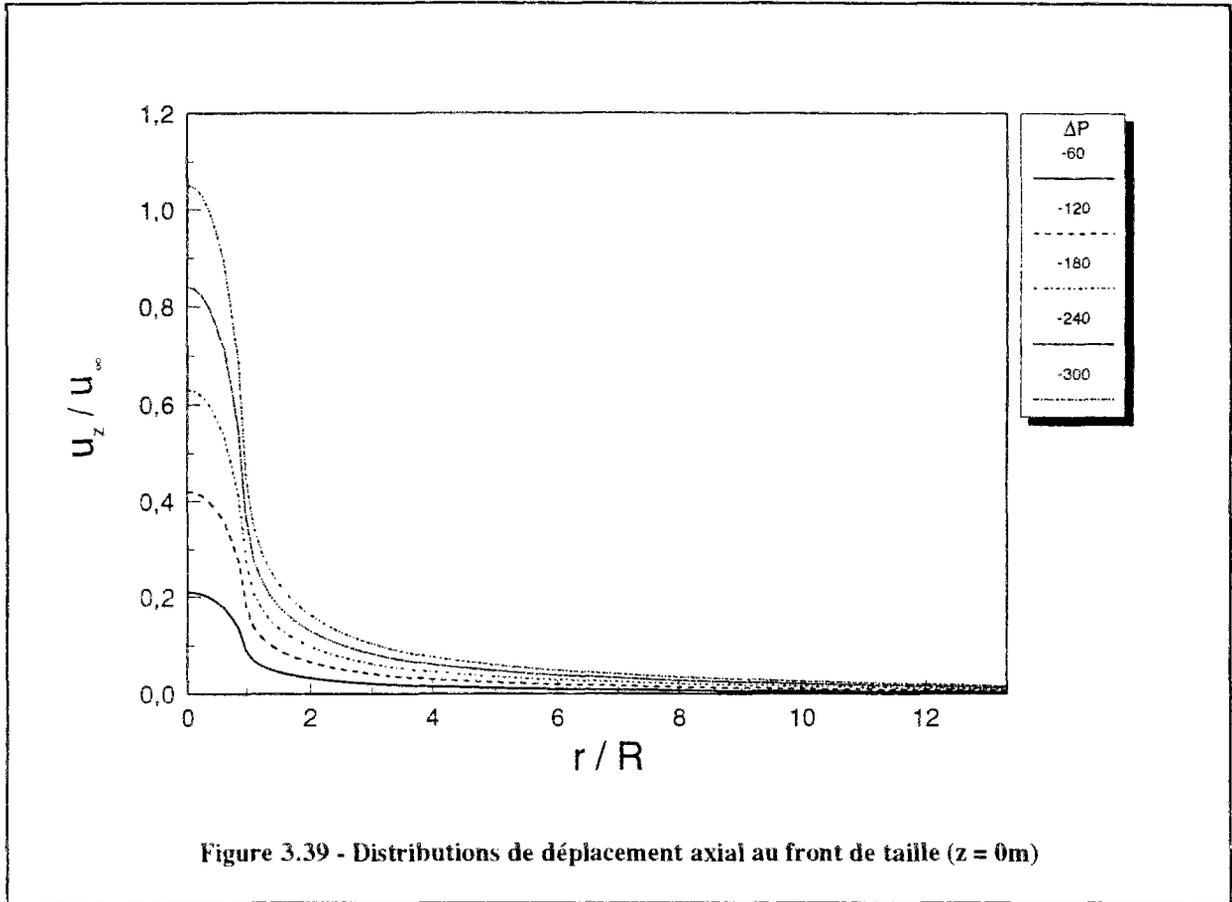
Le déplacement à l'arrière du front de taille (-1,5 m et -3 m), fait apparaître deux zones distinctes (figure 3.36 et 3.37). La zone située entre le bord et un diamètre et demi du bord du tunnel subit un soulèvement, alors que au-delà on obtient une zone de convergence. On peut remarquer le même phénomène sur la figure 3.38 qui reflète l'état du déplacement à -6 m derrière le front.

Les distributions de déplacement axial en avant du front sont représentées sur les figures 3.39 et 3.40 pour $z = 0$ et $z = 1,5$ m. On peut remarquer que le déplacement axial a tendance à venir vers la zone excavée. L'intensité de ce phénomène est fonction de la décompression appliquée et de la distance au front, le déplacement augmentant à mesure qu'on s'approche du front et qu'on diminue la valeur de la pression au front de taille.

Les figures 3.41 et 3.42 mettent en évidence l'effet de la décompression sur le déplacement axial à 1,5 m et 3 m à l'arrière du front. On peut remarquer que le déplacement augmente avec la décompression et conserve la même orientation qu'en avant du front. Cet effet diminue avec la distance au front de taille, et à 6 m derrière le front, on peut admettre qu'il est négligeable.







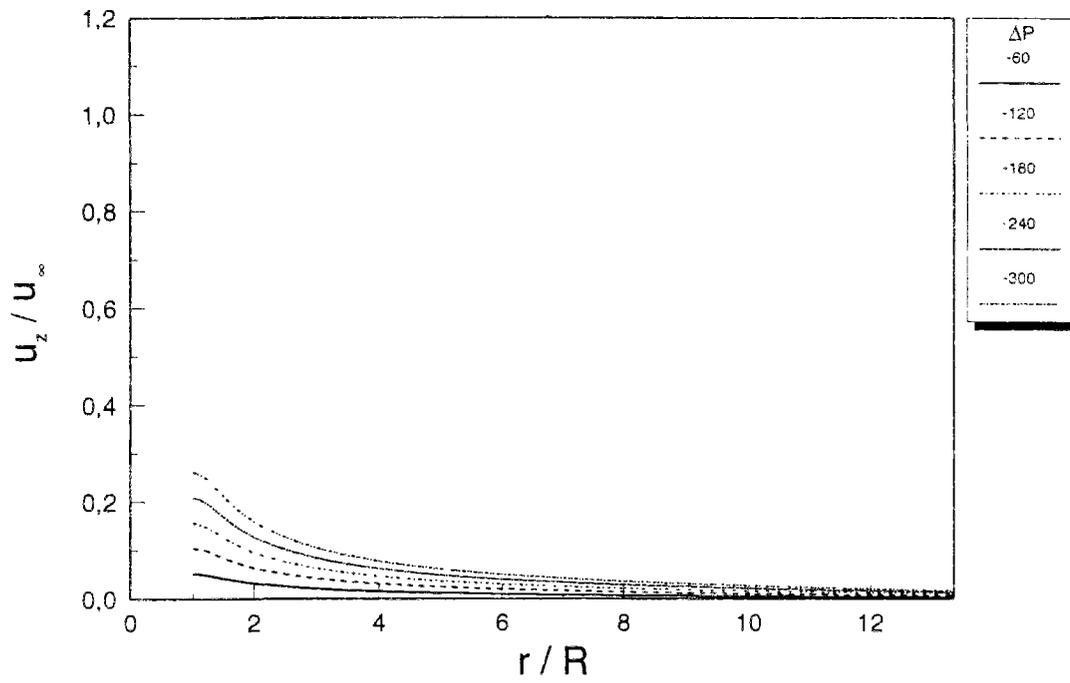


Figure 3.41 - Distributions de déplacement axial à -1,5 m à l'arrière du front de taille (z = -1,5m)

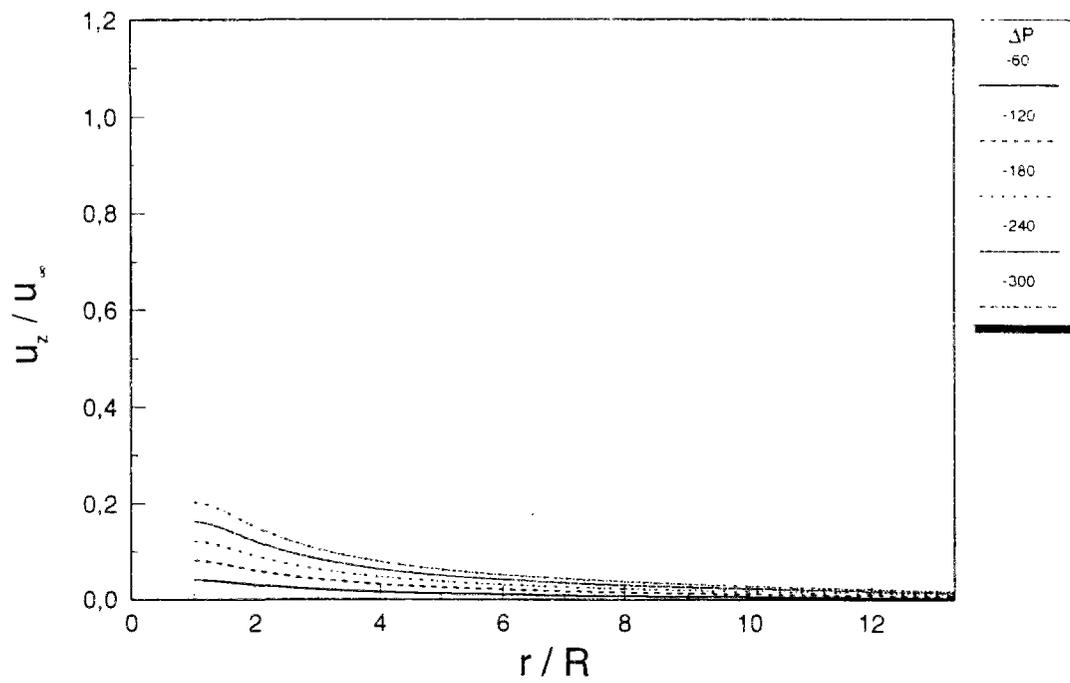


Figure 3.42 - Distributions de déplacement axial à -3 m à l'arrière du front de taille (z = -3m)

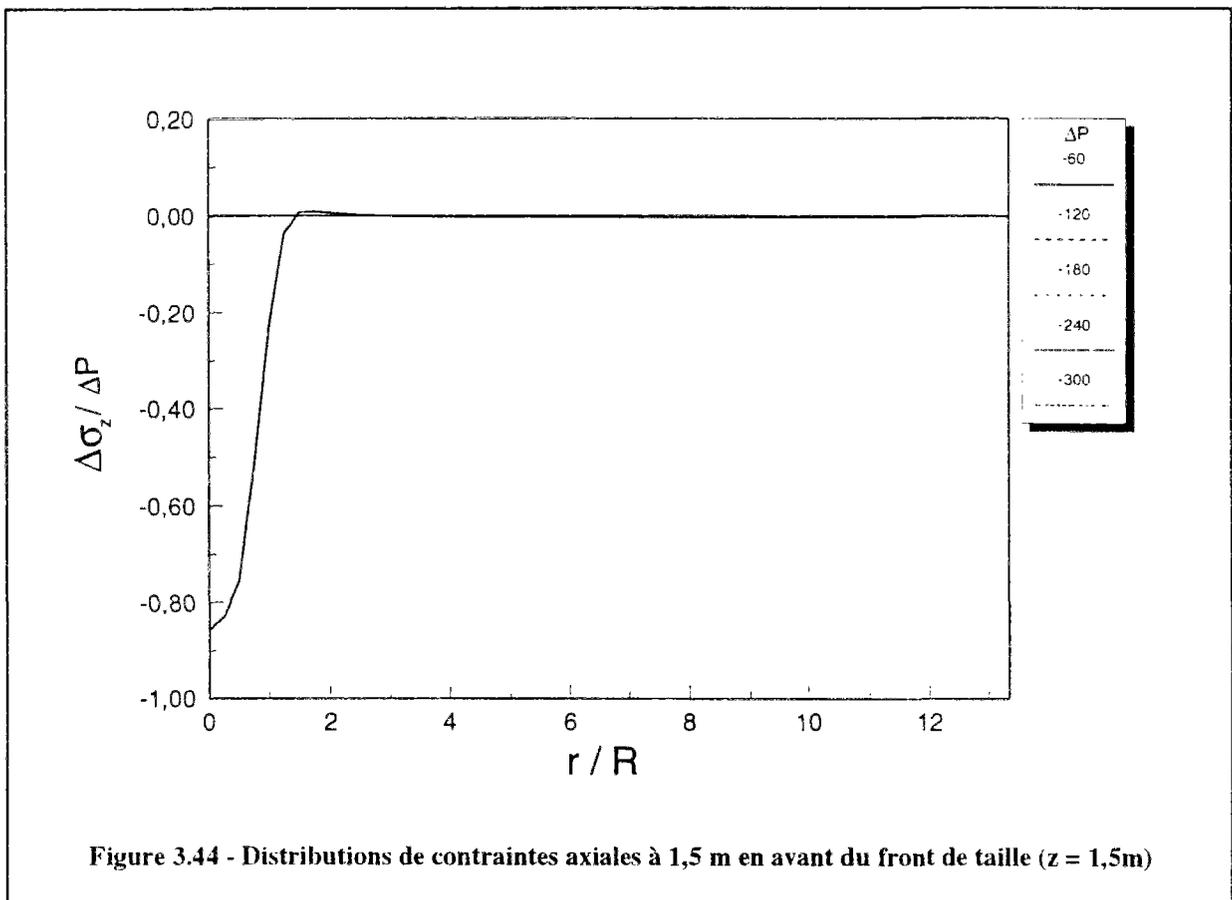
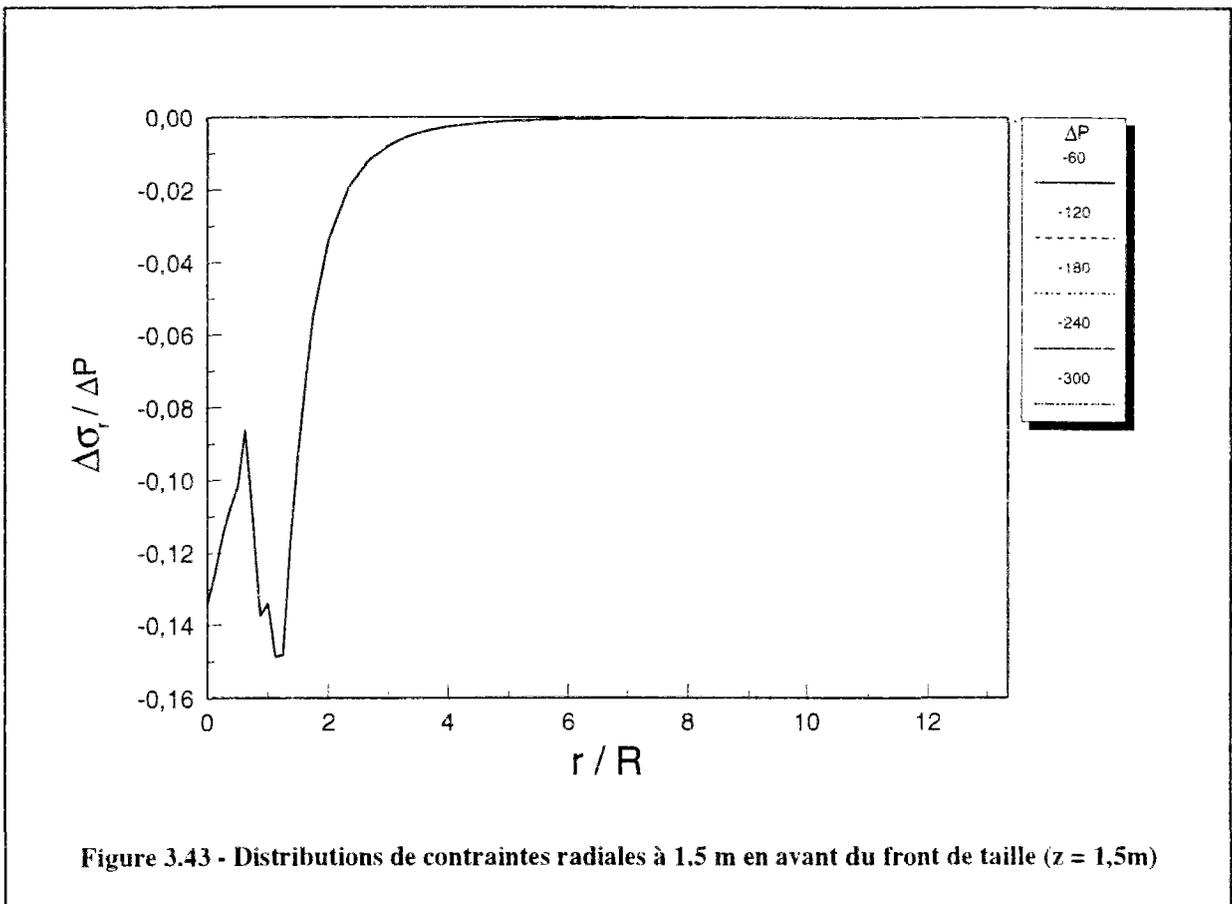
Les résultats représentés sur les figures précédentes correspondent aux contraintes et déplacements normalisés par la contrainte initiale et le déplacement à l'infini respectivement. Nous nous sommes intéressés, dans un deuxième temps, aux variations de contraintes normalisées par la variation de pression ΔP appliquée $\Delta\sigma/\Delta P$, $\Delta\sigma$ étant défini comme :

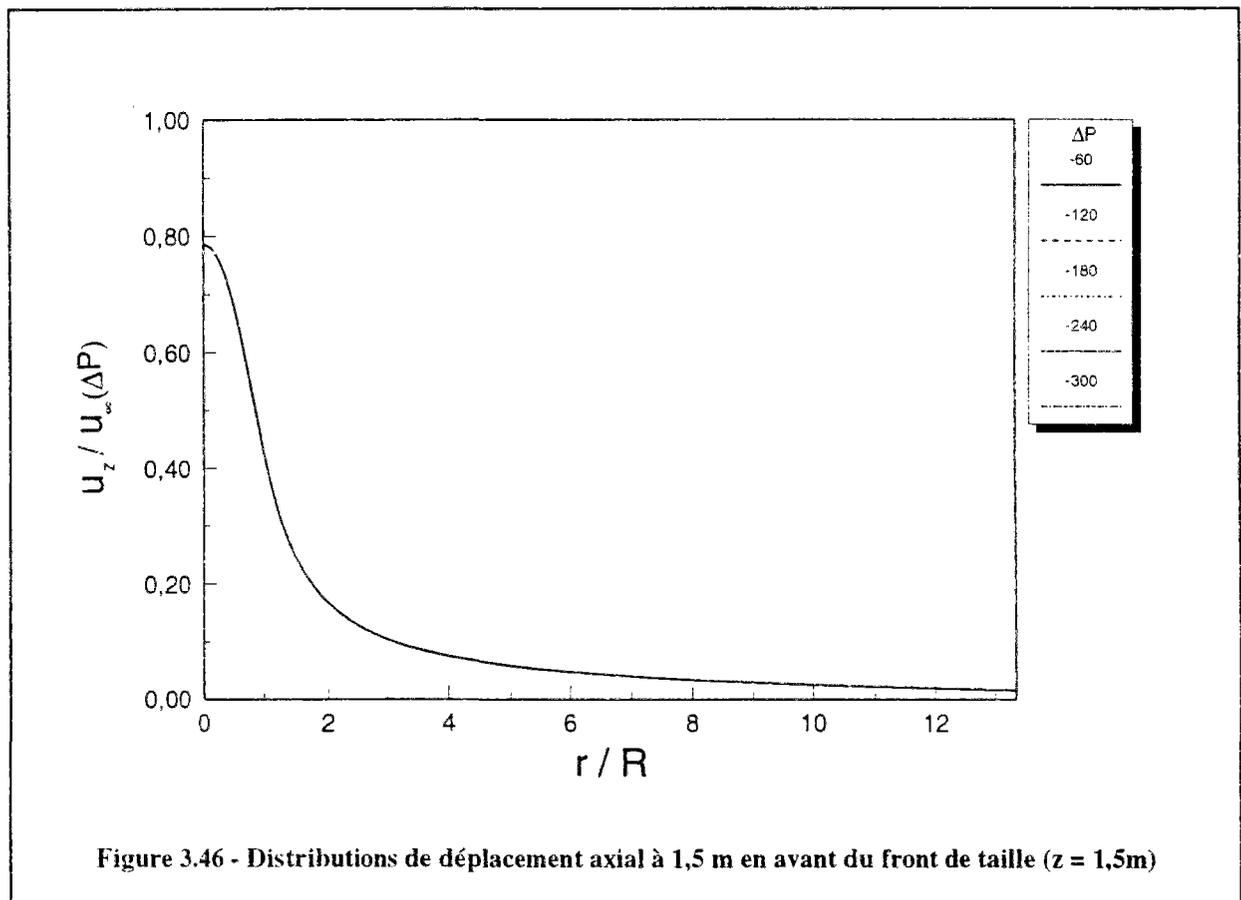
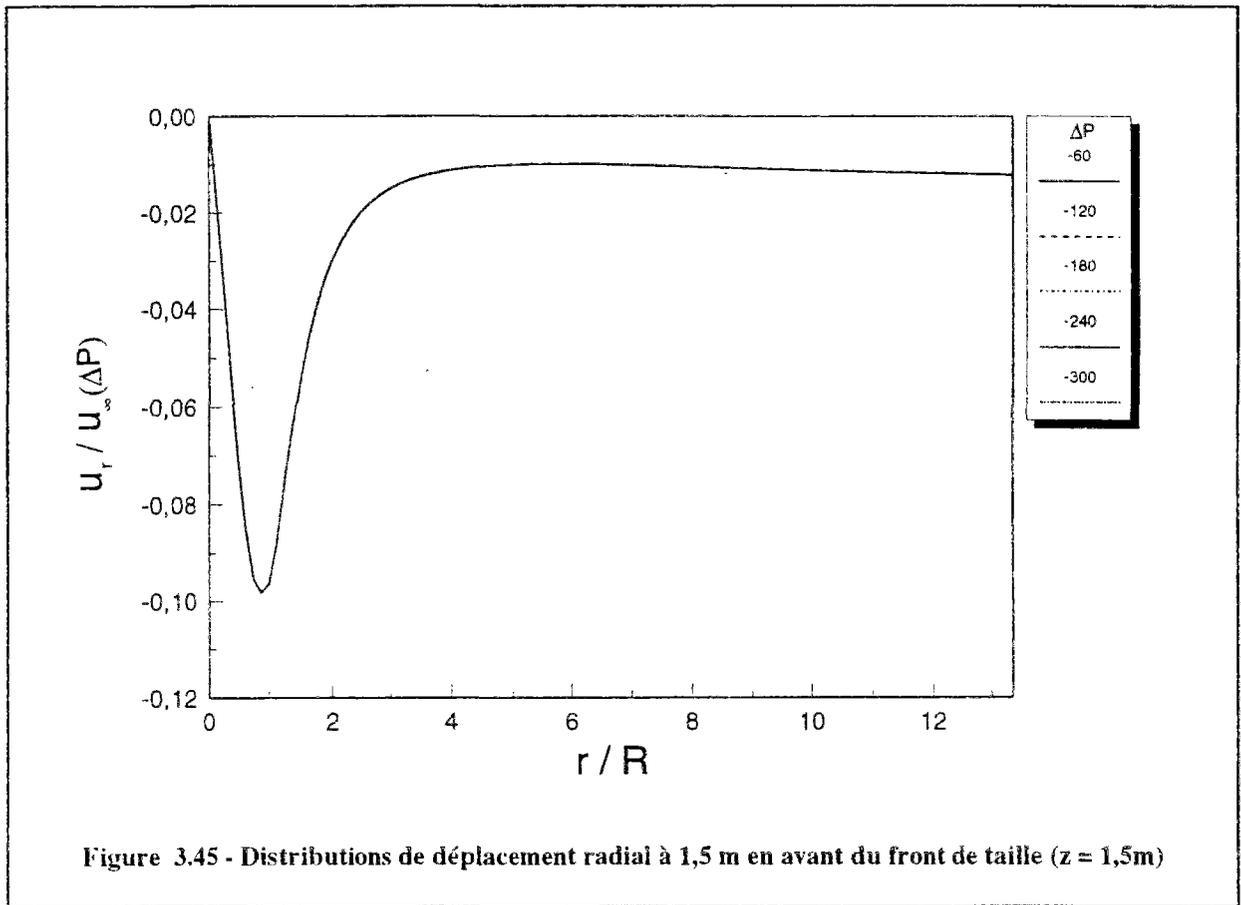
$$\Delta\sigma = \sigma_{(\text{deuxième étape de calcul})} - \sigma_{(\text{première étape de calcul})} \quad (2)$$

et aux déplacements normalisés par le déplacement à l'infini pour une variation de pression ΔP , soit $u/u_{\infty}^r(\Delta P)$, avec :

$$u_{\infty}^r(\Delta P) = \frac{(1+\nu)\Delta P R}{E} \quad (3)$$

Les distributions de contraintes (radiale et axiale à 1,5 m en avant du front de taille) sont représentées sur les figures 3.43 et 3.44. On peut remarquer que, quelle que soit la décompression appliquée au front de taille, on obtient une distribution unique de contraintes. Il en est de même pour les déplacements radial et axial, obtenus à 1,5 m en avant du front de taille (figures 3.45 et 3.46). Ce phénomène est également observé sur les autres coupes transversales. Cela signifie que les distributions de contraintes et de déplacements obtenues, sont indépendantes de la valeur du chargement appliquée sur la surface du front de taille. La différence observée sur les distributions de contraintes décrites précédemment correspond donc à celle donnée par le premier calcul.





b) Compression ($\sigma_0 < \Delta P < 2\sigma_0$)

La compression du front de taille induit une augmentation de contraintes dans le terrain encaissant. La zone d'influence de ce phénomène est limitée, comme dans le cas de la décompression, à un diamètre ($z = 6$ m) en avant du front de taille (cf. annexe A-I). Cet effet est considérablement restreint à l'arrière du front de taille. L'influence sur les déplacements, aussi bien radiaux qu'axiaux intéresse une zone plus importante (jusqu'à 2 à 3 diamètres. En avant du front le terrain est soulevé dans la direction radiale tandis qu'on observe une convergence au front de taille et sur la périphérie de la zone excavée. En direction axiale, le terrain est repoussé en avant et à l'arrière du front de taille.

Les résultats obtenus par la décompression et la compression au front de taille sont représentés sur la figure 3.47, étant normalisés par la variation de pression ΔP (positive ou négative) appliquée. On peut remarquer que les résultats sont identiques, c'est-à-dire que la réponse en compression est symétrique de celle obtenue en décompression. Pour cette raison, on se limitera dans la suite, à la présentation des résultats correspondant à la compression du front de taille ($\Delta P > 0$).

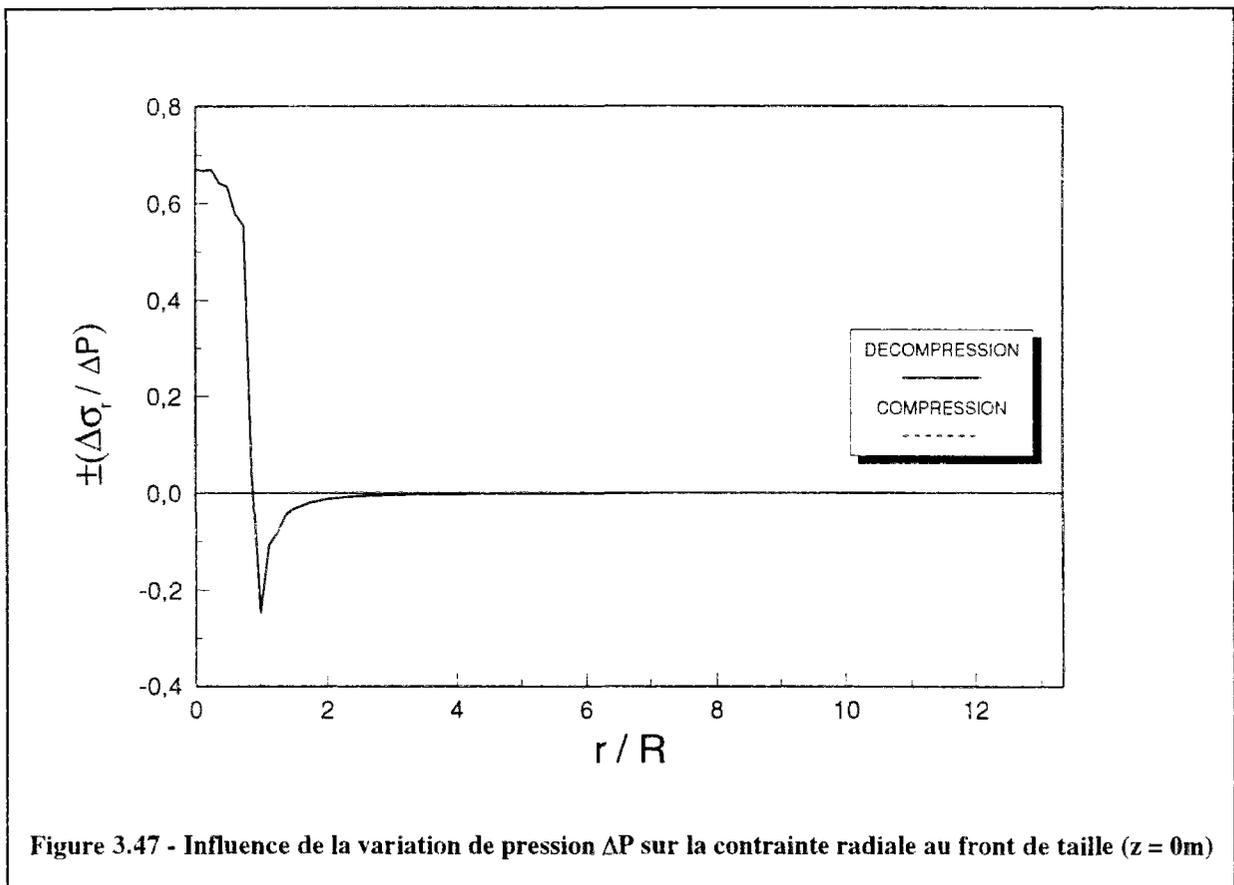
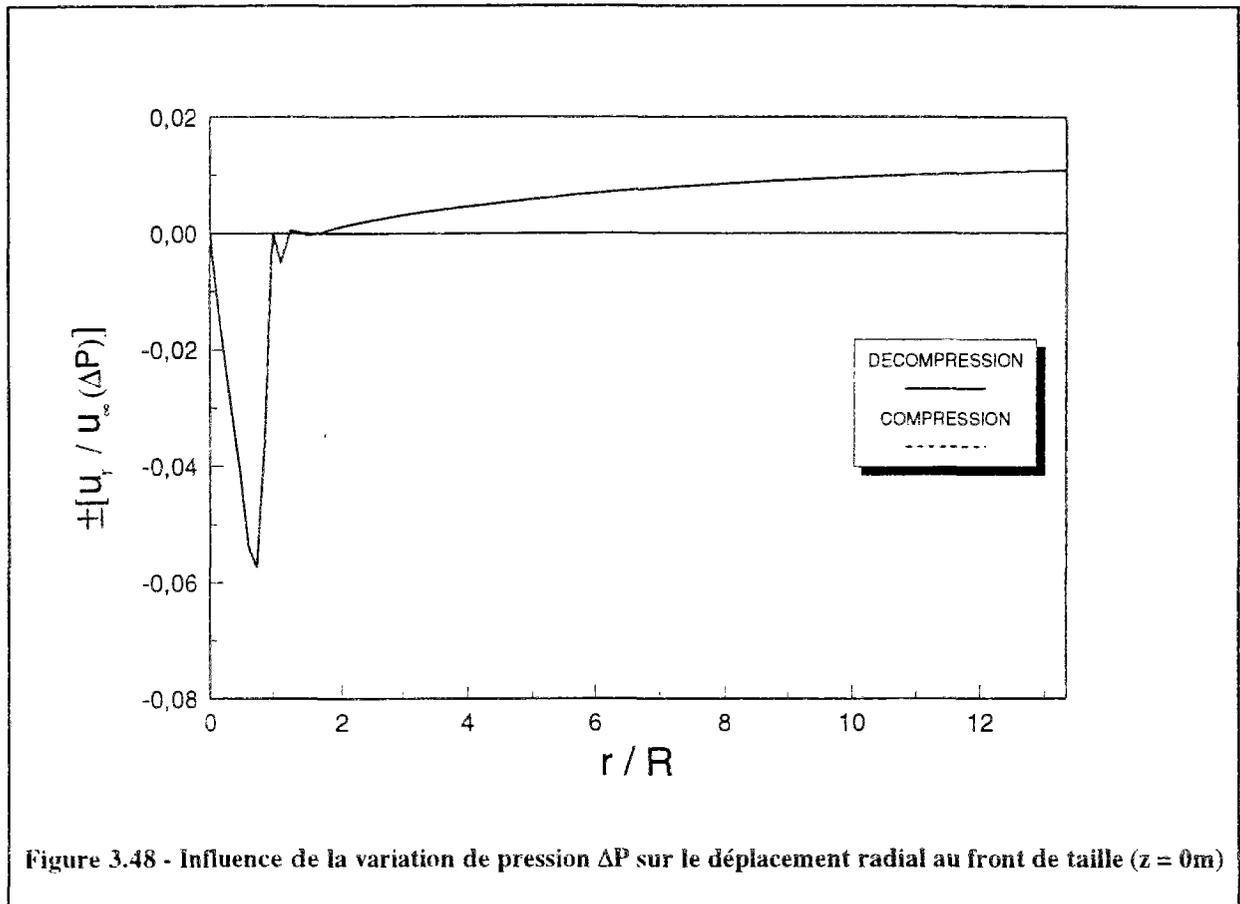


Figure 3.47 - Influence de la variation de pression ΔP sur la contrainte radiale au front de taille ($z = 0$ m)



3.3.1.3.2 Déplacements radial et axial imposés sur la périphérie

Les résultats concernant la première et la deuxième phase de calcul sont présentés dans l'annexe A-II. La première étape de calcul, conduit à une diminution de contraintes en avant du front de taille. A l'arrière du front de taille, on observe une diminution de contraintes, à l'exception du terrain situé près du bord de la galerie.

La pressurisation du front de taille a pour effet d'augmenter les contraintes en avant du front de taille, tandis qu'on ne remarque aucun effet à l'arrière du front. Le déplacement radial montre un soulèvement du terrain encaissant en avant du front de taille; et une convergence au niveau du front de taille. La pressurisation du front a pour effet de refouler le terrain dans la direction axiale, aussi bien en avant qu'à l'arrière du front de taille.

3.3.1.3.3 Contrainte imposée sur la périphérie

Le premier calcul conduit à un état de contraintes uniformes dans les directions radiales, axiales et tangentielles sont égales à 300 kPa, la contrainte de cisaillement étant nulle.

Les résultats obtenus à la deuxième étape de calcul sont représentés dans l'annexe A-III. Les distributions de contraintes radiales, axiales, et tangentielles montrent que la pressurisation du front de taille a pour effet d'augmenter les contraintes en avant du front de taille. La zone affectée par l'augmentation est limitée à un diamètre par rapport au front. A l'arrière du front de taille, l'effet de la pressurisation est considérablement réduit. On remarque toutefois, à l'exception de la contrainte tangentielle, une légère diminution des contraintes radiales et axiales à l'extérieur de la galerie à moins d'un diamètre de l'axe du tunnel.

Quant aux déplacements, la compression du front se traduit par une convergence au front et à l'arrière du front de taille tandis que le terrain situé en avant du front de taille est soulevé.

3.3.1.3.4 Revêtement de raideur finie

L'effet de la raideur du revêtement sur les distributions de contraintes et de déplacements est décrit dans l'annexe A-IV. On constate que la distribution de contraintes résultant de la pressurisation du front ne dépend pratiquement pas de la raideur du revêtement.

La contrainte radiale, au front et en avant du front de taille, diminue dans le noyau à excaver à mesure que la rigidité du revêtement augmente. Cette diminution est probablement due à la reprise des efforts par le revêtement. A l'arrière du front de taille, on remarque une diminution de contrainte pour les valeurs de rigidité relativement faibles ($E_s < 600$ MPa), et une augmentation pour les fortes rigidités. La réponse en contrainte tangentielle est analogue à celle de la contrainte radiale en avant du front de taille ; en arrière du front, en revanche, la raideur du revêtement agit en sens inverse de celui obtenu pour la contrainte radiale.

Les contraintes axiale et tangentielle sont peu affectées par la rigidité du revêtement en avant du front de taille, l'effet étant plutôt concentré à un rayon du centre du tunnel, à l'interface sol/revêtement au niveau du front de taille.

Le déplacement induit dans le terrain encaissant par la pressurisation du front de taille montre que les déformations induites dans le terrain s'atténuent lorsque la rigidité du revêtement est plus importante.

3.3.1.3.5 Chargement d'un massif infini

Le premier calcul conduit à un état de contrainte uniforme, les contraintes radiales, axiales et tangentielles étant égales à 300 kPa et la contrainte de cisaillement nulle dans tout le terrain.

Les résultats correspondant à la pressurisation du front de sont représentés dans l'annexe A-V.

Dans le cas d'un déplacement axial imposé, la pressurisation du front de taille a pour effet d'augmenter les contraintes axiales en avant du front de taille. Cette augmentation est limitée à un rayon en avant du front de taille en direction axiale ($z = 3 \text{ m}$), et à un diamètre en direction radiale ($r = 2R$). Le terrain tend à converger au front de taille et à se soulever en avant du front.

Dans le cas de contrainte axiale imposée, on peut remarquer que les distributions de contraintes ont pratiquement les mêmes allures que celles obtenues dans le cas précédent, malgré une diminution de contrainte à un rayon du centre du tunnel. Le déplacement radial est affecté par la pressurisation du front sur une zone plus importante que dans le cas précédent.

3.4 CONCLUSIONS

L'étude de la réponse du terrain à une pression appliquée au front de taille a permis de mettre en évidence les points suivants :

- la première étape de calcul, qui a pour but de reconstituer l'état du massif encaissant après la réalisation de la cavité, affecte principalement l'état de l'équilibre final, mais a peu d'influence sur les variations de contraintes induites par la pressurisation du front, quelle que soit la condition aux limites appliquée. On remarque que la zone d'influence du creusement est concentrée autour de la cavité : les principales variations de contraintes sont obtenues sur une distance inférieure à un diamètre dans la direction axiale par rapport au front de taille et à un diamètre et demi dans la direction radiale par rapport au centre du tunnel, aussi bien dans le terrain situé en avant du front qu'à l'arrière du front de taille ; d'autre part, la présence d'une singularité à l'intersection du tunnel et de la partie non-excavée du massif tend à perturber localement la distribution de contraintes ;
- les distributions de contraintes et de déplacement induites par la pressurisation du front de taille, normalisées respectivement par la pression appliquée ΔP et le déplacement radial qui serait obtenu à l'infini par ce chargement $u_r^{\infty}(\Delta P)$, sont indépendantes de la valeur de ΔP appliquée ;
- la réponse du massif à une compression du front est symétrique de celle induit par une décompression ;
- la raideur du revêtement n'a pratiquement pas d'influence sur la distribution de contraintes induites en avant du front : on remarque toutefois une diminution du déplacement à mesure que la rigidité augmente.

CHAPITRE 4

ANALYSE DES CALCULS EFFECTUES EN CONDITIONS AXISYMETRIQUES ET TRIDIMENSIONNELLES

4.1 INTRODUCTION

Cette partie est consacrée à l'analyse des résultats présentés au chapitre précédent. Dans un premier temps, une étude comparative des résultats de calculs donnés par les différents types de conditions aux limites étudiées a été effectuée. Cette étude a été complétée par l'examen de conditions aux limites particulières.

Dans un deuxième temps, nous nous sommes intéressés à la sensibilité du modèle à certains paramètres caractéristiques du terrain, et notamment le coefficient de Poisson ν et le coefficient des terres au repos K_0 . Une analyse tridimensionnelle a été nécessaire dans ce dernier cas.

4.2 COMPARAISON DES CONDITIONS AUX LIMITES

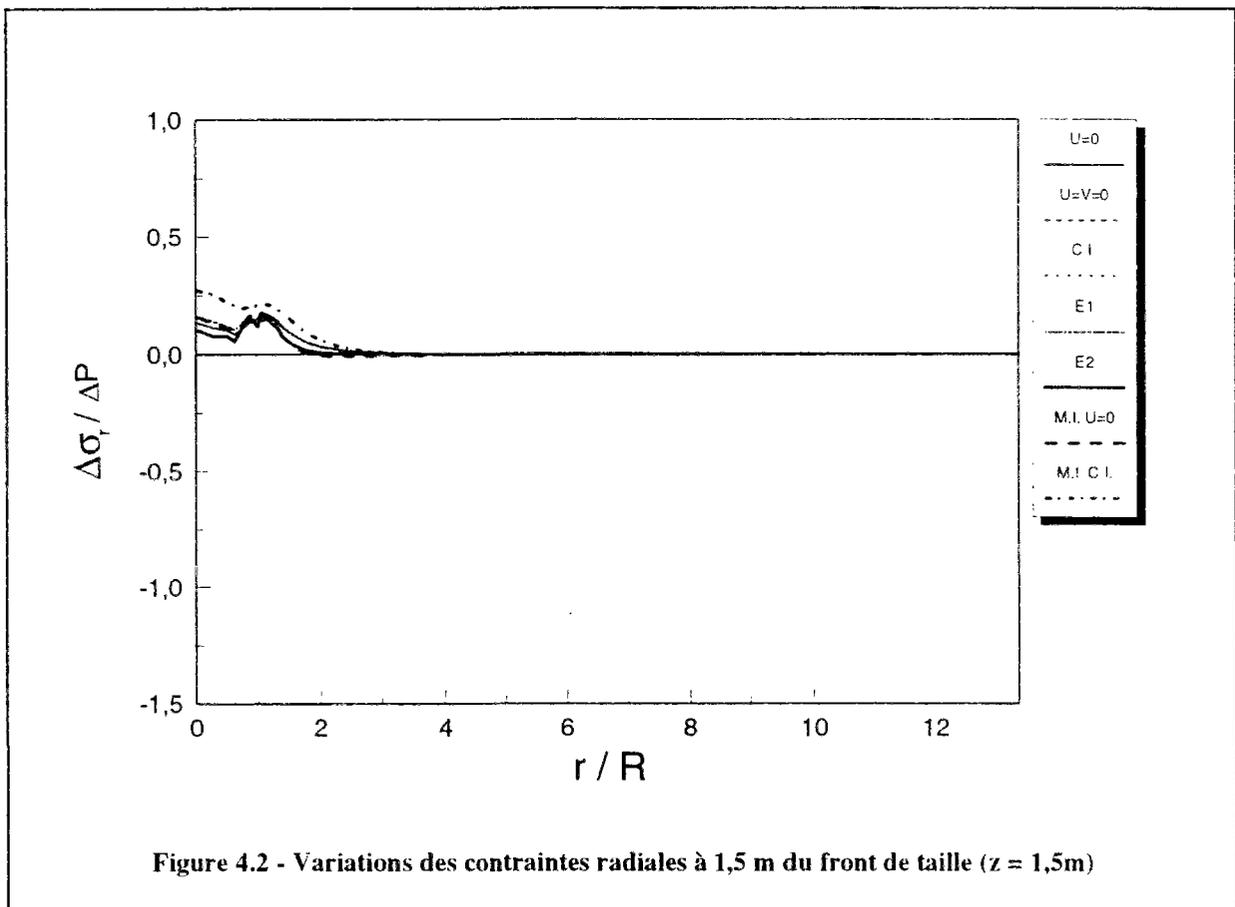
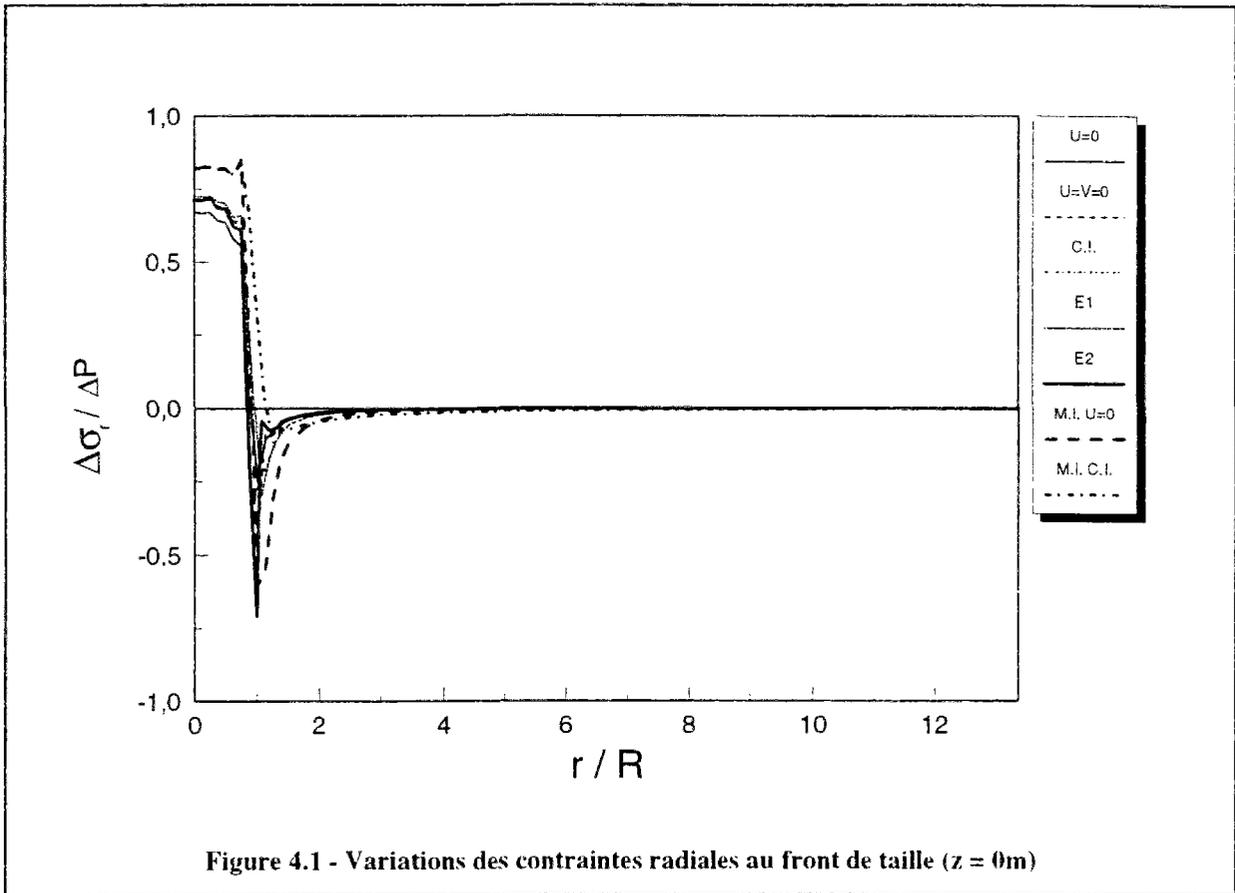
Les résultats obtenus à partir des sept conditions aux limites étudiées sont comparés entre eux dans ce paragraphe. Le même mode de présentation, que pour les paragraphes précédents, est utilisé dans cette comparaison. D'autre part, on introduit les notations suivantes pour les différents cas de calculs considérés :

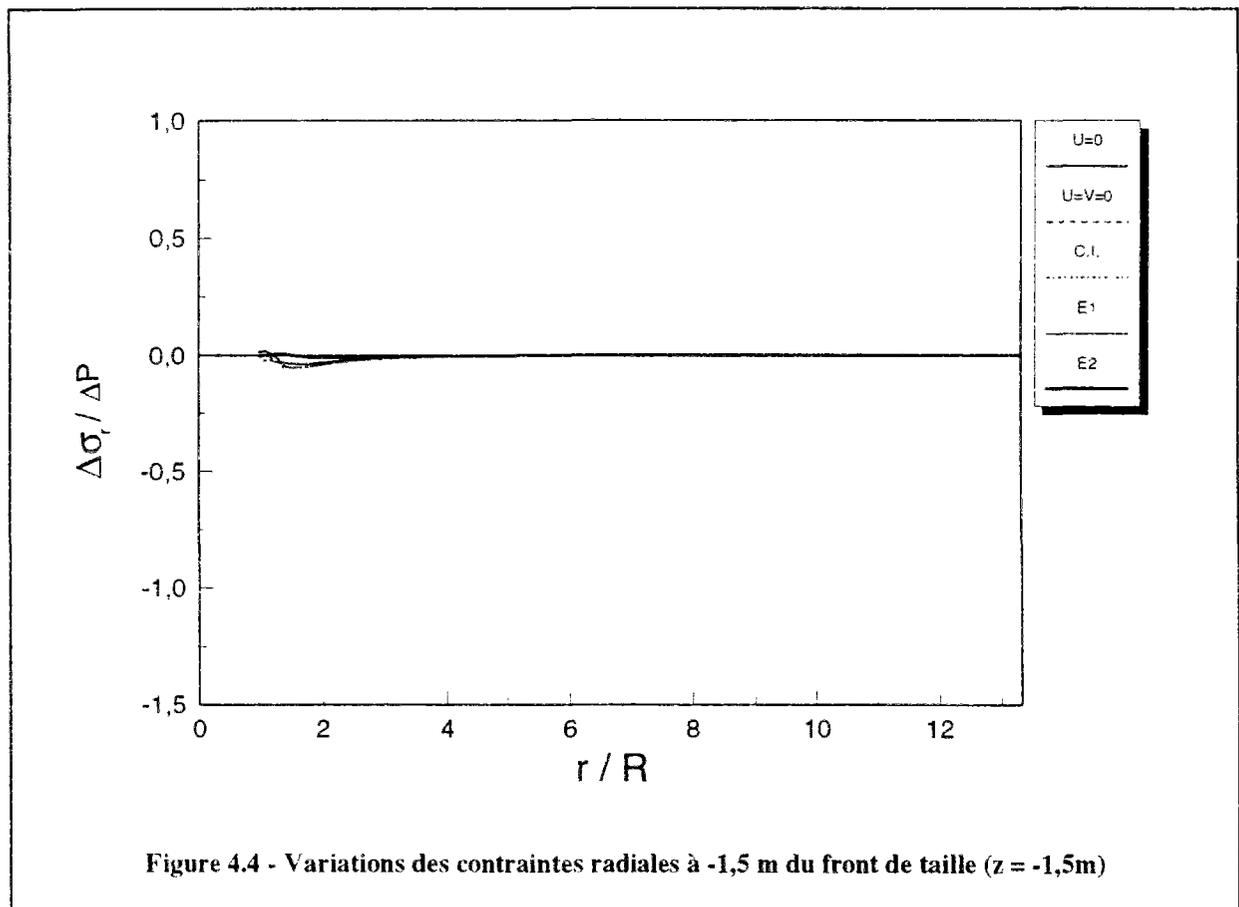
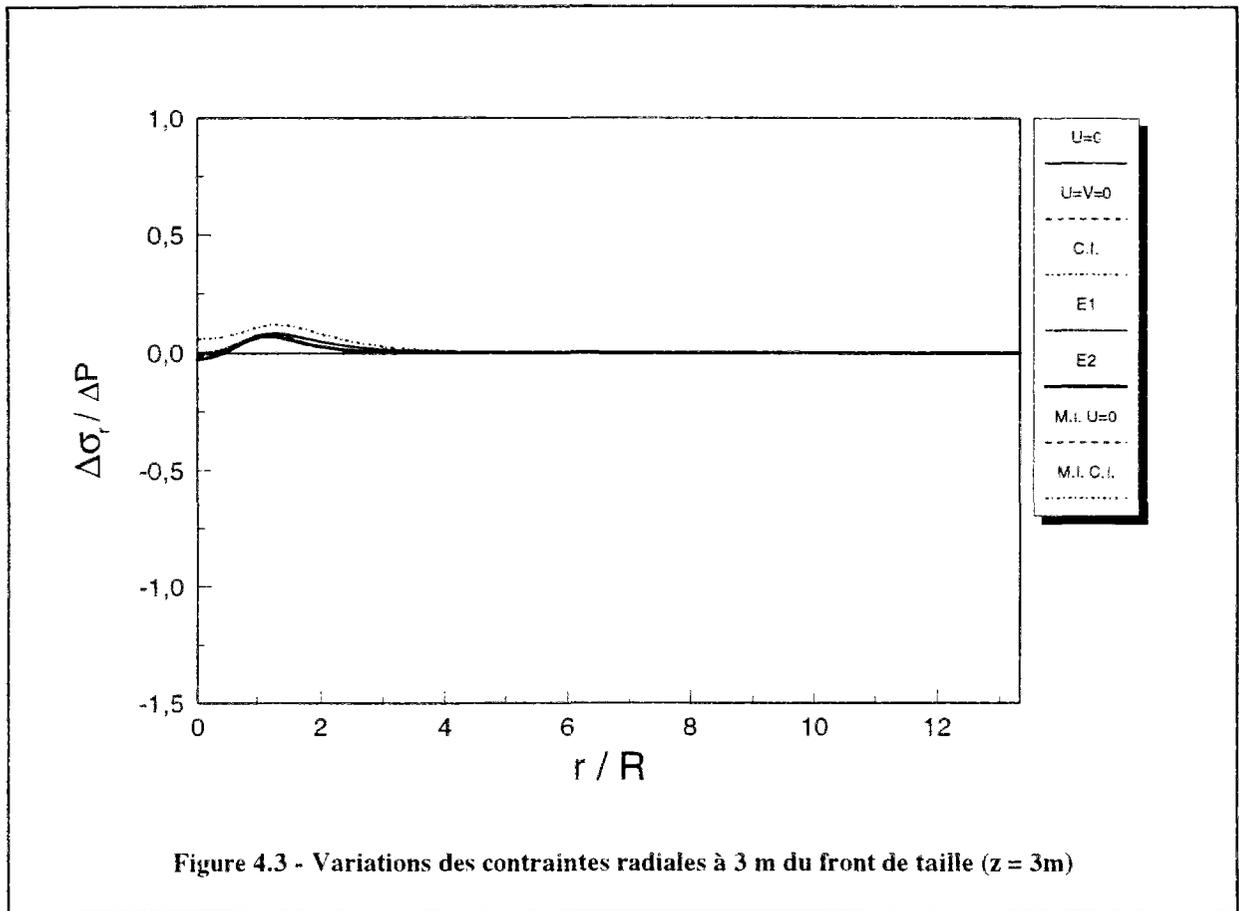
- U=0 : déplacement radial imposé sur le bord du tunnel
- U=V=0 : déplacements radial et axial imposés sur le bord du tunnel
- C.I. : contrainte imposée sur la périphérie du tunnel
- E1 : calcul avec un revêtement $E = 60$ MPa
- E2 : calcul avec un revêtement $E = 200.000$ MPa
- M.I.U=0 : chargement d'un massif semi-infini avec déplacement imposé
- M.I.C.I. : chargement d'un massif semi-infini avec contrainte imposée

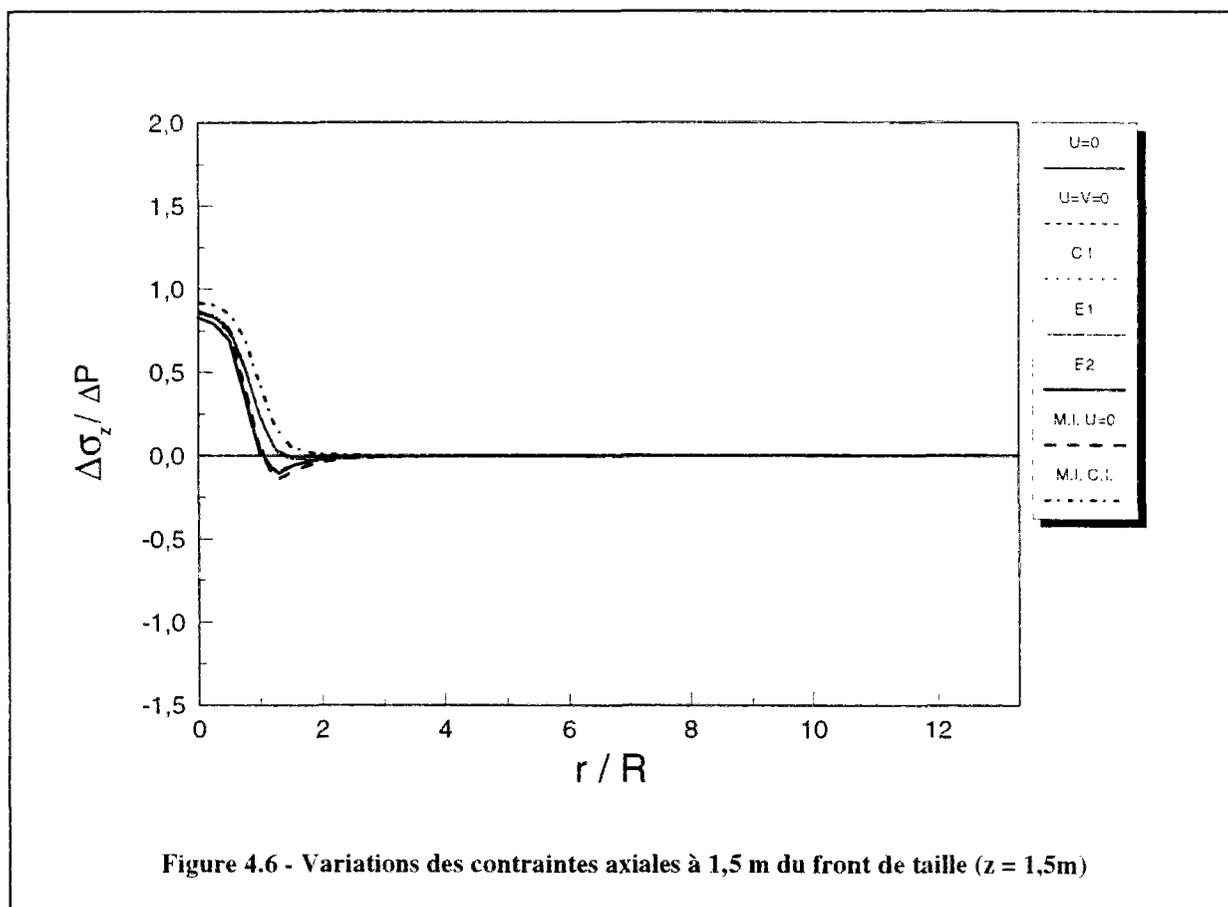
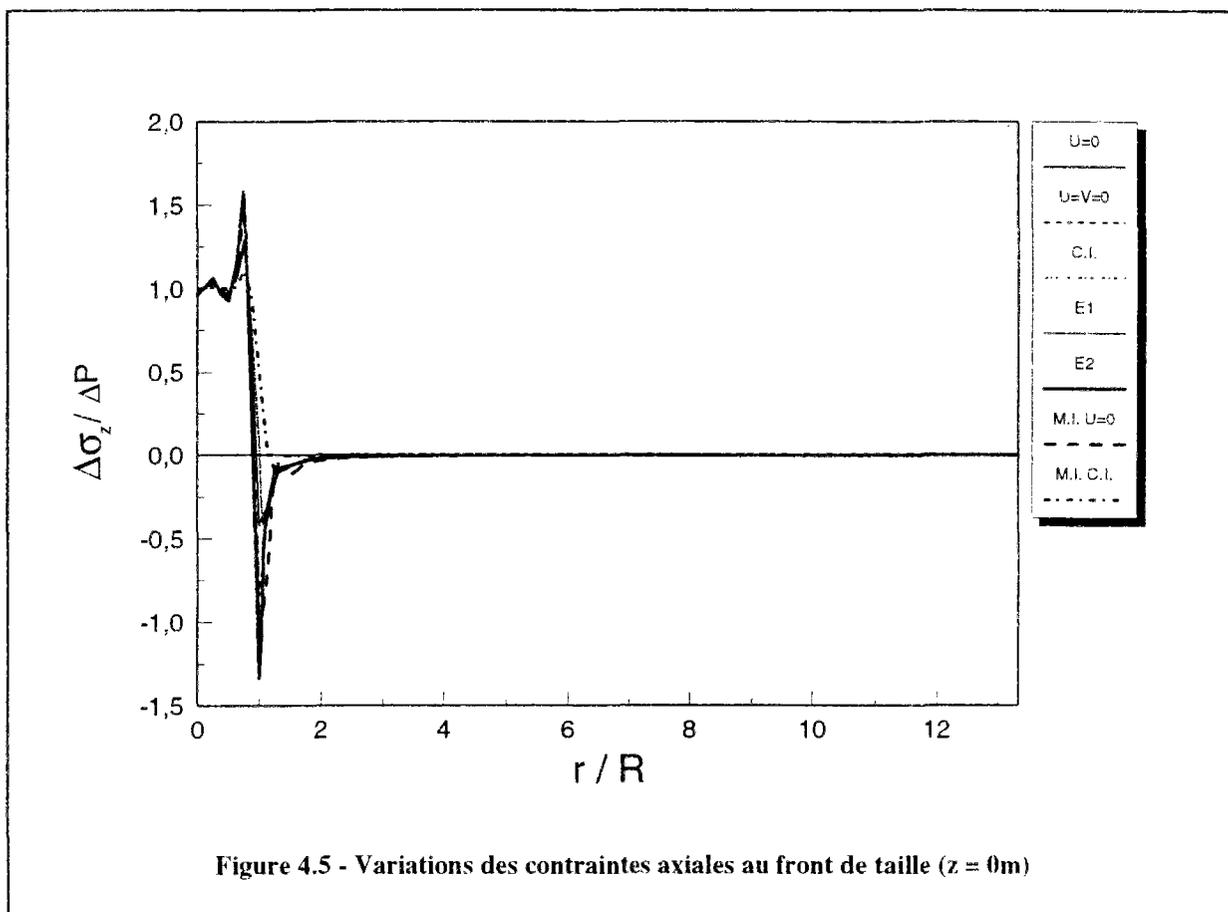
Les résultats sont présentés pour une compression du front égale à 300 kPa. Pour les calculs concernant la prise en compte d'un revêtement de rigidité finie, on a choisi de présenter les cas extrêmes étudiés : $E = 60$ MPa et $E = 200.000$ MPa en admettant que ces modules donnent les limites maximales et minimales de l'enveloppe des résultats obtenus.

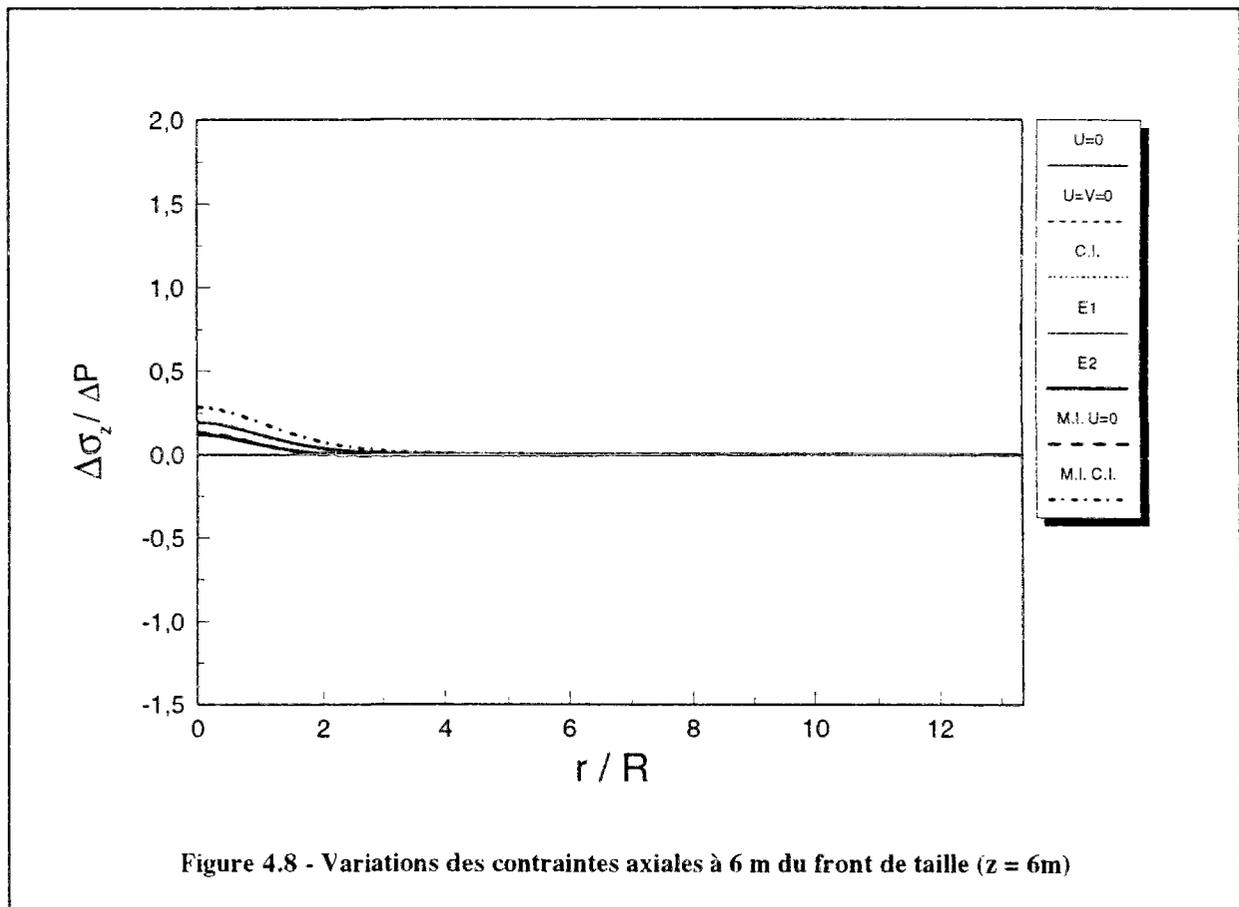
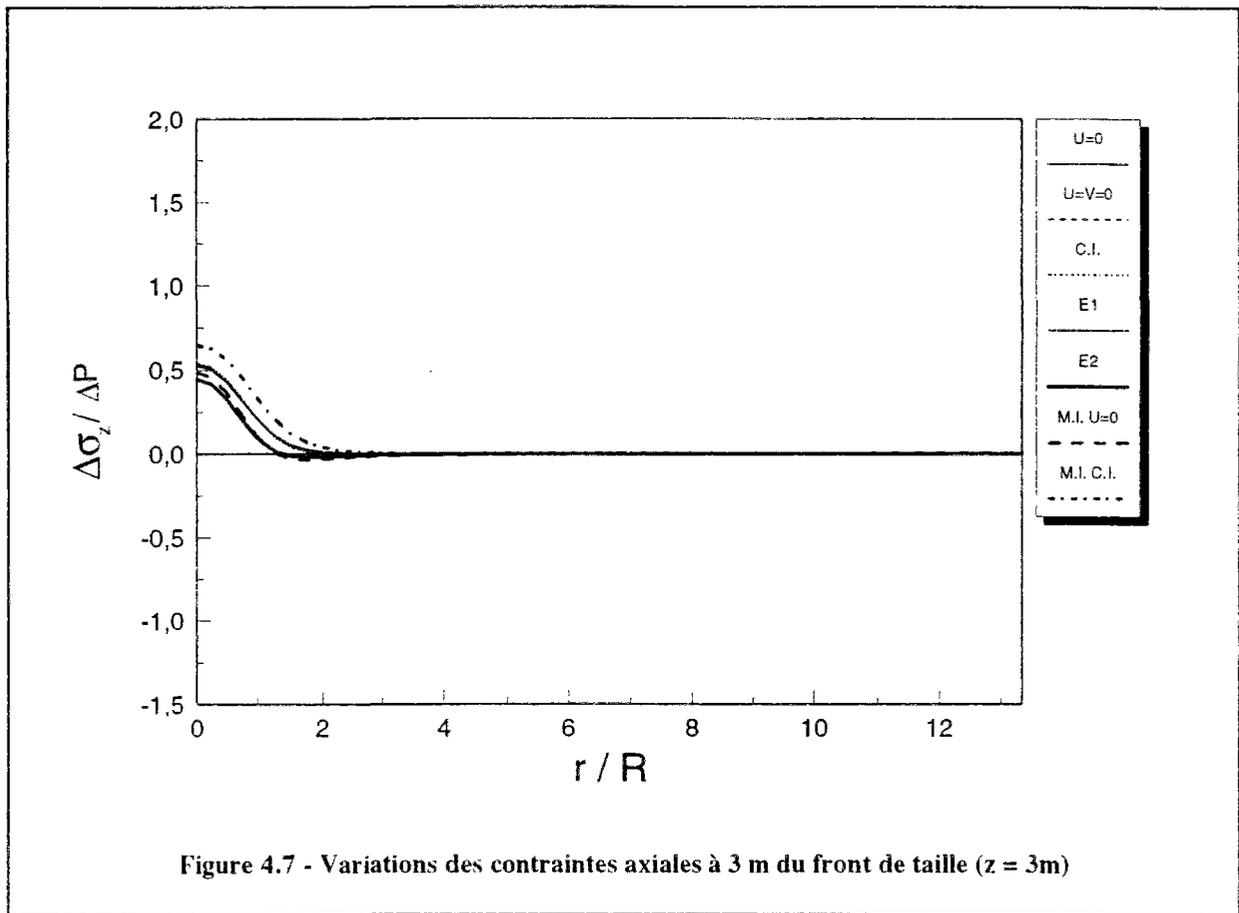
Les distributions de contraintes radiales au front de taille sont représentées sur la figure 4.1. On remarque que ces distributions sont pratiquement indépendantes des conditions aux limites appliquées, avec toutefois une légère différence pour les deux calculs correspondant au cas d'un massif semi-infini. La pressurisation du front induit une augmentation quasi uniforme de contrainte radiale au niveau du noyau excavé ; on observe une forte inversion de contrainte sur le bord du tunnel. Celle-ci est probablement due à la présence du point anguleux à l'interface entre le tunnel et le massif non excavé et/ou à la rigidité imposée sur le bord du tunnel (éléments de revêtement ou blocage des noeuds). L'influence de la mise en pression du front dans la direction radiale se limite approximativement à un rayon par rapport au centre du tunnel. On remarque le même phénomène à 1,5 m devant le front (figure 4.2). La figure 4.3 montre que la pressurisation du front de taille n'a pratiquement plus d'effet sur la contrainte radiale à partir d'un rayon en avant du front : de même, la partie du massif située derrière le front (i.e. à -1,5 m) n'est pas affectée par la variation de pression ΔP (figure 4.4).

Les distributions de contraintes axiales obtenues pour chaque condition aux limites sont représentées sur les figures de 4.5 à 4.8. On peut constater, sur ces figures, que les distributions obtenues par la mise en pression du front ne dépendent pas de la condition aux limites appliquée sur le bord du tunnel. La contrainte axiale augmente dans tous les cas, dans



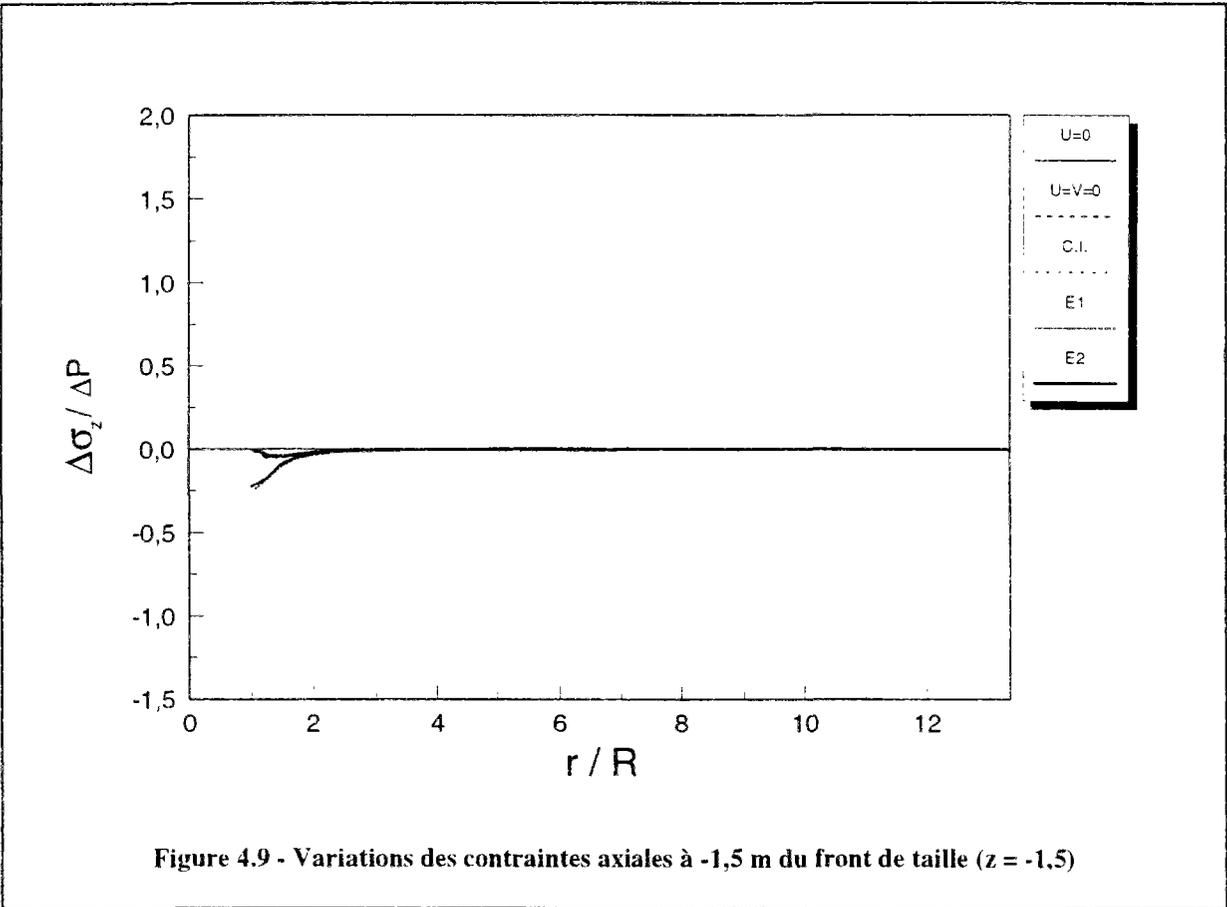


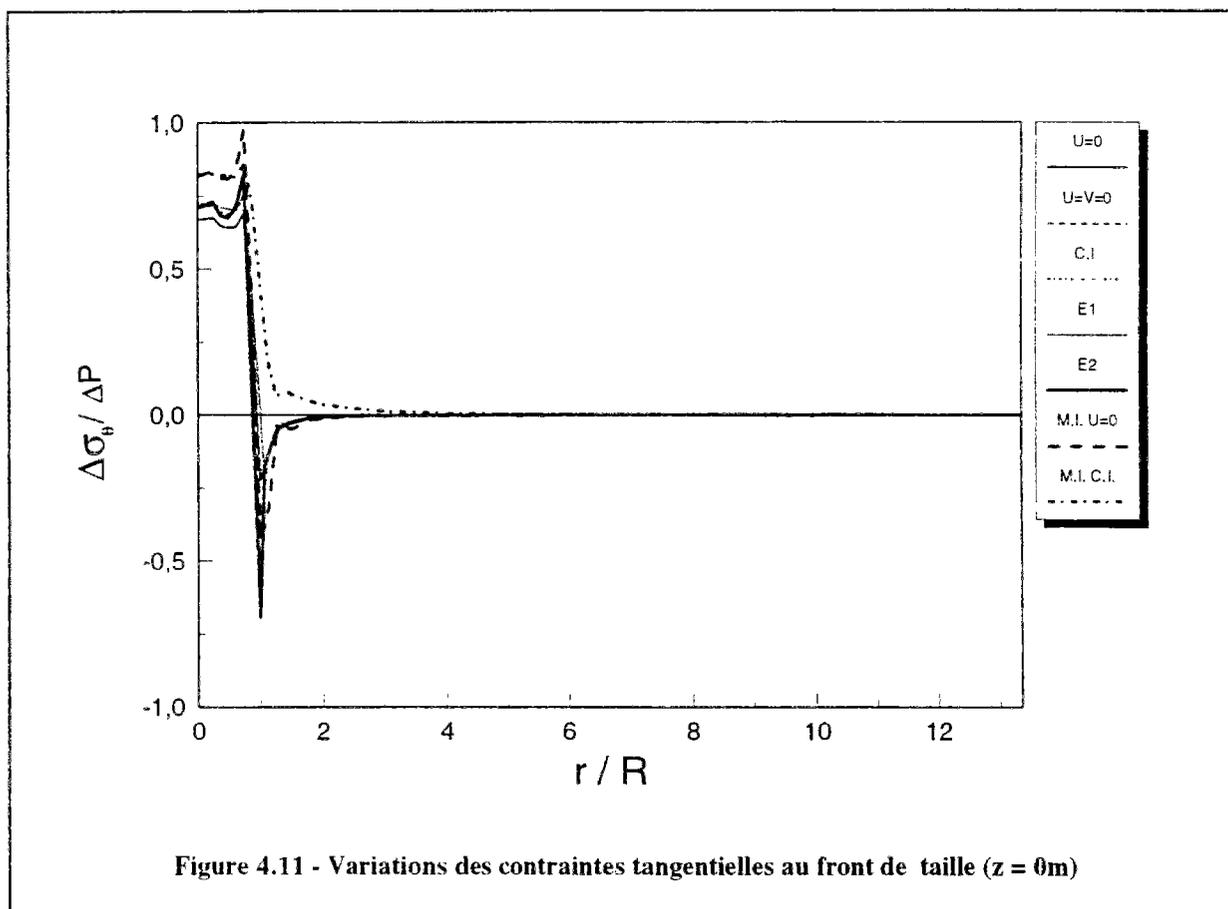
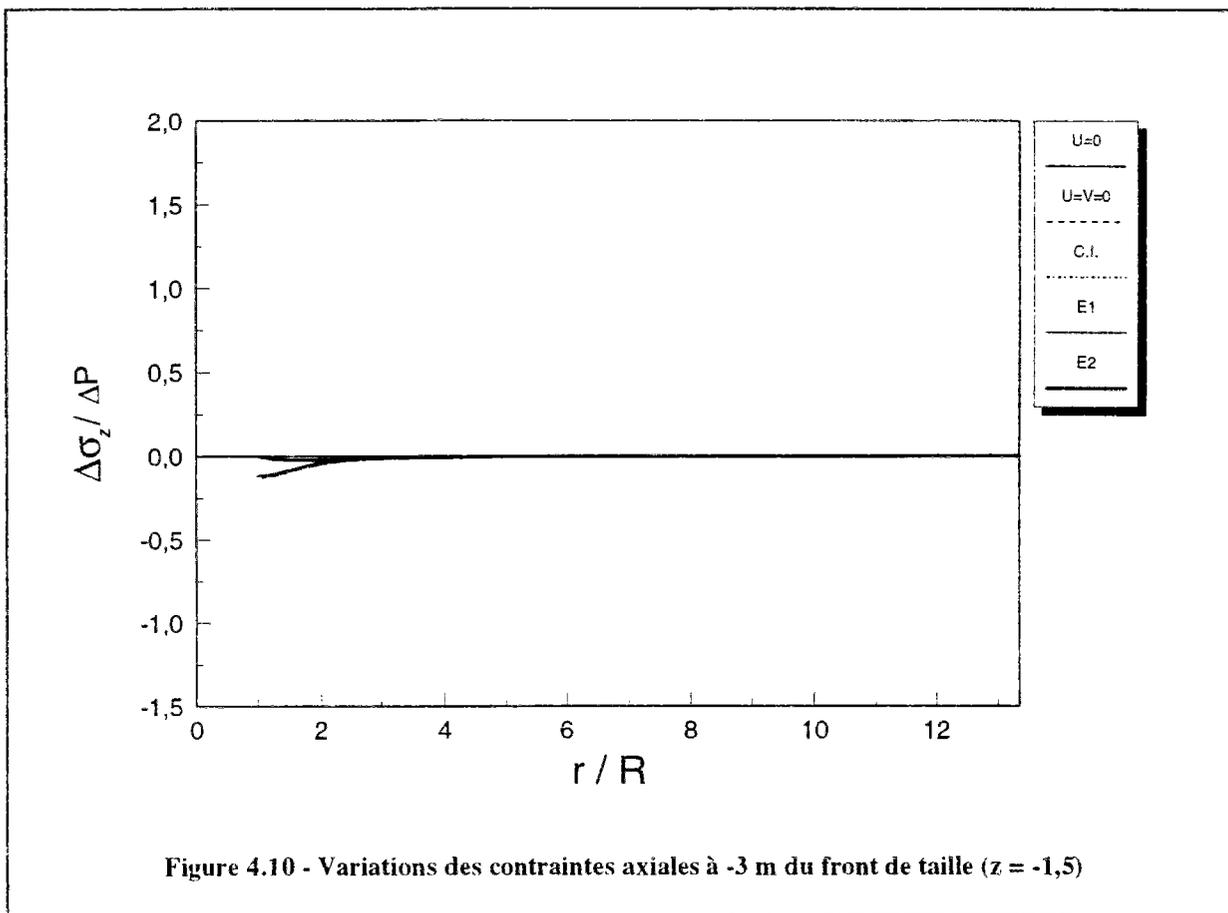




une zone qui est limitée pratiquement à un rayon du bord du tunnel dans la direction radiale ($r = 2R$) et à un diamètre dans la direction axiale ($z = 6$ m). On observe également, au front de taille, une perturbation de la distribution de contraintes au niveau du bord du tunnel. Les figures 4.9 et 4.10 montrent que la contrainte axiale à l'arrière du front de taille n'est pas affectée par la mise en pression du front, pour les conditions de déplacement bloqué en direction radiale et axiale et celle d'un revêtement de module 200.000 MPa, c'est-à-dire lorsque le déplacement axial est restreint. Pour les autres conditions aux limites, on remarque une légère diminution de la contrainte, sur une distance d'un rayon par rapport au bord du tunnel. Ce phénomène disparaît à environ un rayon derrière le front de taille.

Les distributions de contraintes tangentielles, en avant du front, sont représentées sur les figures 4.11 à 4.13 ; elles sont semblables à celles obtenues pour la contrainte radiale. En particulier, l'influence des différentes conditions aux limites est pratiquement la même, à l'exception de la condition correspondant au chargement d'un massif semi-infini qui fait apparaître une augmentation de contrainte légèrement plus forte que les autres modèles. On





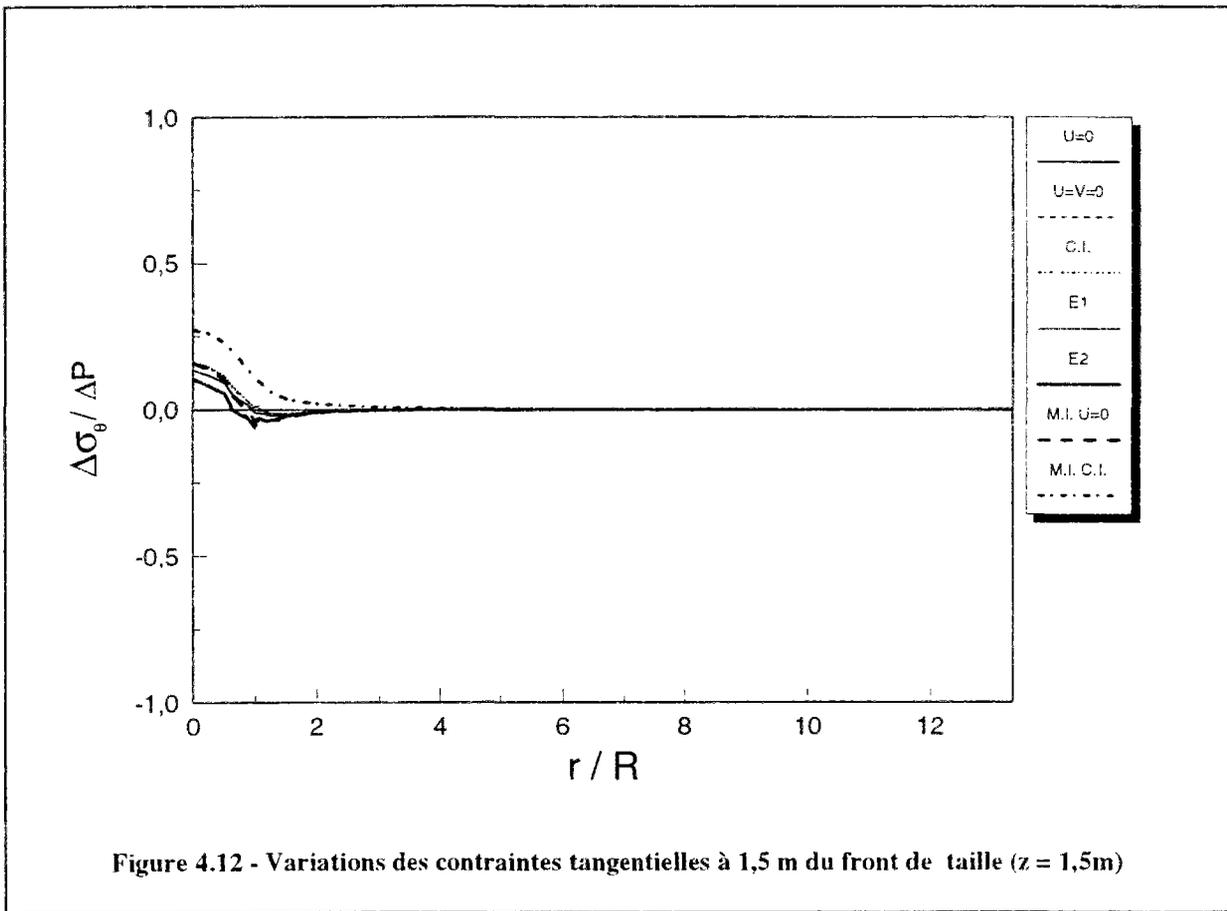


Figure 4.12 - Variations des contraintes tangentielles à 1,5 m du front de taille ($z = 1,5m$)

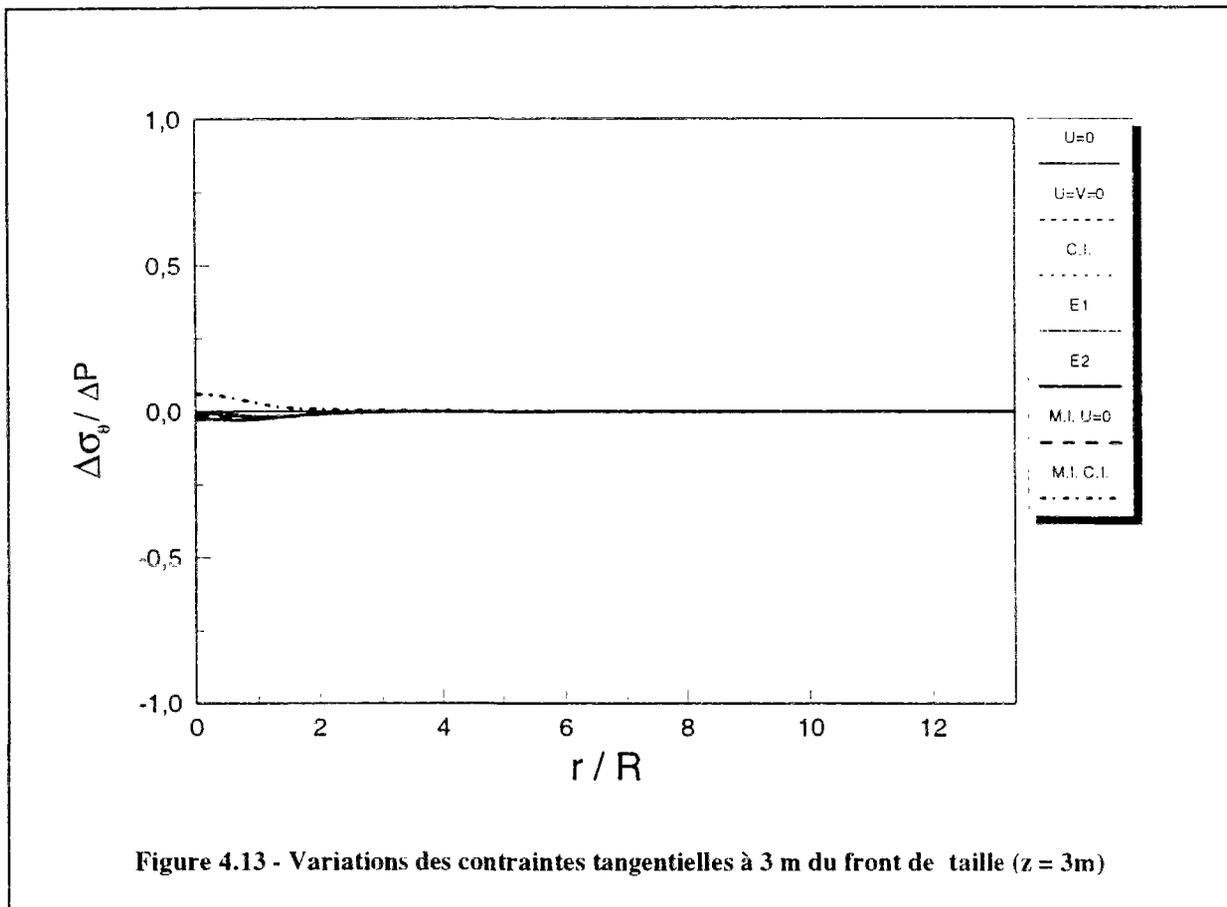
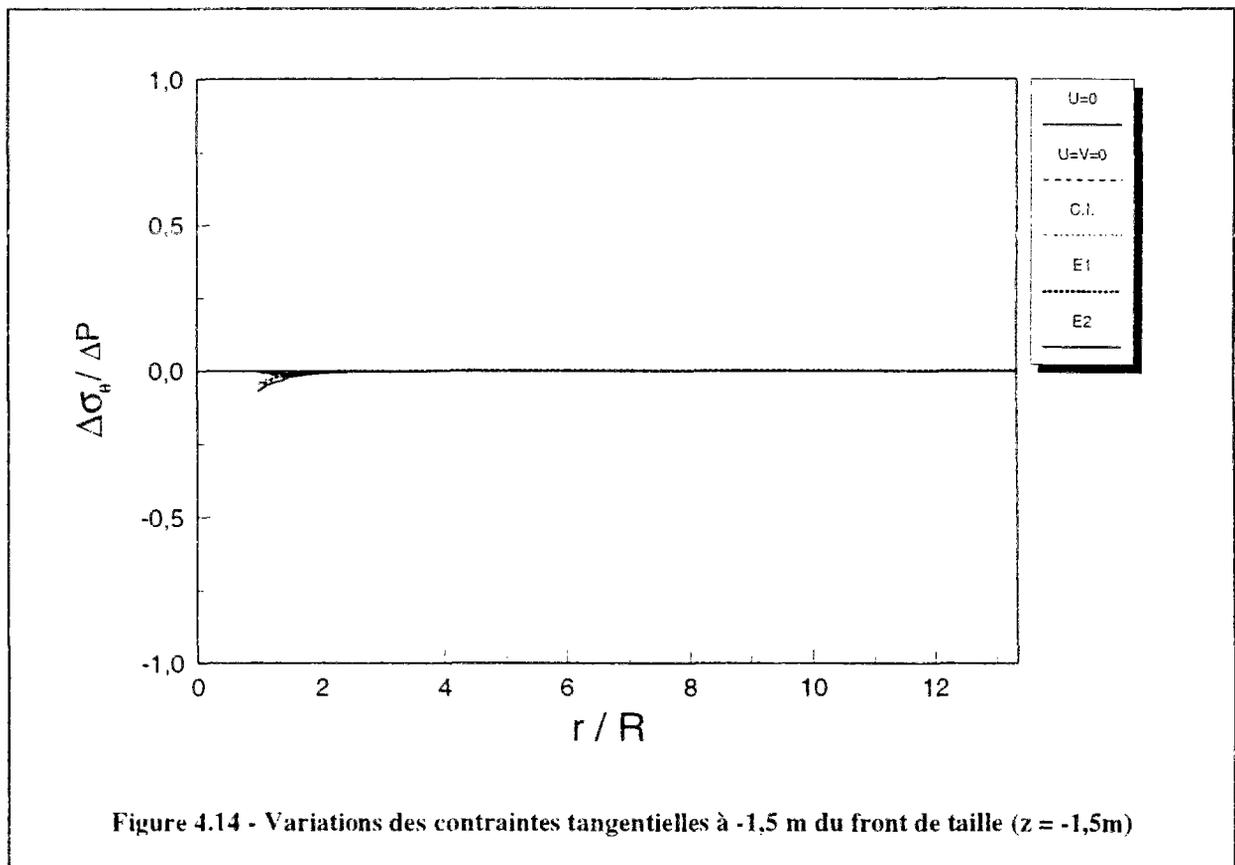
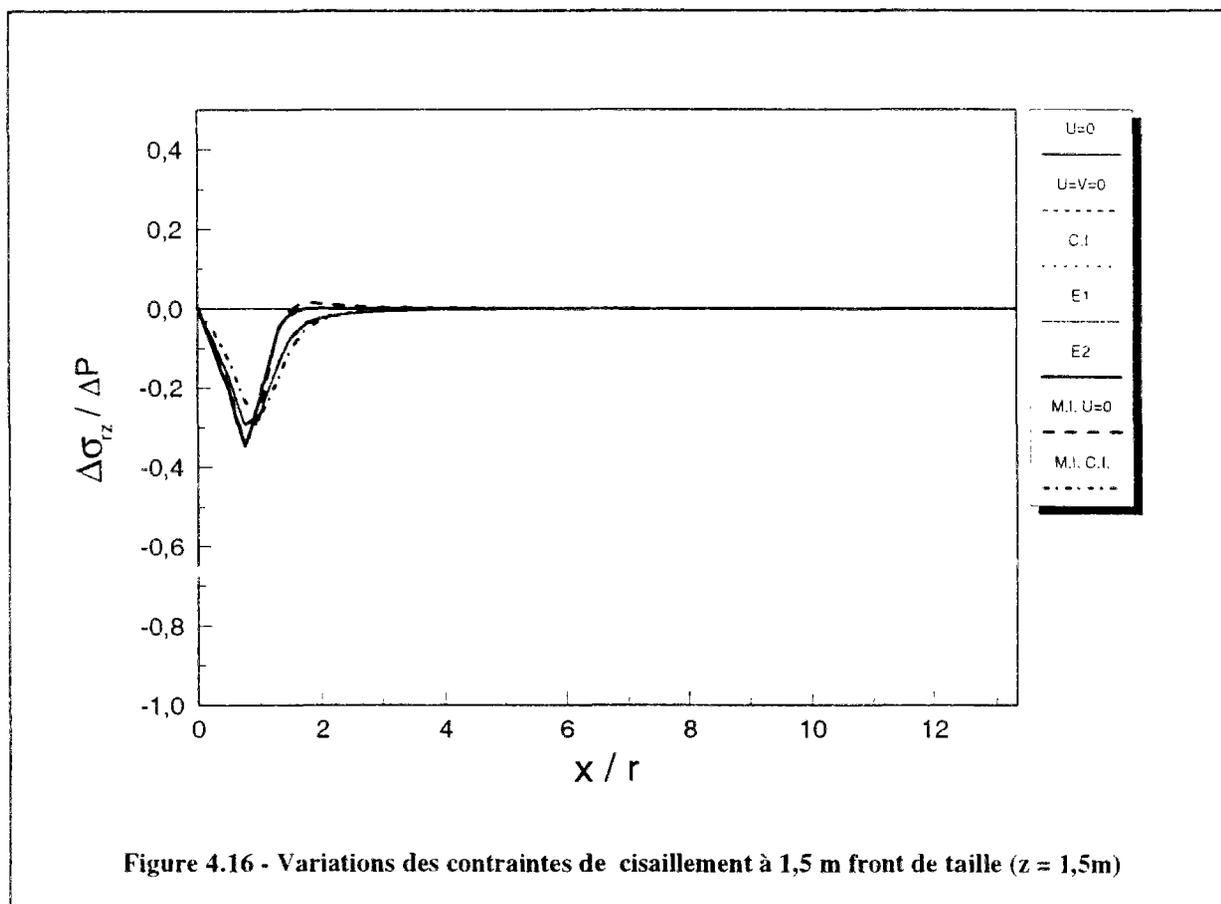
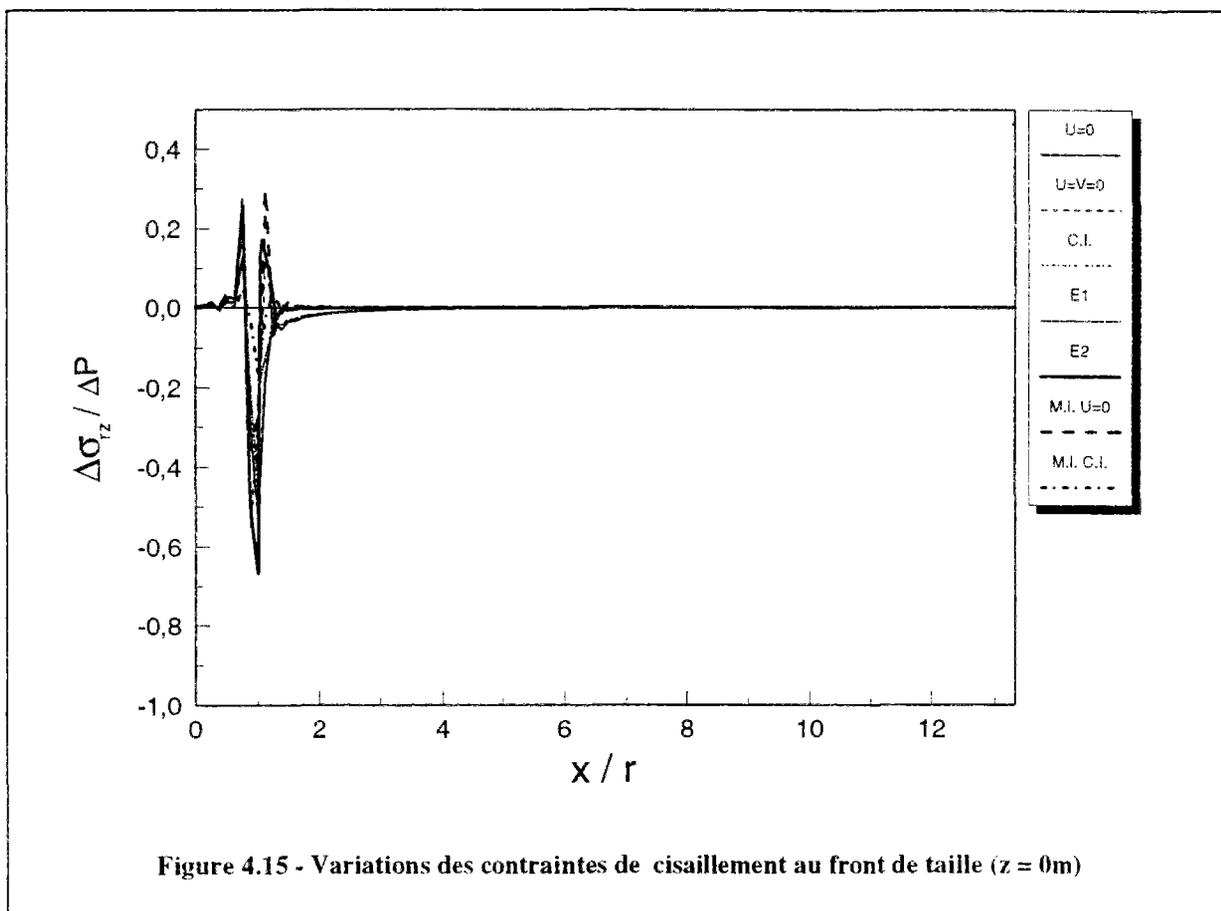


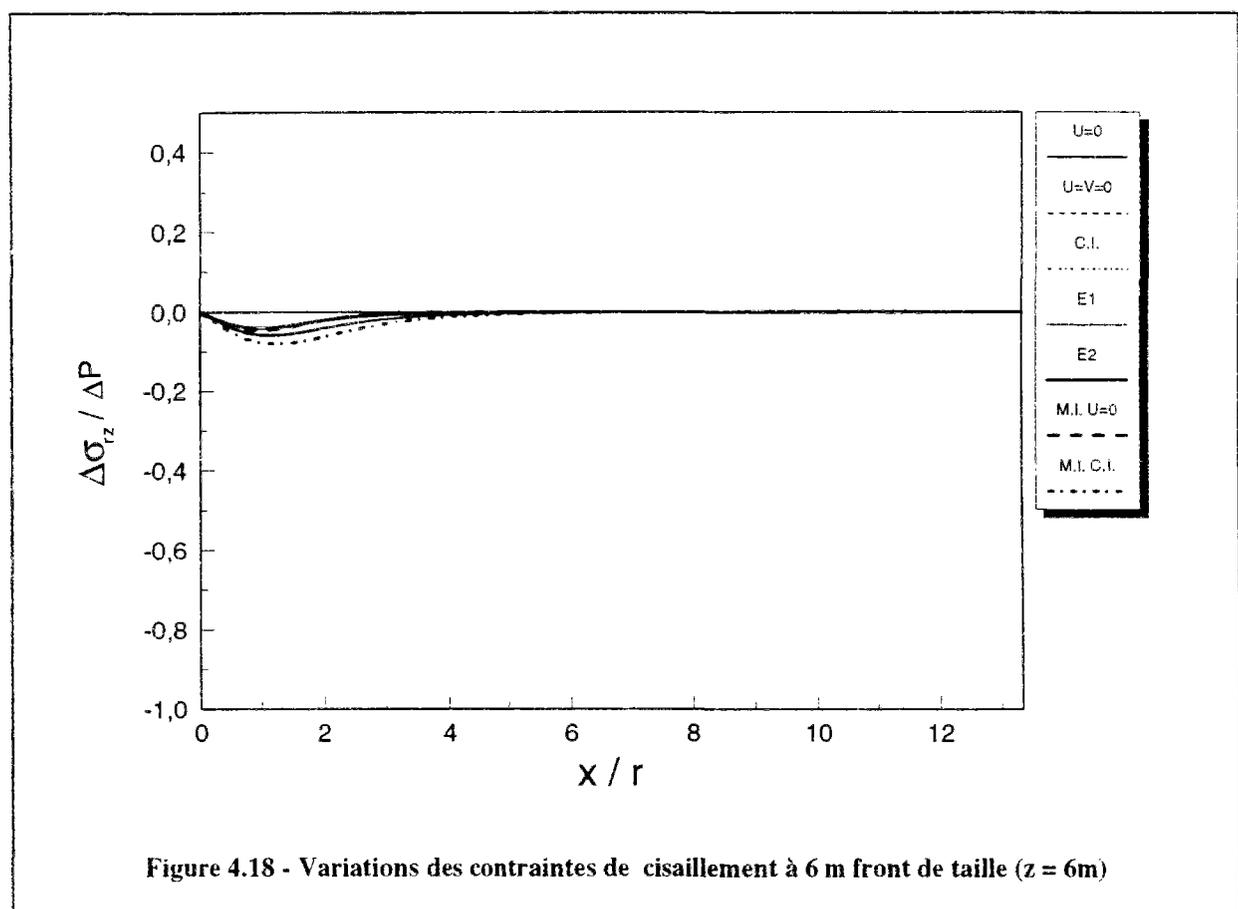
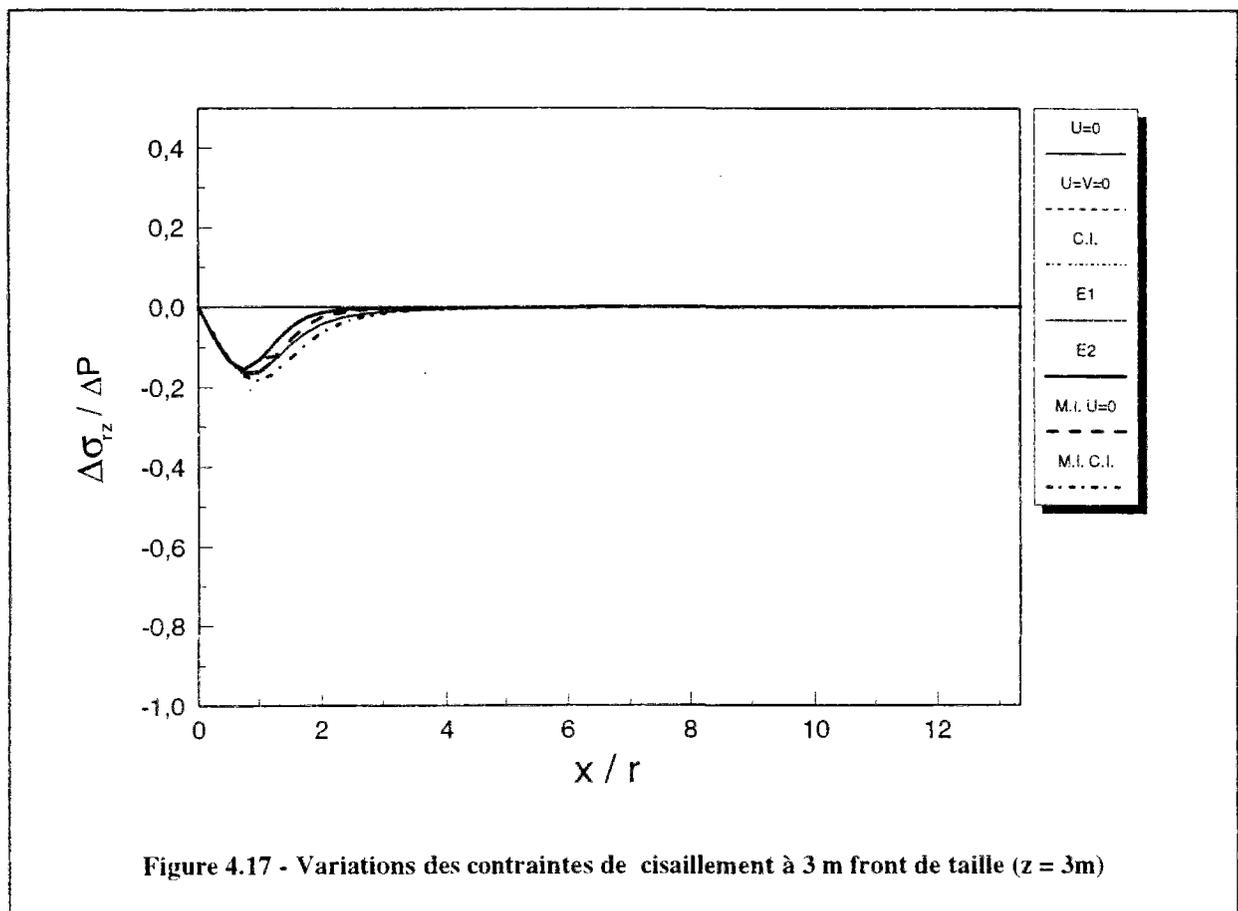
Figure 4.13 - Variations des contraintes tangentielles à 3 m du front de taille ($z = 3m$)

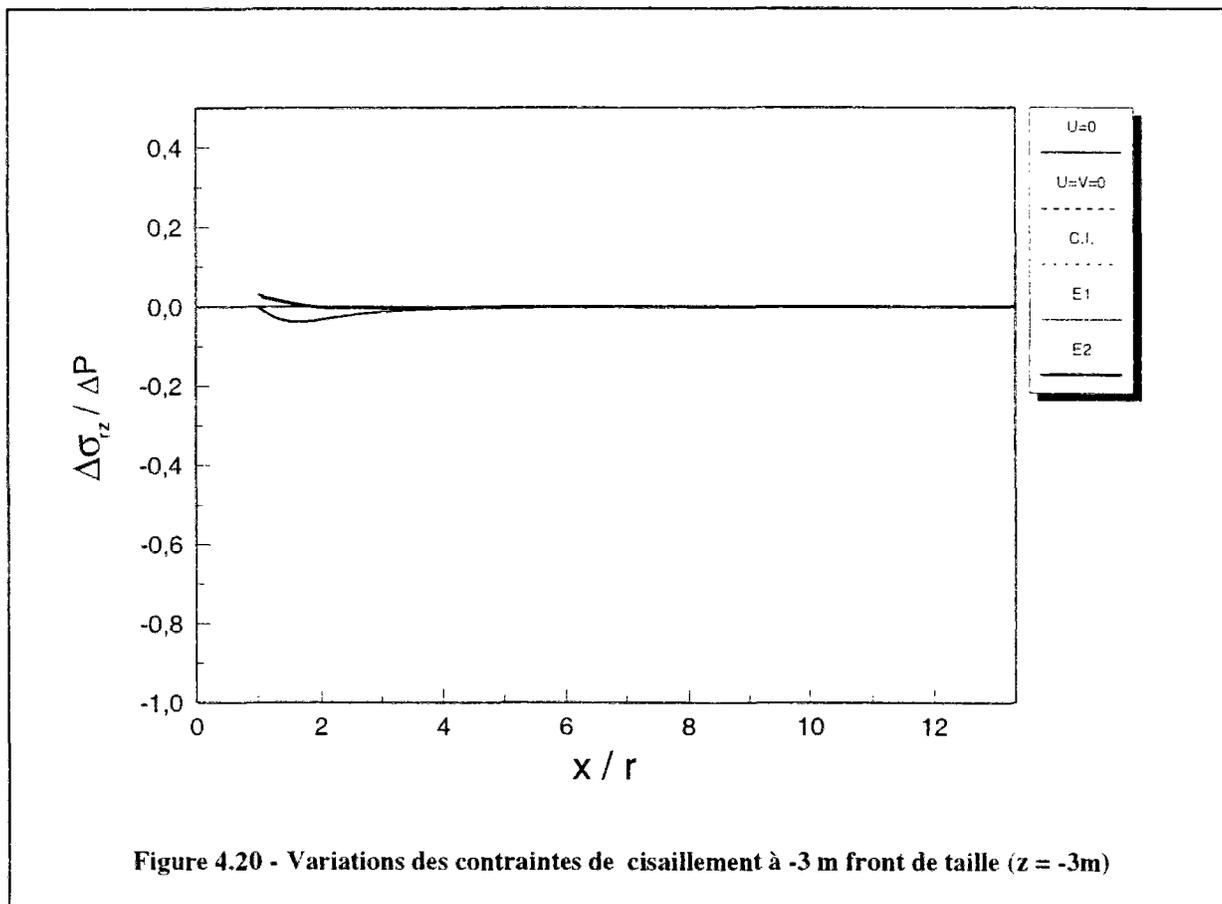
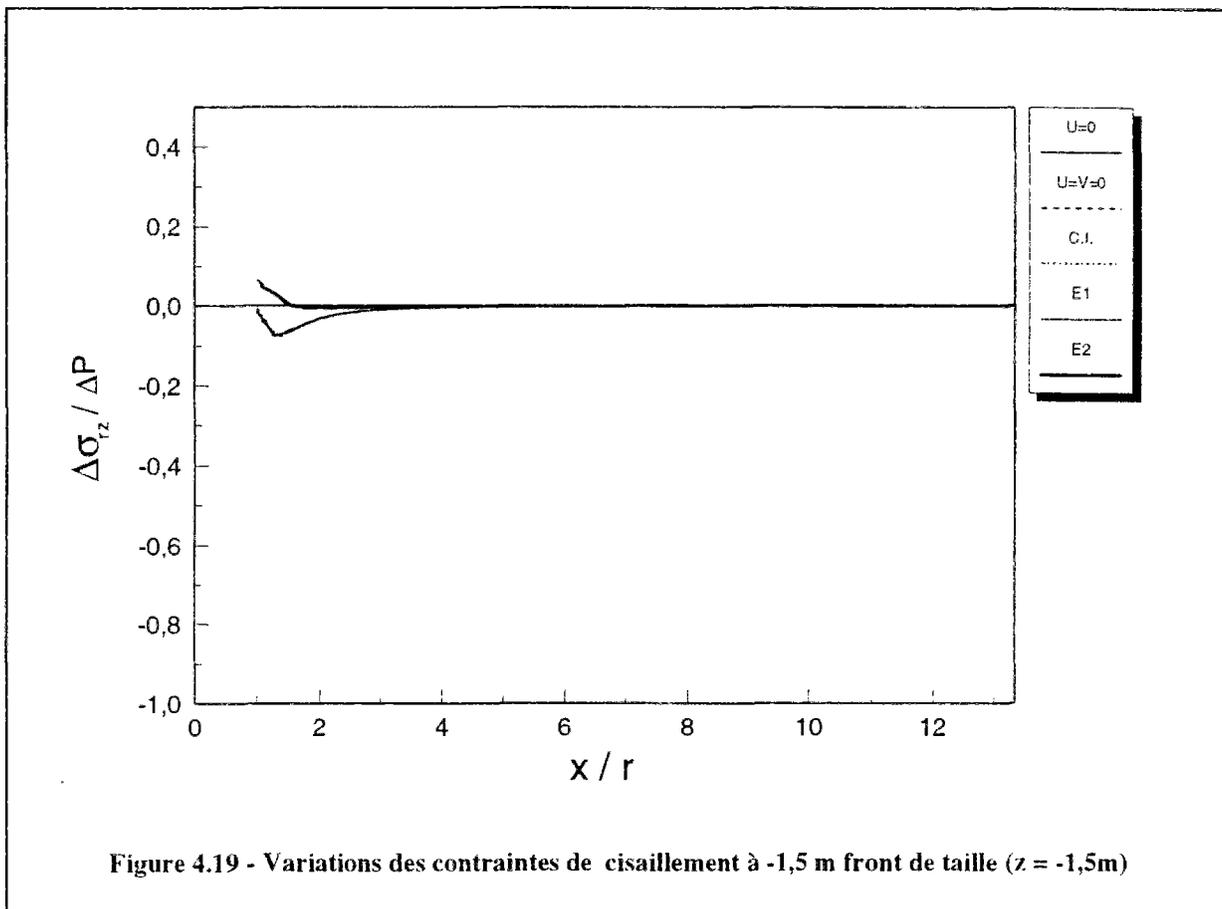
peut également observer que l'effet de la mise en pression du front sur la contrainte tangentielle est limité : l'augmentation de contrainte se manifeste jusqu'à un rayon en avant du front de taille et dans la direction axiale. La figure 4.14, qui représente la contrainte tangentielle à l'arrière du front de taille (i.e. pour $z = -1.5$ m), montre que la pressurisation du front n'a pas effet sur le terrain situé autour du tunnel.

Les distributions obtenues pour les contraintes de cisaillement au front de taille ne sont affectées par la mise en pression du front que sur une zone très localisée à proximité du bord du tunnel (figure 4.15). Cet effet est vraisemblablement lié à la présence de la singularité déjà évoquée précédemment. En avant du front, on remarque qu'à 1.5 m et 3 m (figures 4.16 et 4.17), le terrain subit un cisaillement négatif de même grandeur, quelle que soit la condition aux limites appliquée. Cet effet peut être considéré comme nul à partir de 6 m (figure 4.18). A -1.5 m derrière le front de taille (figure 4.19), on remarque que la contrainte tangentielle est légèrement affectée par la mise en pression du front sur une distance de un rayon du bord du tunnel. On distingue deux catégories de réponses selon que le déplacement axial sur la périphérie du tunnel est bloqué ou non. A partir d'un rayon à l'arrière du front de taille, l'effet de ΔP sur le cisaillement peut être considéré comme nul (figures 4.20).



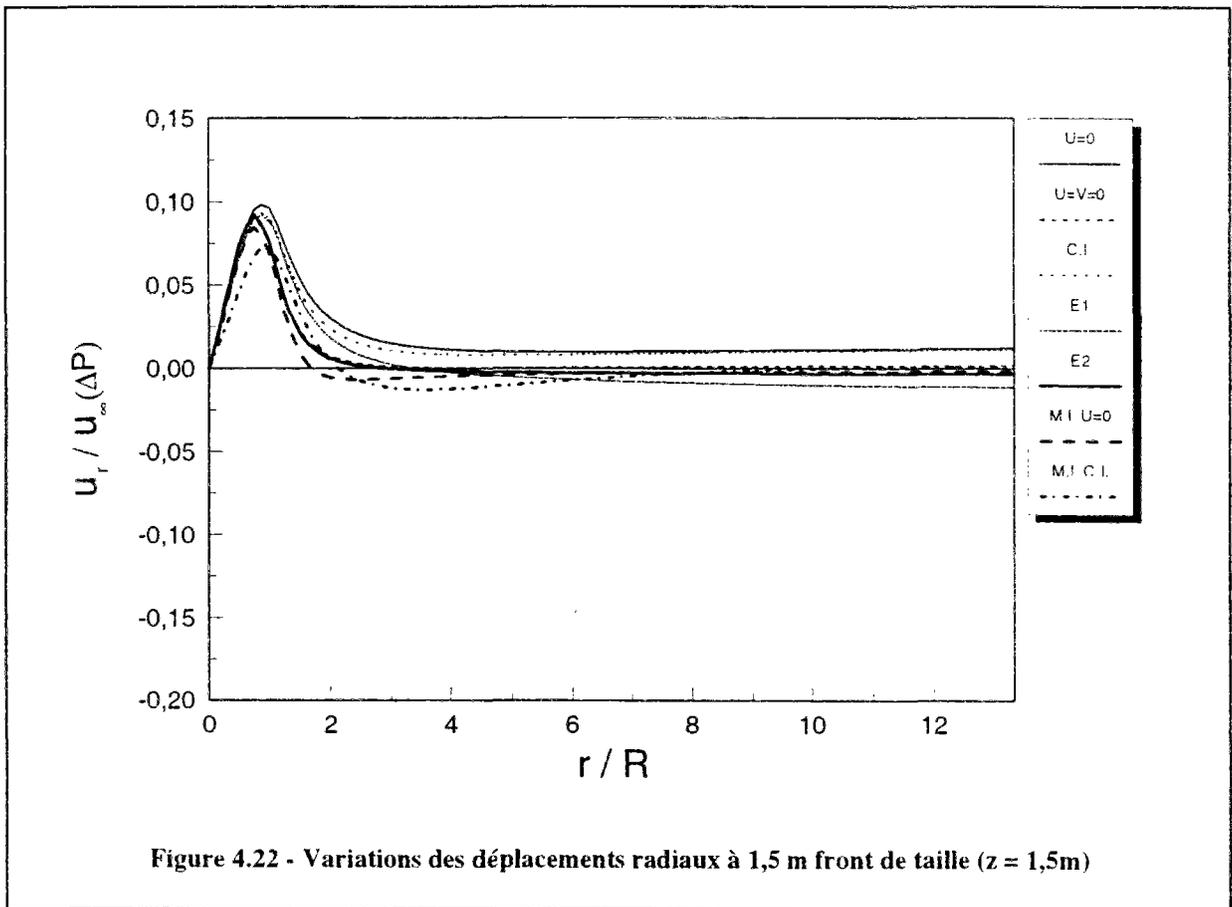
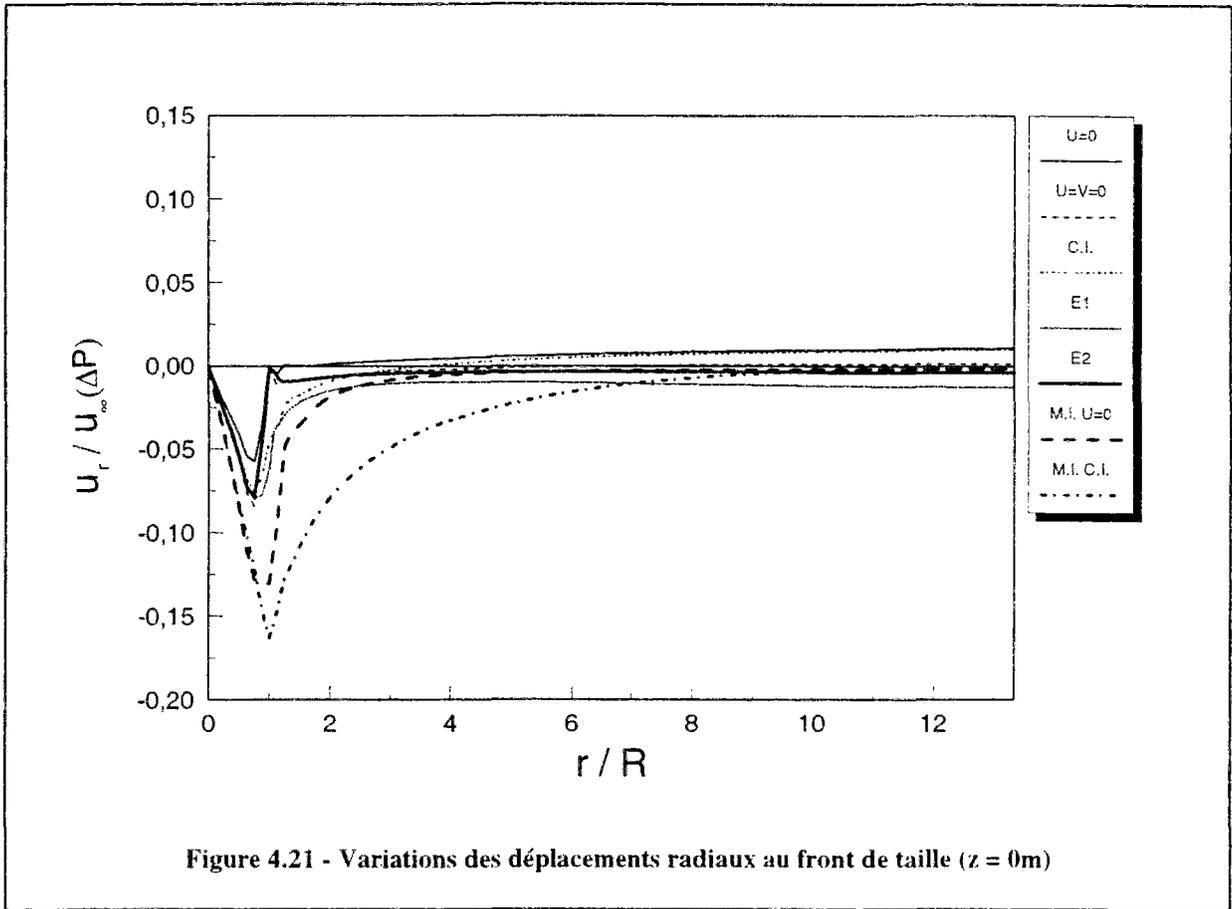


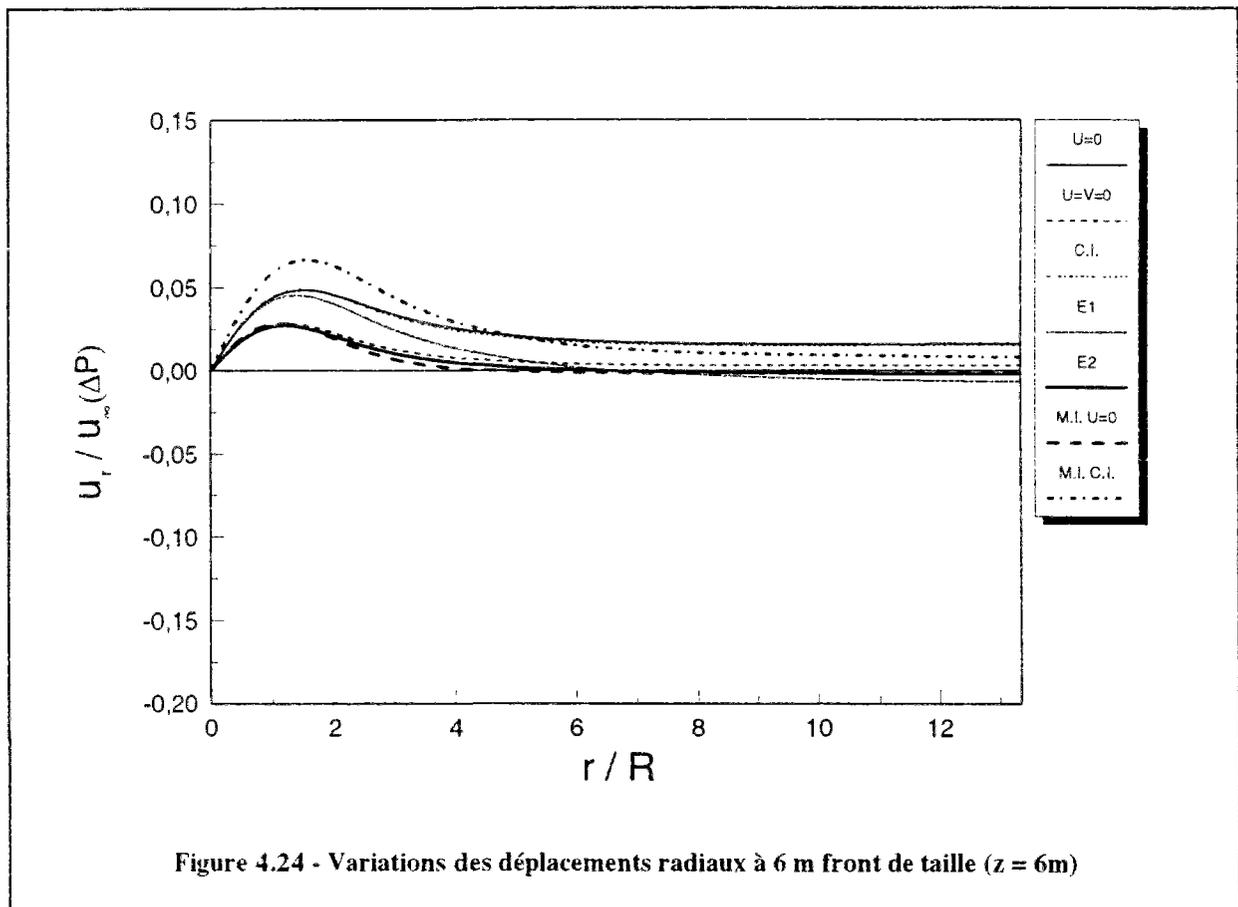
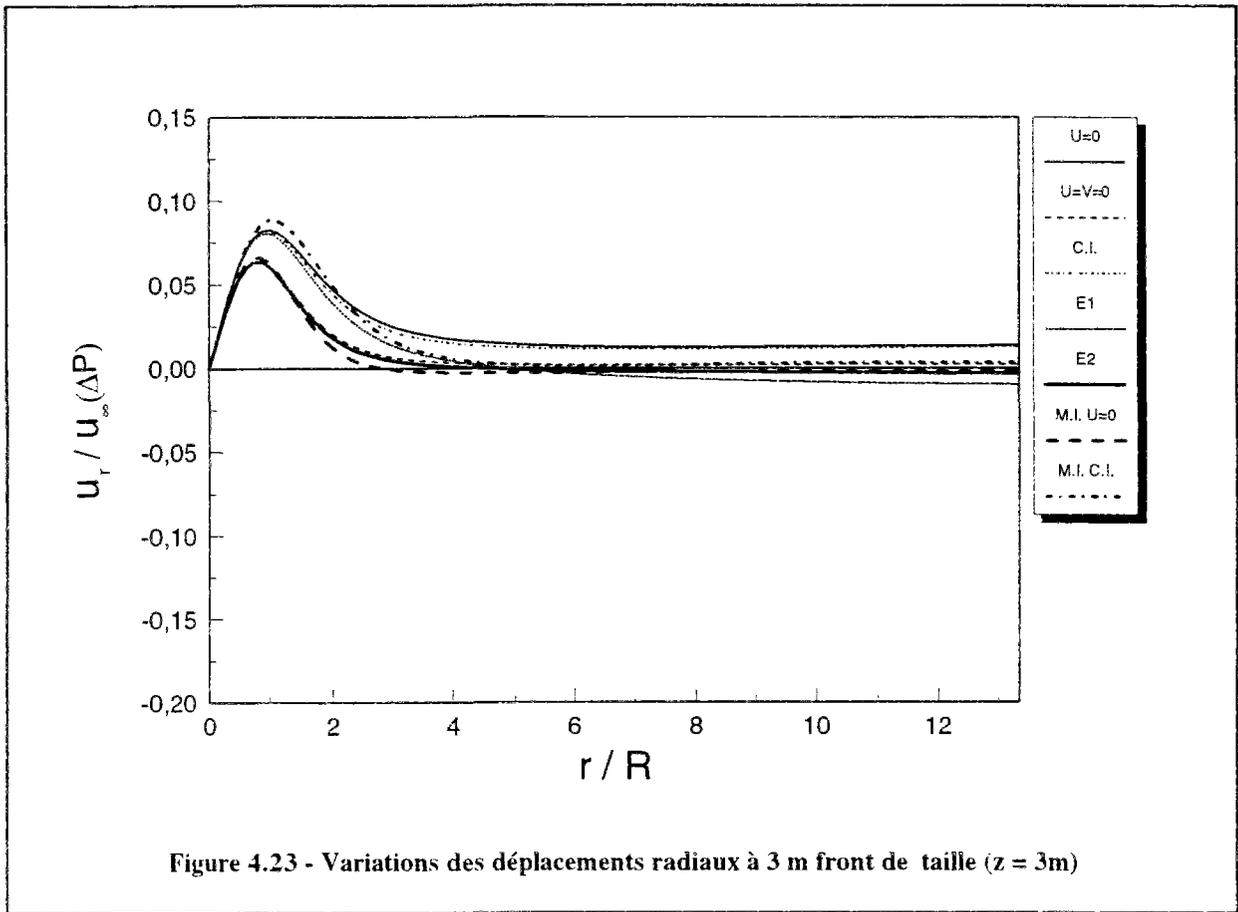




Les variations de déplacement radial au front et en avant du front sont représentées sur les figures 4.21 à 4.24. Au front de taille, on constate, quelle que soit la condition aux limites appliquée, une décompression du terrain. Le déplacement le plus fort, aussi bien dans le noyau à excaver que dans le terrain situé autour du noyau, correspond au cas d'un massif semi-infini avec contrainte imposée. Par conséquent, la présence de la galerie tend à diminuer le déplacement au front de taille. En avant du front ($z = 1,5 \text{ m}, 3 \text{ m}, 6 \text{ m}$), les différents modèles conduisent à un soulèvement du terrain. A 1,5 m du front, ce déplacement est pratiquement indépendant du modèle dans le noyau mais varie légèrement en fonction du modèle à l'intérieur du noyau à excaver. A 3 m et 6 m on remarque un regroupement des distributions de déplacement autour de deux courbes, selon le niveau de restriction imposée au déplacement radial. A l'arrière du front, le déplacement radial induit dans le terrain est pratiquement nul dans les cas d'un revêtement de module égal à 200.000 MPa et celui où les déplacements radial et axial sont bloqués sur le bord du tunnel (figure 4.25, 4.26 et 4.27). On remarque, dans les autres cas, une compression du terrain relativement faible dans le massif situé à proximité de la galerie.

Les distributions de déplacement axial obtenues en avant du front sont représentés sur les figures 4.28 à 4.31. Ces figures montrent que quelle que soit la distance au front et la condition aux limites appliquée, le terrain est repoussé devant le front. On peut noter que le cas d'un massif semi-infini induit un déplacement plus fort par rapport aux autres conditions aux limites. Les autres modèles conduisent à des distributions des déplacements groupés autour de groupes de courbes : une courbe de déplacement plus faible, qui correspond aux cas où le déplacement est bloqué dans les directions radiale et axiale sur le bord du tunnel, celui d'un revêtement de module égal à 200.000 MPa, et le cas d'un massif semi-infini avec déplacement axial bloqué. On remarque, encore une fois, que le blocage du déplacement axial, aussi bien directement que par l'introduction d'éléments rigides, limite le déplacement dans le massif. On peut constater le même phénomène sur les figures 4.32, 4.33 et 4.34, qui représentent le déplacement axial à l'arrière du front.





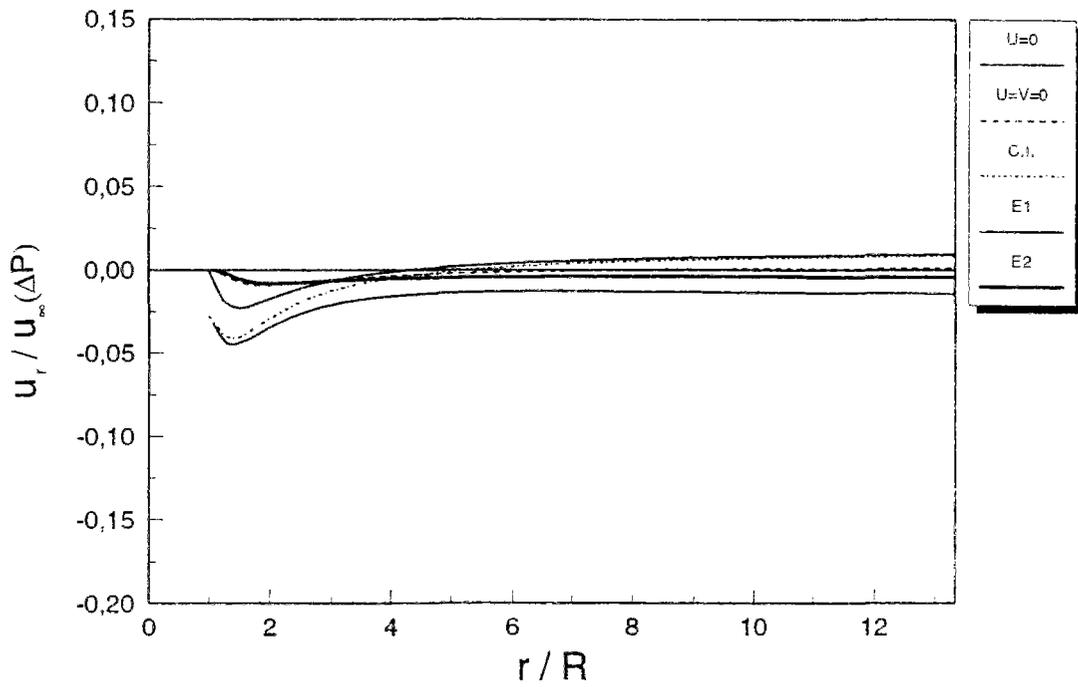


Figure 4.25 - Variations des déplacements radiaux à -1,5 m front de taille (z = -1,5m)

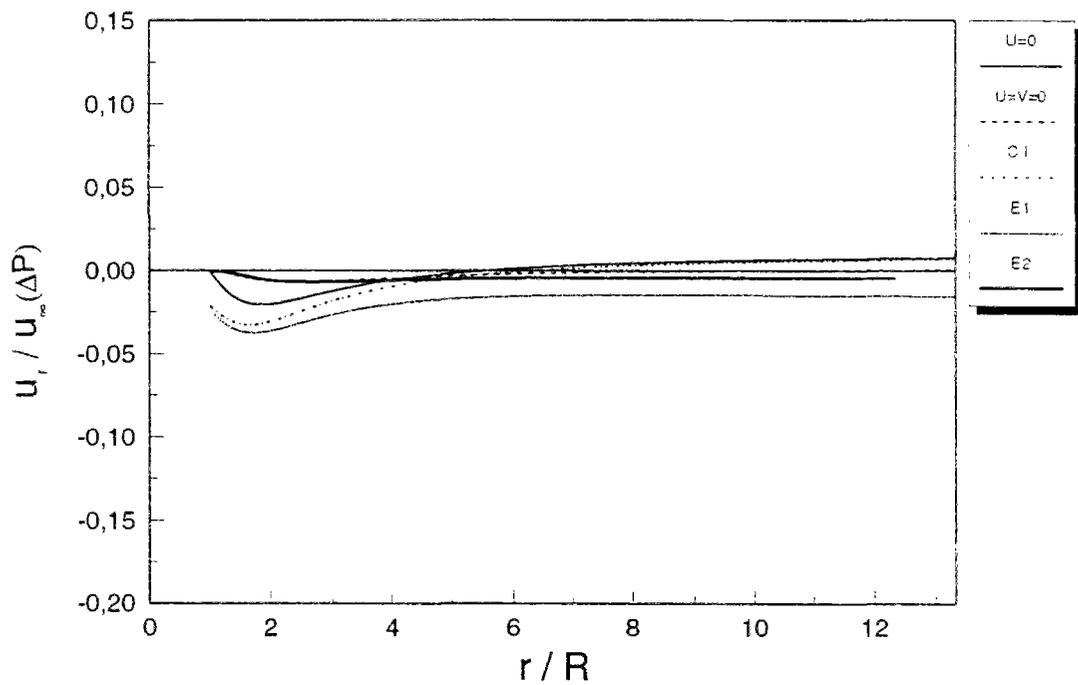
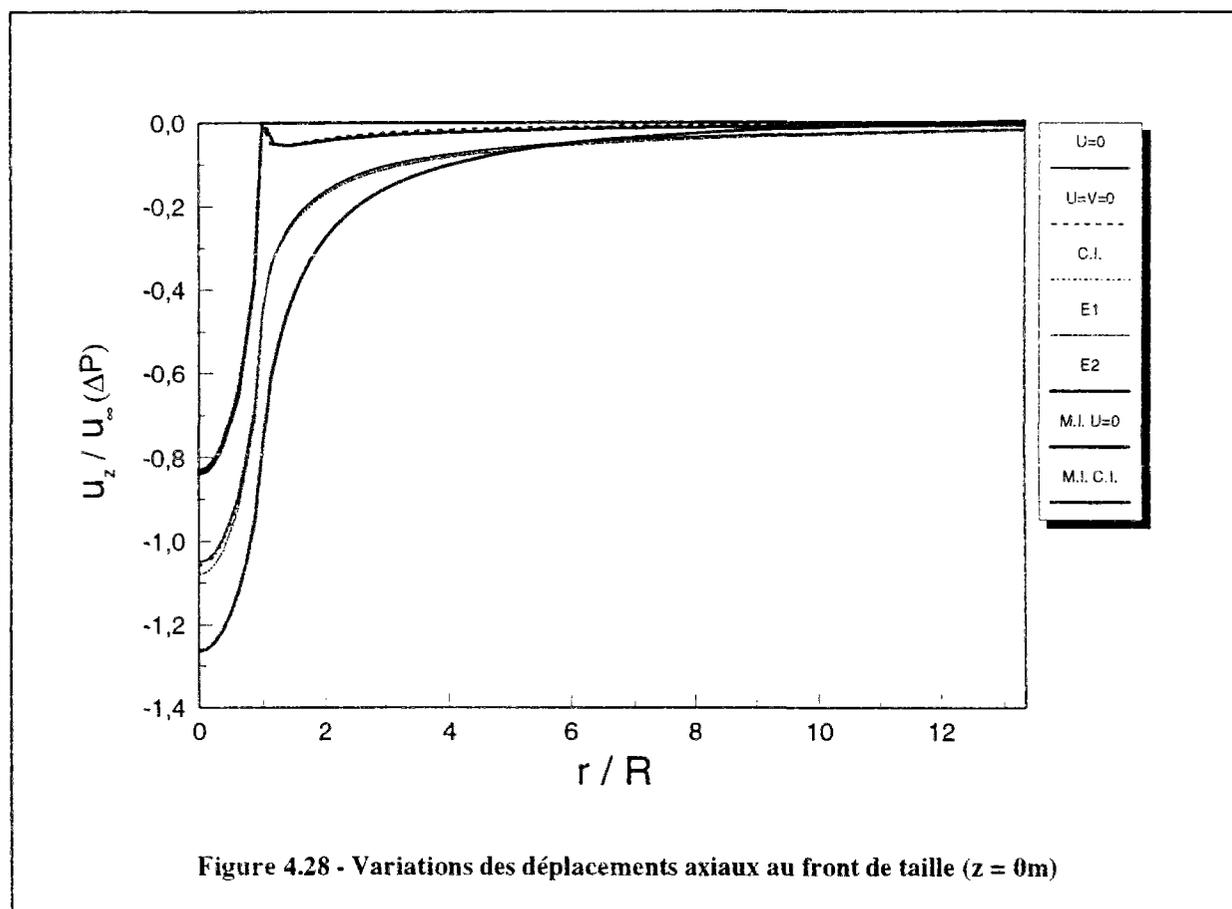
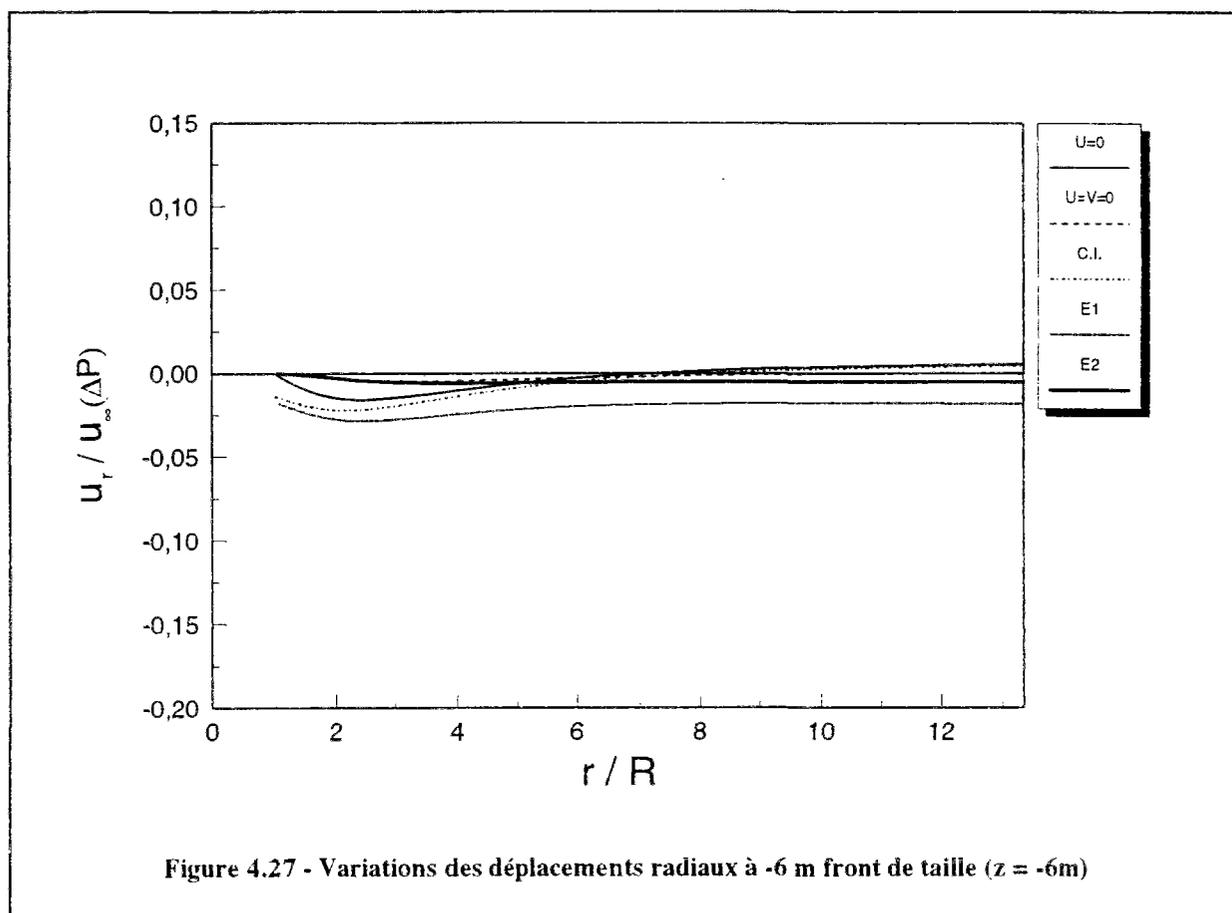
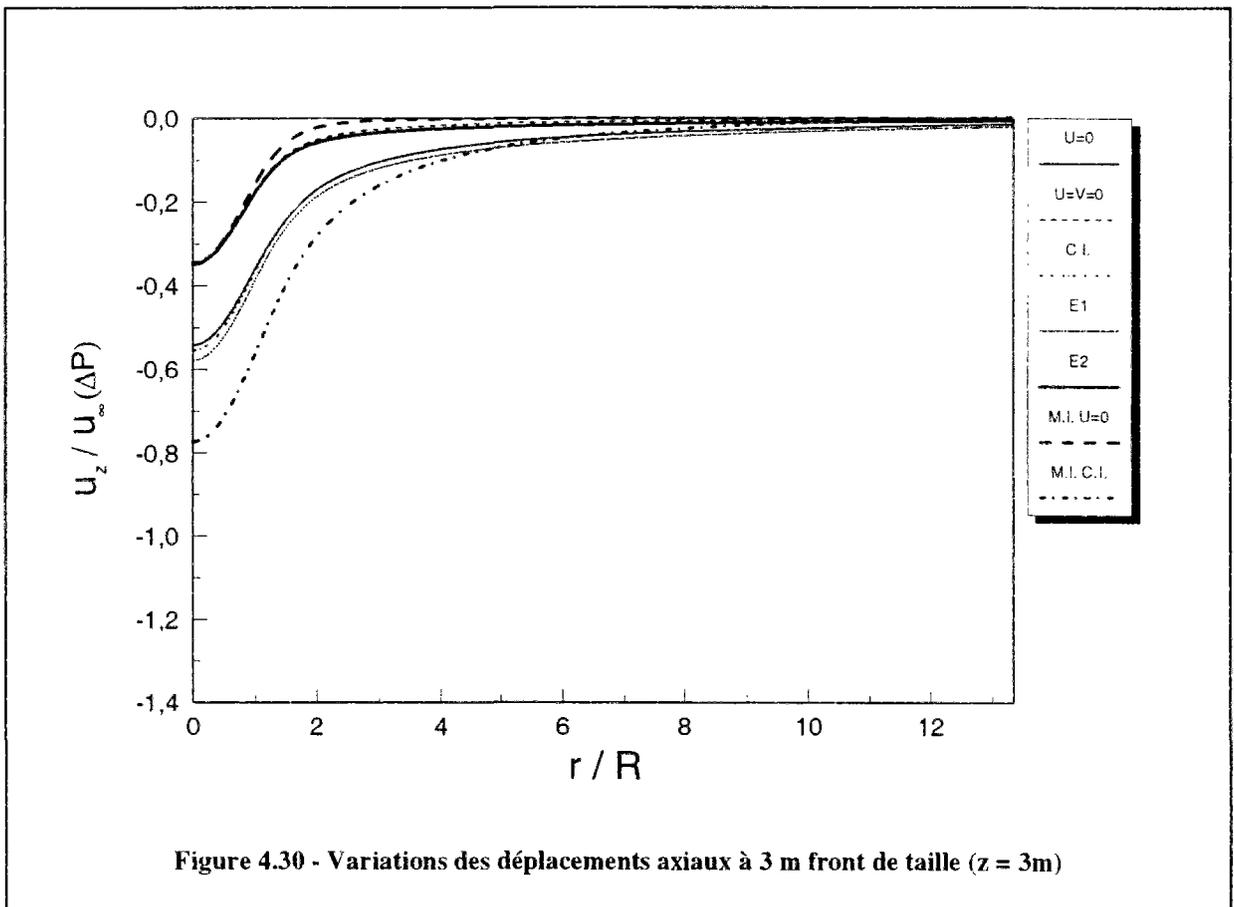
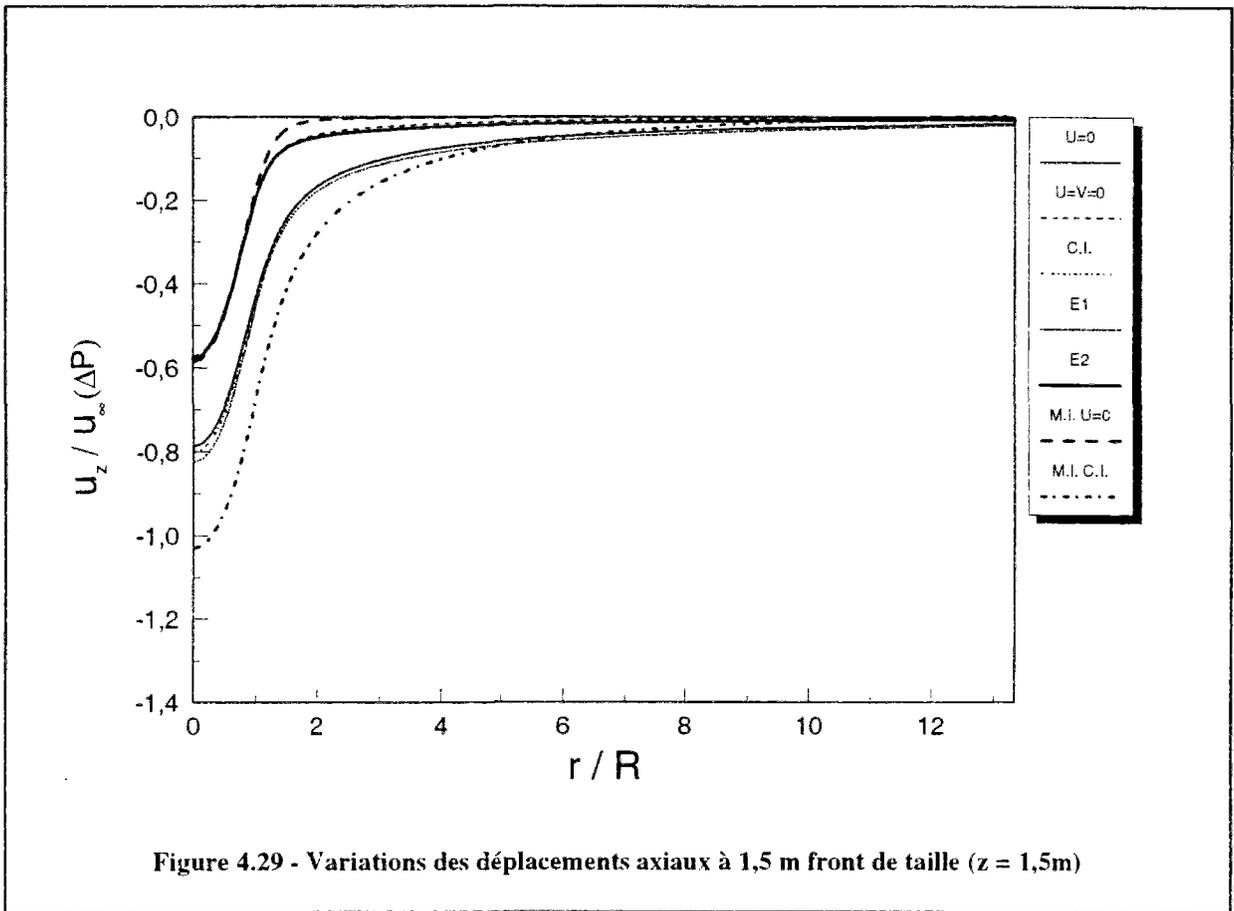
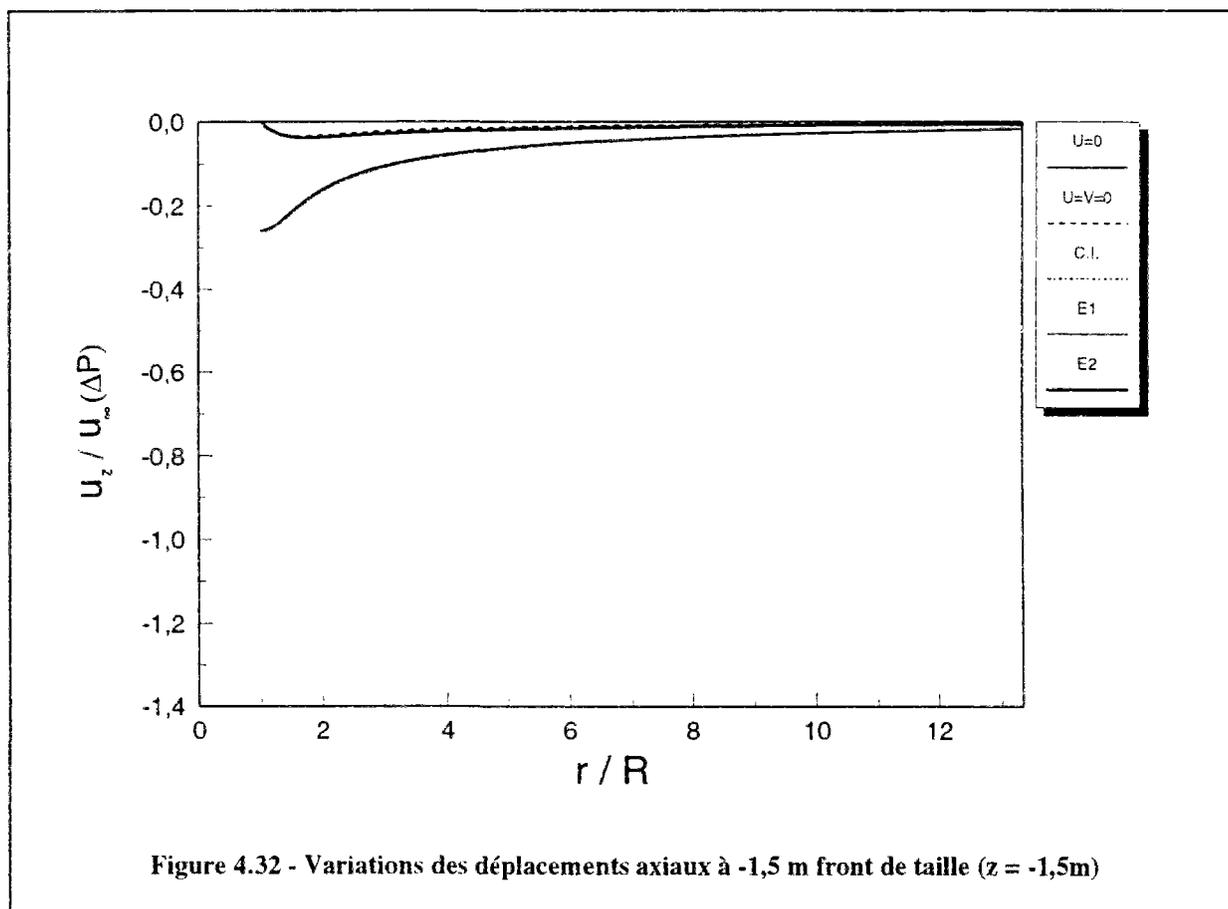
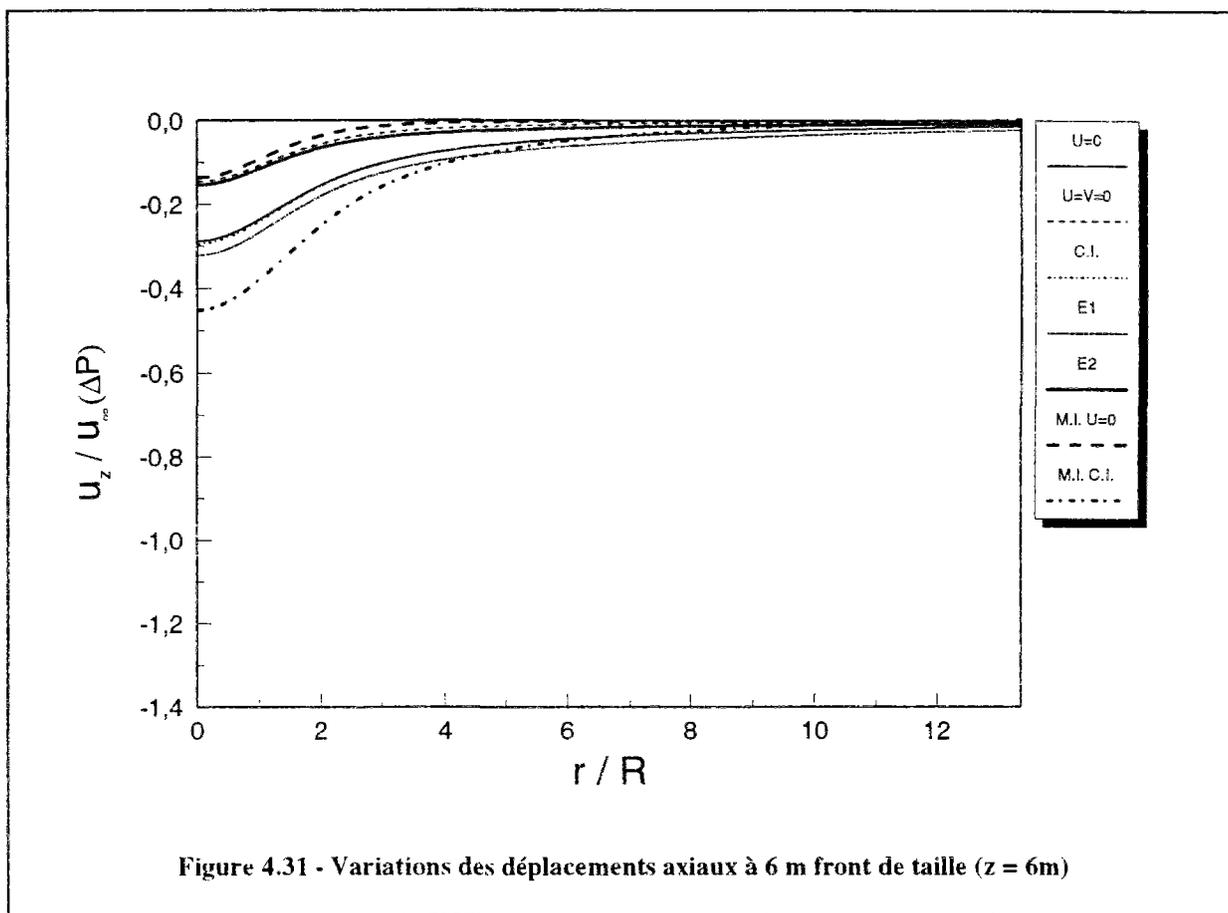
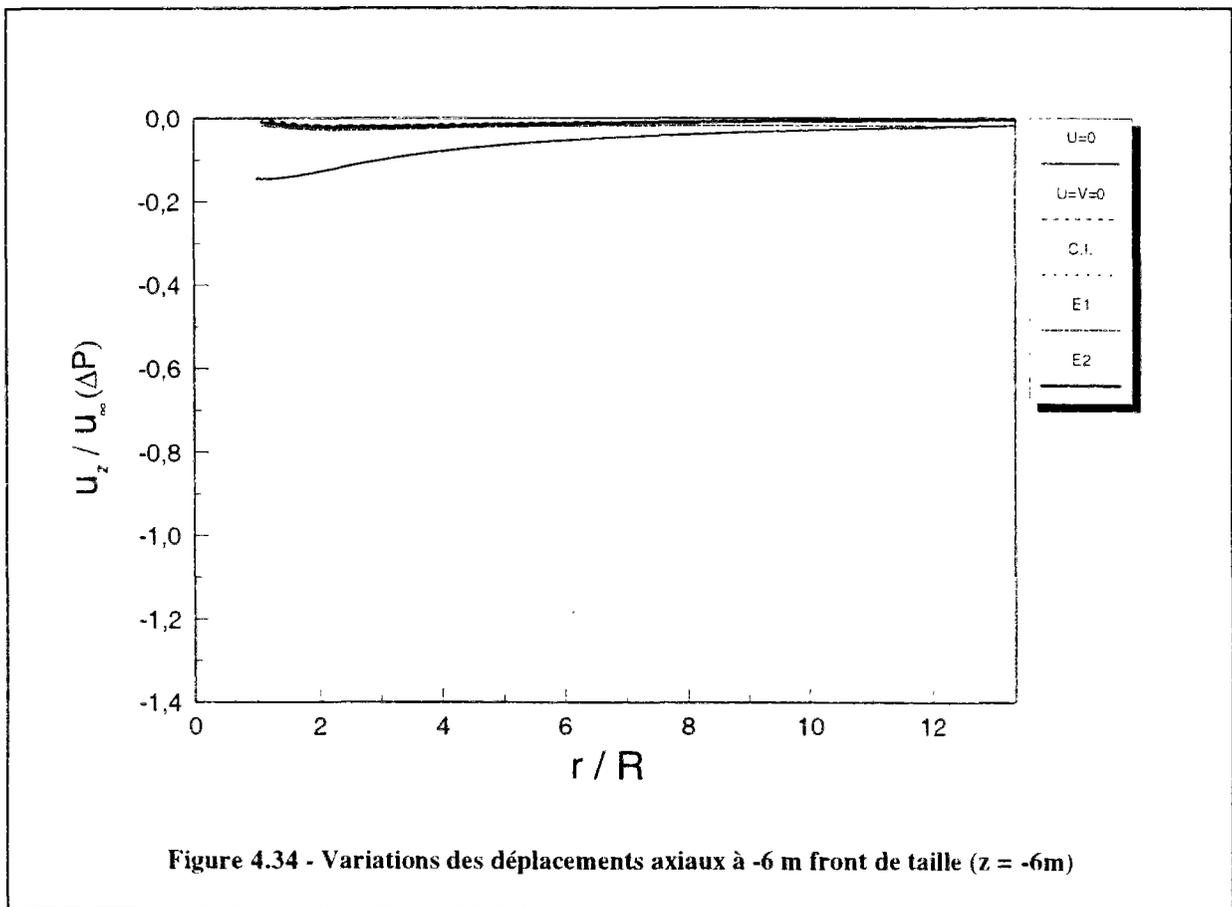
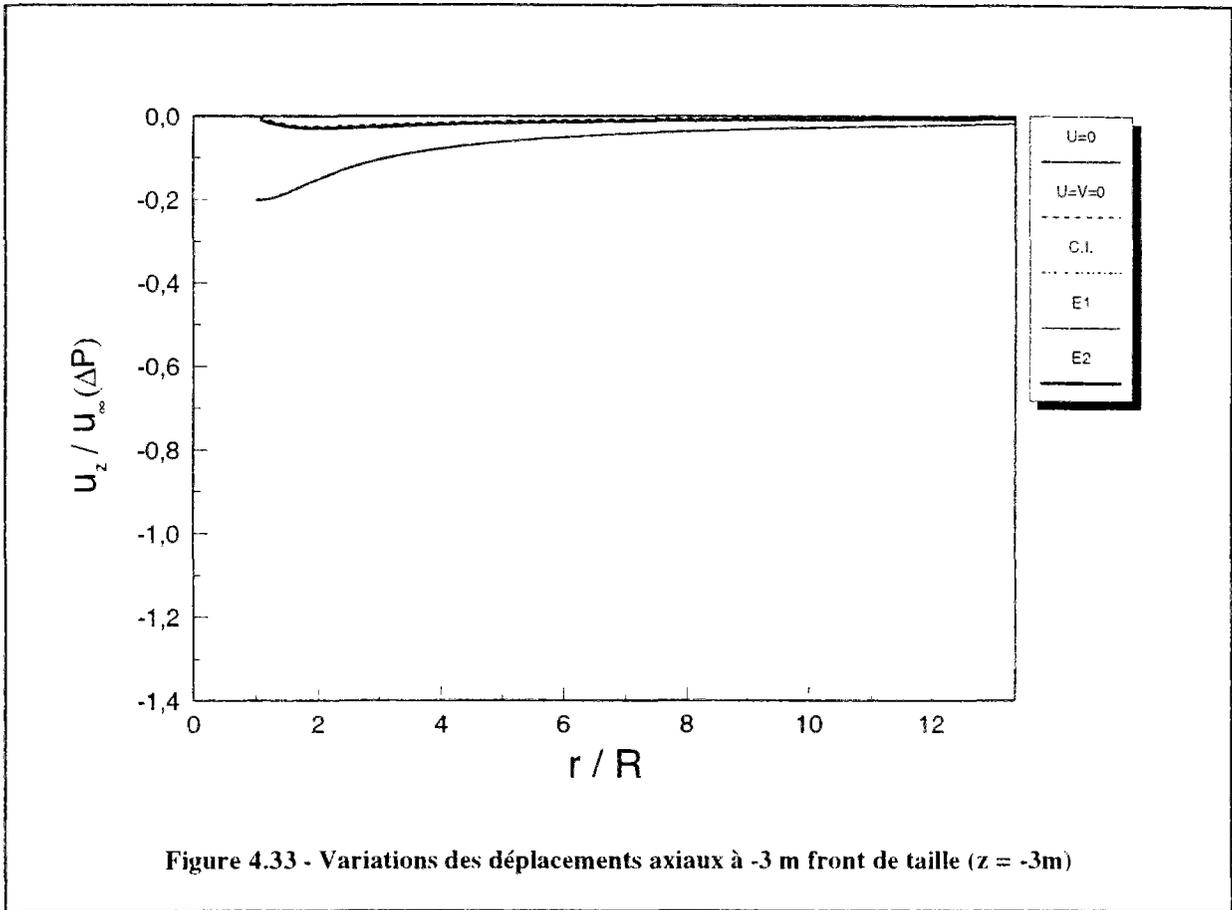


Figure 4.26 - Variations des déplacements radiaux à -3 m front de taille (z = -3m)









Les calculs effectués pour différentes conditions aux limites ont montré que l'influence de la mise en pression du front sur les contraintes dans le terrain est limitée à une zone proche du front de taille. Les contraintes radiale, axiale et tangentielle en avant du front subissent une augmentation, alors qu'il apparaît une zone en cisaillement négatif dans cette partie du massif. Ces effets sont approximativement limités à une partie du massif d'un rayon à un diamètre, tant dans la direction axiale que dans la direction axiale. Les distributions des contraintes radiale et tangentielle sont à peu près identiques. On note également que les contraintes sont perturbées, au niveau du front de taille, par la singularité constituée à ce niveau par la frontière entre le tunnel et le massif non-excavé ; la présence d'éléments rigides sur le bord du tunnel a tendance à accentuer cette perturbation. Les résultats concernant l'arrière du front montrent que, pour la plupart des conditions aux limites appliquées, la mise en pression du front n'a pas d'effet sur les contraintes. Quant aux déplacements, on note une différence, selon la condition aux limites appliquée : les valeurs maximales du déplacement sont obtenues pour le cas d'un massif semi-infini avec contrainte imposée. Ceci montre que la présence de la galerie et le blocage des déplacements sur la périphérie du tunnel ont tendance à limiter les déplacements devant le front. Les résultats peuvent se regrouper en deux familles de distributions de déplacements, suivant que le déplacement axial est restreint ou non. On constate le même effet à l'arrière du front de taille. Le déplacement est nul pour les cas où le déplacement axial est restreint tandis qu'on remarque un déplacement non nul aussi bien dans les directions axiale que radiale pour les autres cas, qui correspondent à un glissement parfait entre le revêtement et le terrain.

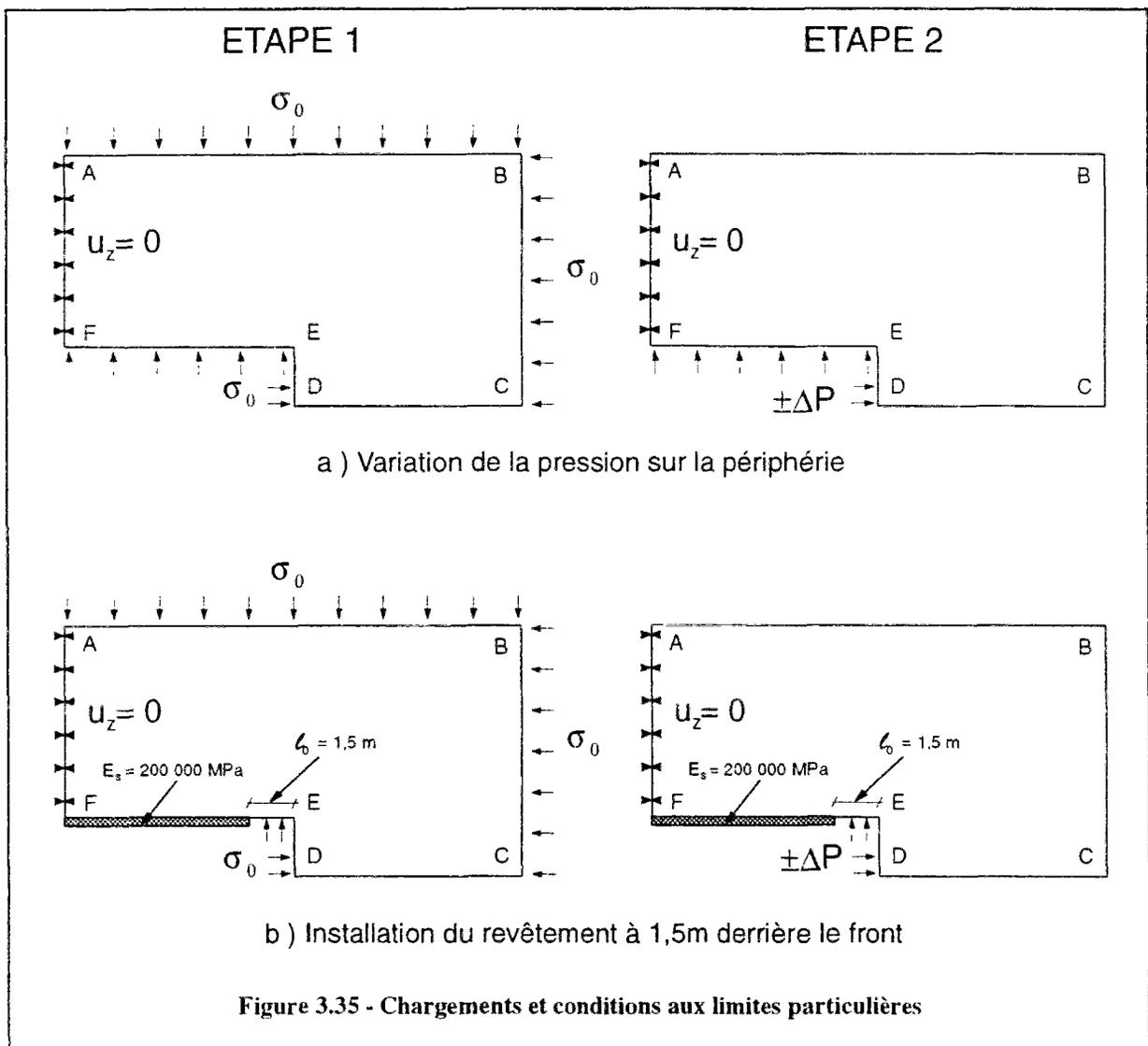
4.3 CONDITIONS AUX LIMITES PARTICULIERES

On a également étudié l'influence de deux autres conditions aux limites, la première consistant à augmenter la pression sur la périphérie du tunnel en même temps qu'au front de taille et la deuxième correspondant au cas d'un tunnel non-soutenu sur une certaine distance derrière le front. Ces deux cas ont fait l'objet d'une étude séparée à cause du chargement appliqué sur la périphérie du tunnel qui les différencie des autres modèles analysés précédemment.

Variation de la pression sur la périphérie (P.P.) : Ce modèle était destiné à étudier l'effet d'une augmentation de la pression aussi bien au front de taille que sur la périphérie du

tunnel. Il était motivé par le fait qu'on ne connaît pas complètement les effets de la pressurisation du front sur le terrain situé au contact avec les parois latérales du bouclier. De plus, il peut aussi représenter le cas où la stabilisation du terrain est obtenue par la mise en oeuvre d'air comprimé dans une partie de la galerie. Les conditions aux limites et les chargements pris en compte dans les deux calculs sont représentés sur la figure 4.35a.

Installation du revêtement à 1,5 m derrière le front (E [1,5]) : Dans ce cas, la réalisation du tunnel fait apparaître une distance non soutenue de 1,5 m derrière le front de taille. Le revêtement a une épaisseur de 0.2 m et un module d'Young égal à $E = 200.000 \text{ MPa}$ (cas d'un revêtement rigide). Dans la première étape de calcul (figure 4.35b), le front et la partie non soutenue de la galerie sont soumis à un chargement équivalent aux contraintes initiales (soit $\sigma_0 = 300 \text{ kPa}$). La pression est augmentée, dans un deuxième temps, aussi bien sur le front que sur le pourtour du tunnel non revêtu.



4.3.1 Résultats des calculs

4.3.1.1 Variation de la pression sur la périphérie

Le premier calcul conduit à un état de contrainte dans le massif qui est équivalent aux contraintes initiales dans tout le massif.

Les résultats obtenus dans la deuxième étape de calcul sont représentés dans l'annexe A-VI. On remarque une augmentation de contrainte au front de taille. En avant du front, les contraintes radiale et tangentielle diminuent, tandis que la contrainte axiale augmente. A l'arrière du front, la contrainte axiale n'est pas influencée par la pressurisation de la galerie ; toutefois, on note une forte augmentation de la contrainte radiale et une forte diminution de la contrainte tangentielle. Les déplacements obtenus montrent que le terrain est comprimé aussi bien dans la direction radiale qu'axiale.

4.3.1.2 Revêtement à 1,5 m du front

Les distributions de contrainte et de déplacement obtenues pour les deux étapes de calcul sont représentées dans l'annexe A-VII. Dans la première étape de calcul, on peut remarquer que les contraintes radiale et tangentielle subissent une diminution dans la zone du noyau à excaver tandis que les contraintes axiales et de cisaillement ne sont pas affectées dans cette zone. Au-delà de la zone du noyau, on remarque, en général, une augmentation de contrainte qui peut être attribuée à un effet de voûte induit dans le terrain encaissant par la présence de la galerie.

La pressurisation de la partie de la galerie située au niveau du front de taille a pour effet d'augmenter les contraintes en avant du front. A l'arrière du front de taille, cette mise en pression n'a aucun effet sur les contraintes, à l'exception du tronçon de galerie non-soutenue. Le terrain est repoussé, aussi bien dans la direction axiale que radiale. On note uniquement une convergence du terrain dans la zone du noyau à excaver.

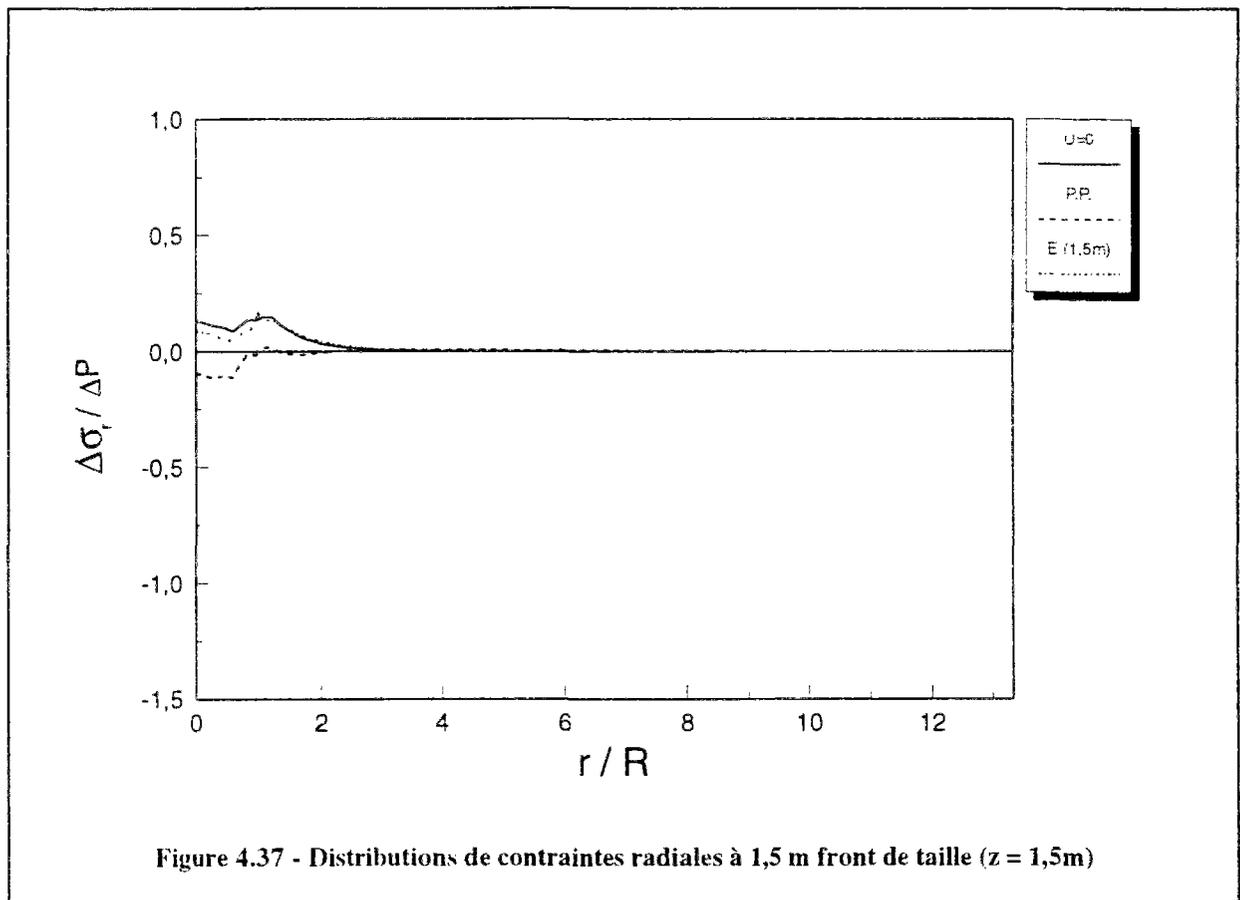
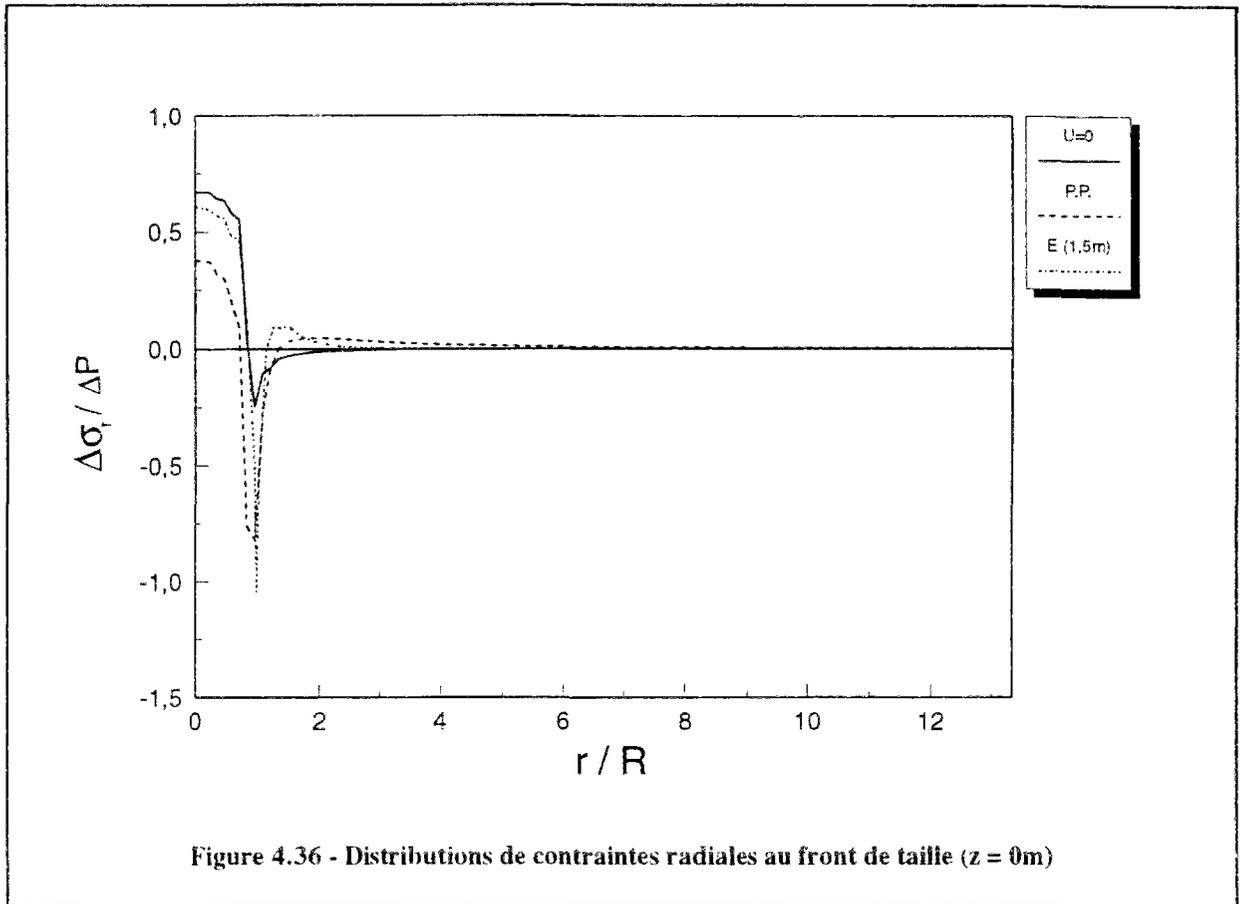
4.3.2 Comparaison des conditions aux limites

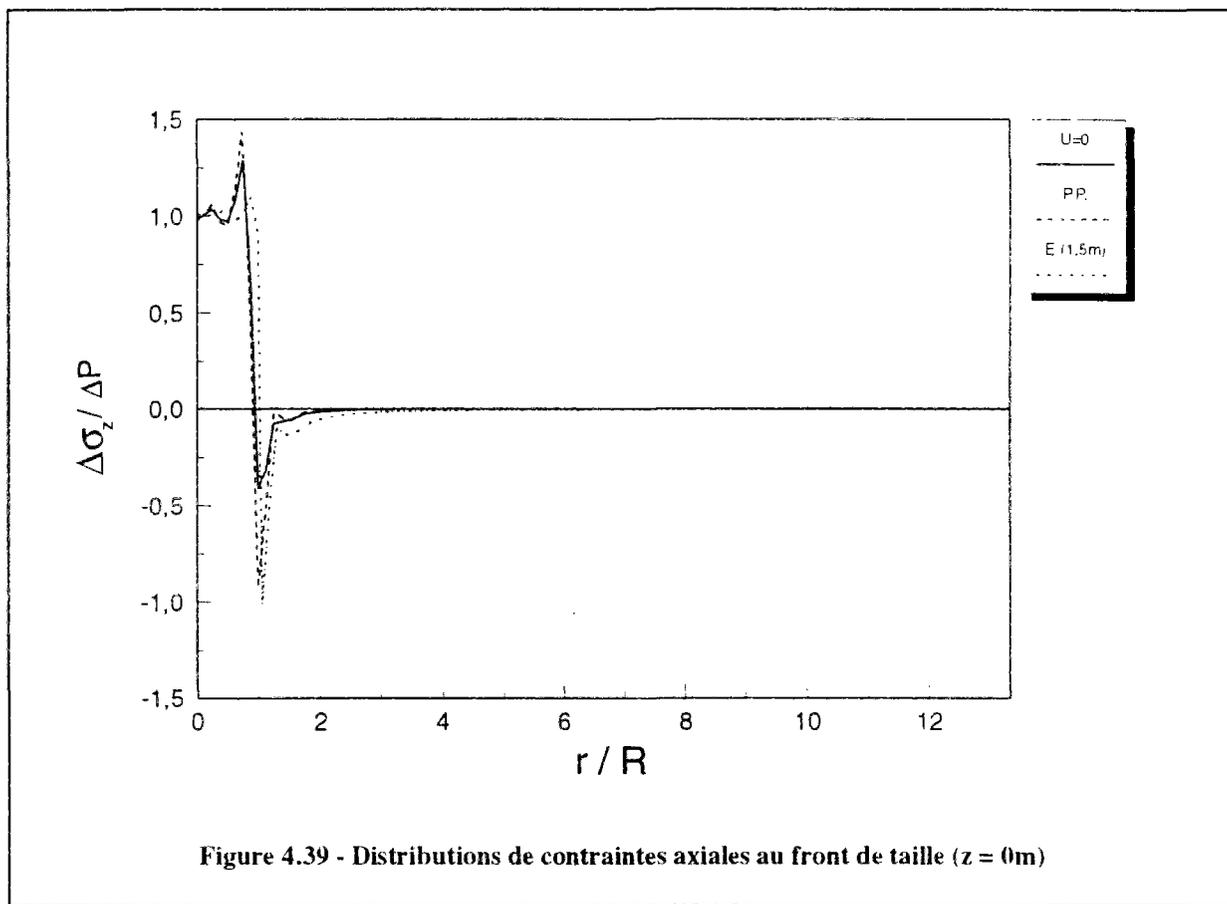
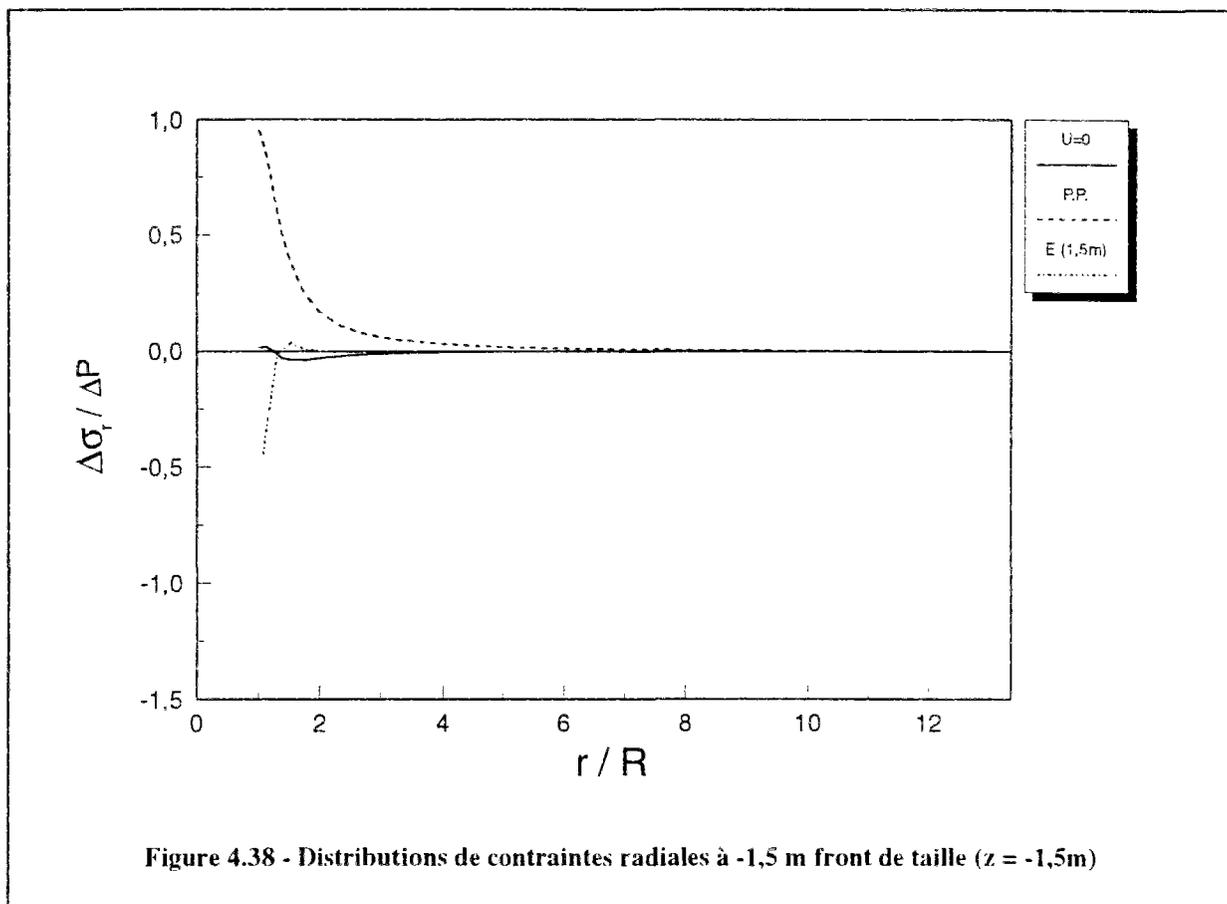
Les résultats obtenus pour ces deux conditions aux limites particulières sont comparés entre eux et aux modèles précédents dans ce paragraphe. Les résultats obtenus pour les conditions aux limites précédentes étant pratiquement identiques, on s'est limité à l'un des cas des calculs, qui correspond au déplacement imposé en direction radiale. Dans cette présentation, on se limitera aux résultats obtenus au front de taille et à $(\pm)1.5$ m par rapport au front. La légende utilisée pour désigner les différents calculs est la suivante :

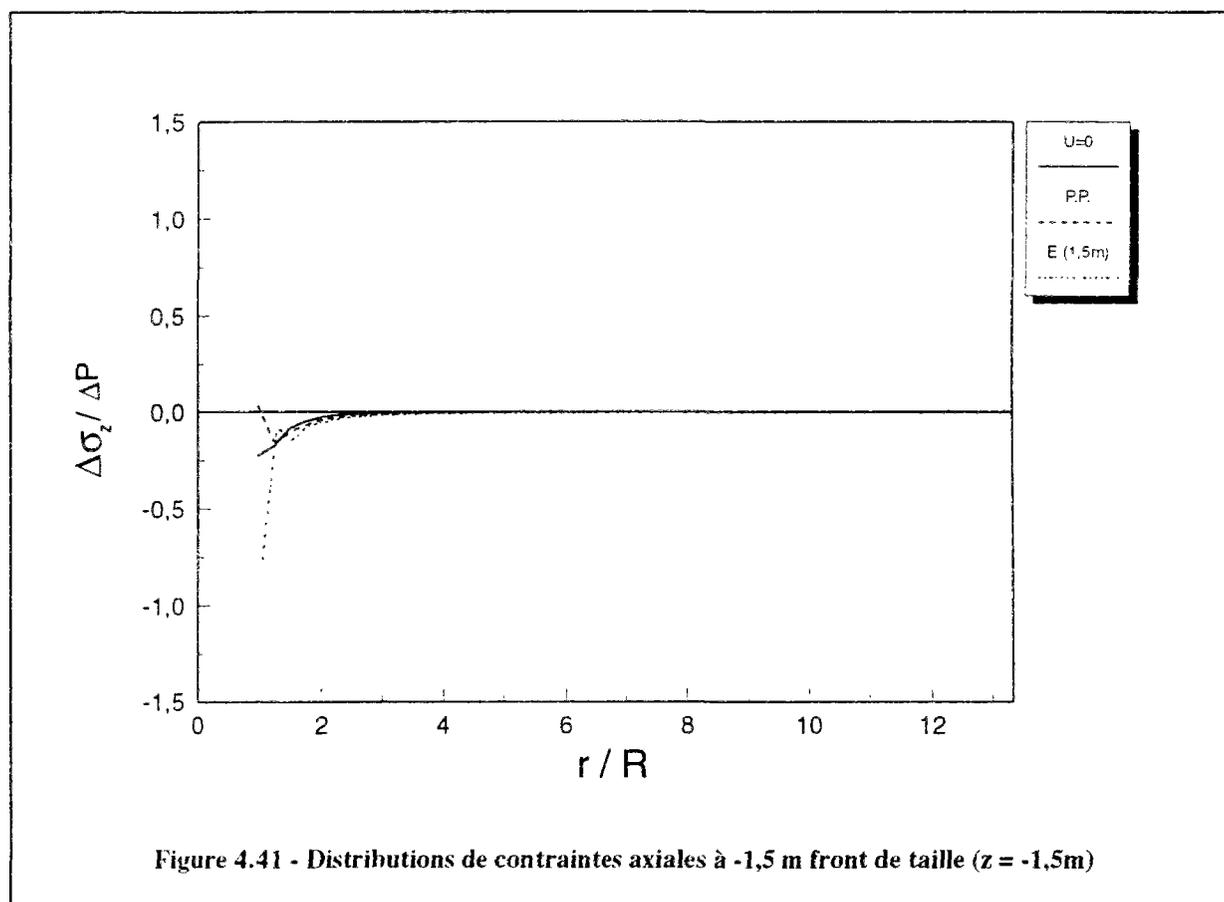
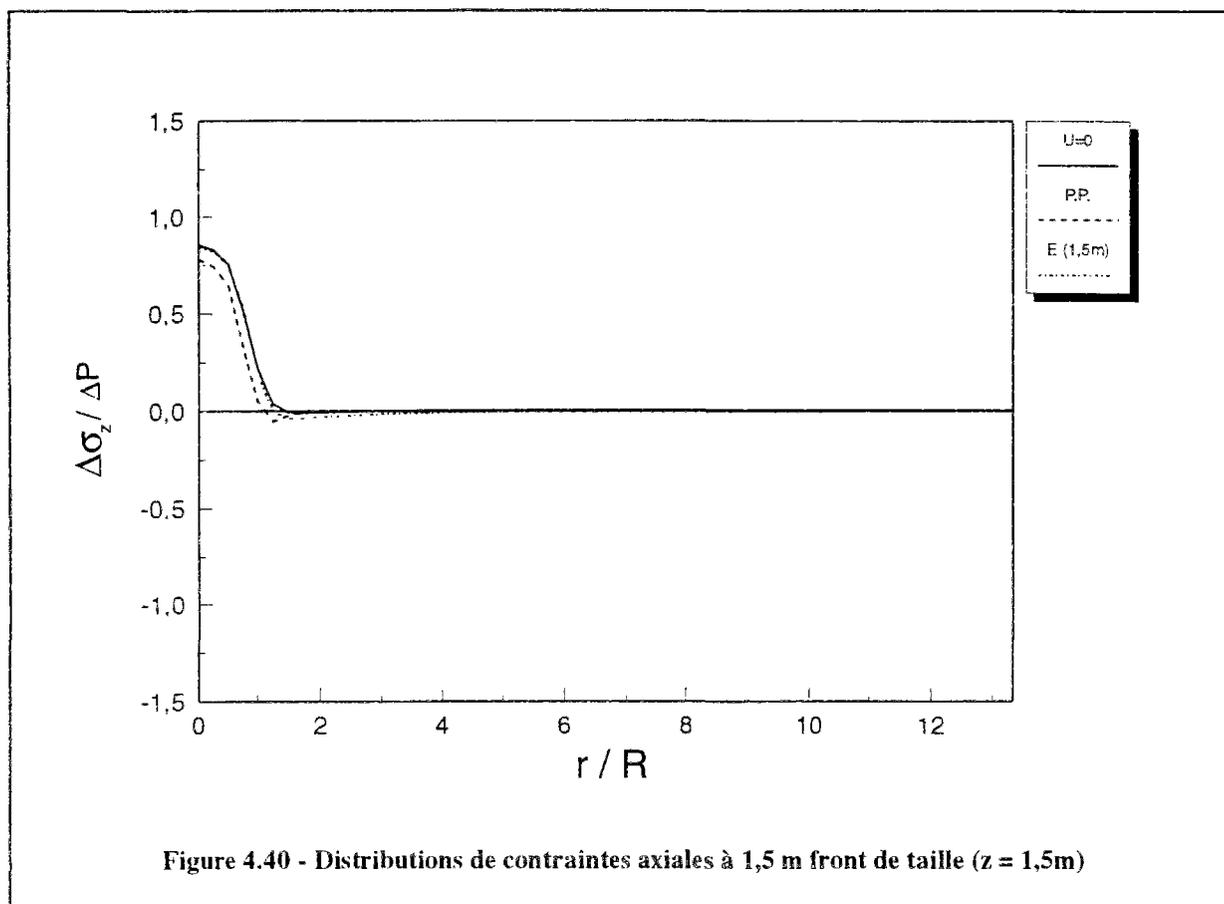
- U=0 : déplacement radial imposé sur le bord du tunnel
- P.P. : variation de la pression sur la périphérie
- E (1,5m) : revêtement de module $E = 200.000$ MPa installé à 1,5 m à l'arrière du front de taille

Les figures 4.36 à 4.38 représentent les distributions de contraintes radiales obtenues à partir des trois modèles. On peut noter qu'il n'y a pratiquement pas de différence devant le front de taille entre le cas d'un déplacement radial imposé sur la périphérie ($U = 0$) et le cas d'une galerie non-soutenue sur une longueur de 1,5 m, tandis que la pressurisation de la totalité de la galerie conduit à des valeurs de contraintes plus faibles. La zone d'influence de la pressurisation est pratiquement la même quel que soit le modèle ; elle est limitée pratiquement à un diamètre en direction axiale et à un rayon en direction radiale. A l'arrière du front de taille, seul le cas d'une variation de pression sur toute la périphérie du tunnel affecte la contrainte radiale. On peut remarquer toutefois, que le cas d'un tronçon de tunnel non-soutenu derrière le front conduit à une diminution de contrainte sur la longueur non-soutenue.

Sur les figures 4.39 et 4.40, on peut remarquer que les distributions de contraintes axiales en avant du front de taille sont les mêmes pour les trois modèles considérés. La contrainte n'est pratiquement pas modifiée à l'arrière du front à l'exception du cas d'une longueur non soutenue à 1,5 m derrière le front, par lequel on remarque une diminution de la contrainte, qui est probablement due à la différence de rigidité entre le revêtement et le sol (figure 4.41).







Les figures 4.42 et 4.43 représentent les distributions de contraintes tangentielles dans le terrain situé en avant du front. On peut remarquer, sur ces figures, que le cas $U = 0$ et $E(1,5)$, conduisent à une distribution quasi identique de contraintes tandis le cas d'une mise en pression de la totalité de la galerie conduit à des valeurs légèrement inférieures aux deux autres modèles. A l'arrière du front, on remarque encore une fois que la contrainte est uniquement modifiée dans le cas de pressurisation de l'ensemble de la galerie (figure 4.44).

Les distributions de contraintes de cisaillement en avant du front de taille (figures 4.45 et 4.46) ne dépendent pas de la condition aux limites appliquée. A -1,5 m en arrière du front (figure 4.47), on peut également admettre que la pressurisation n'a pratiquement pas d'effet sur cette contrainte. Pour le cas d'une longueur non soutenue de 1,5 m derrière le front, on observe un cisaillement qui pourrait être attribué à la différence de rigidité entre le terrain et revêtement et à la discontinuité du chargement appliquée le long du bord du tunnel.

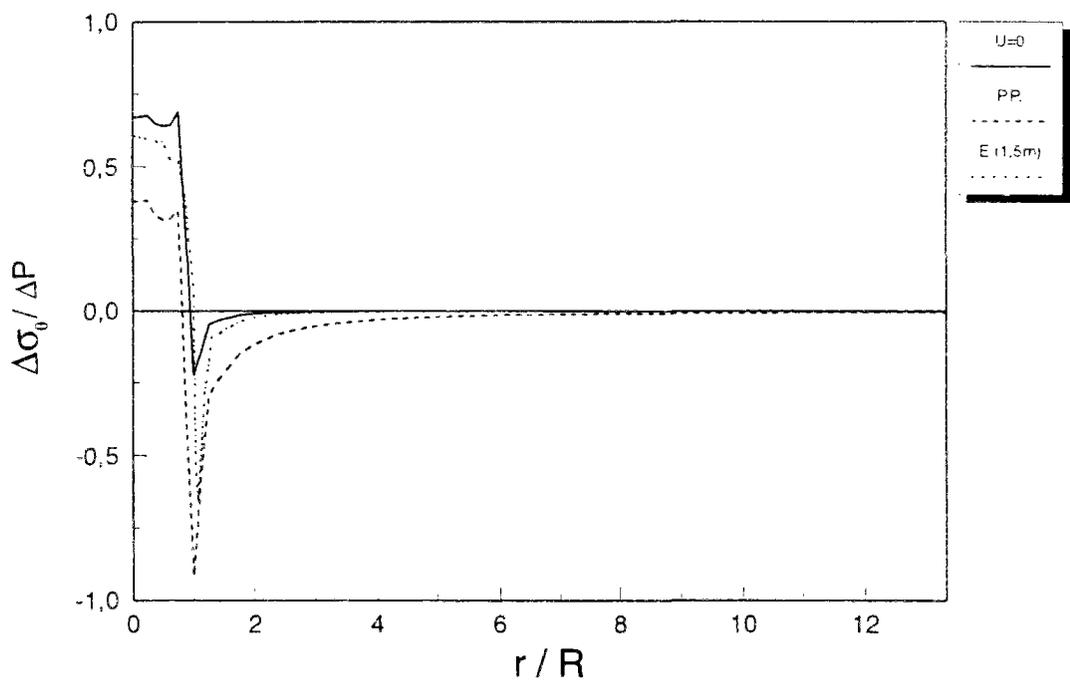
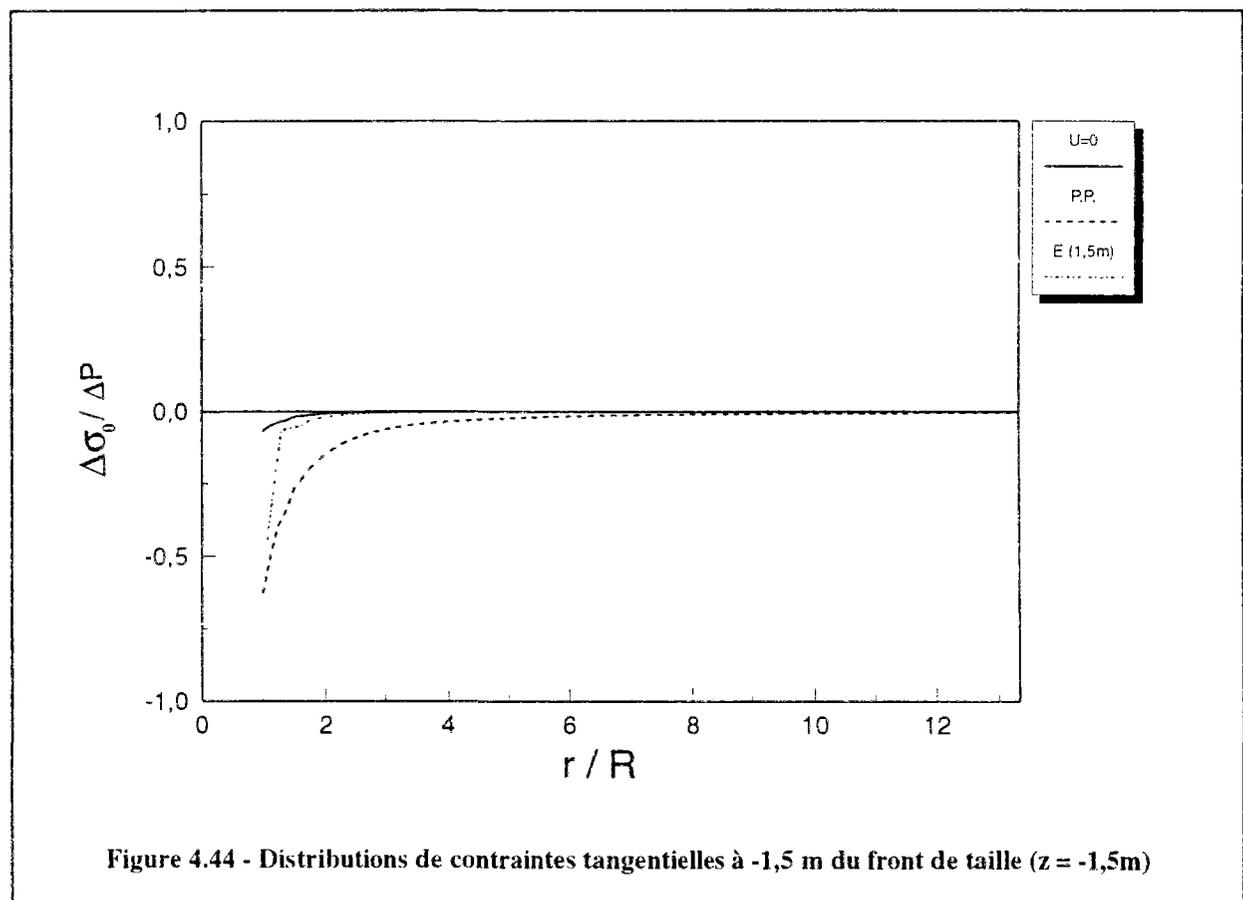
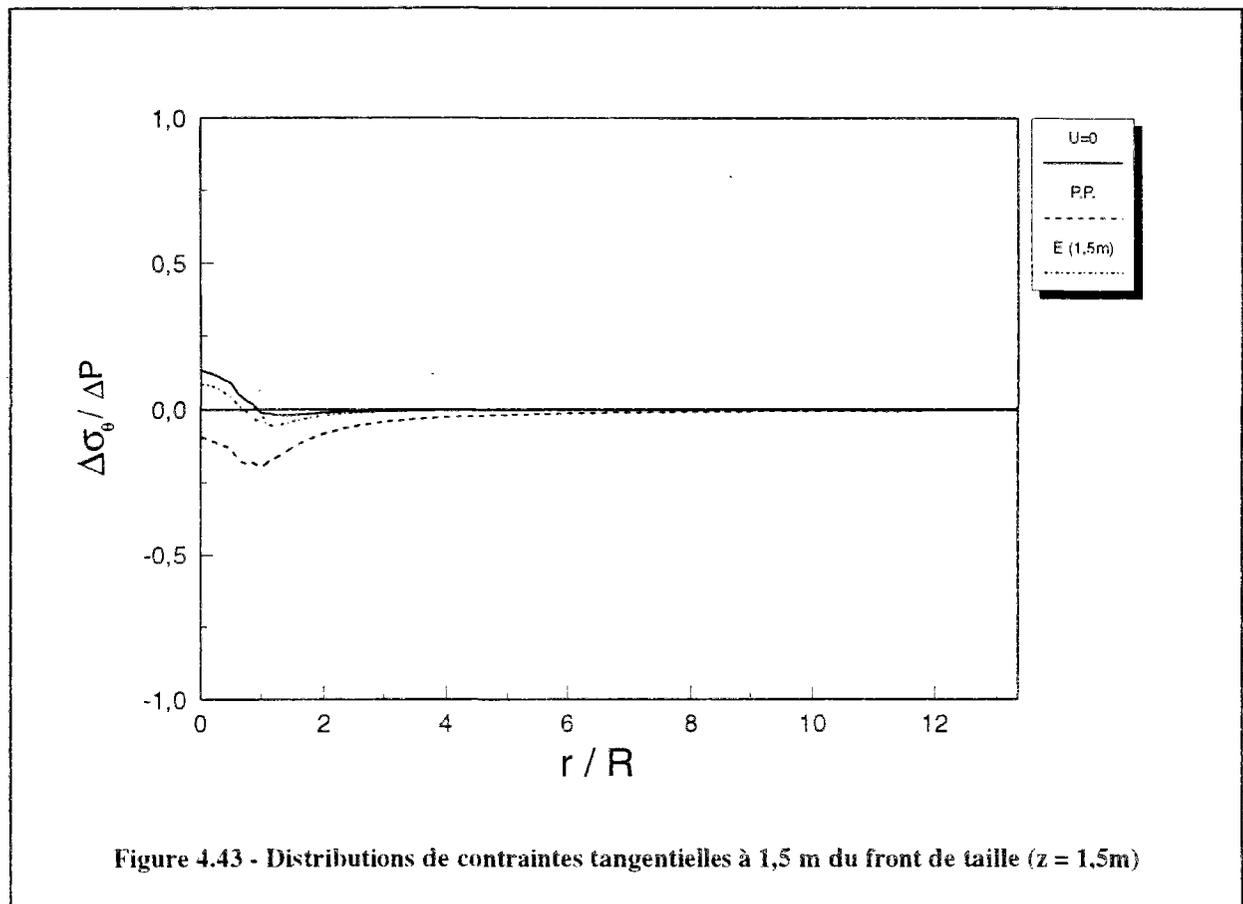
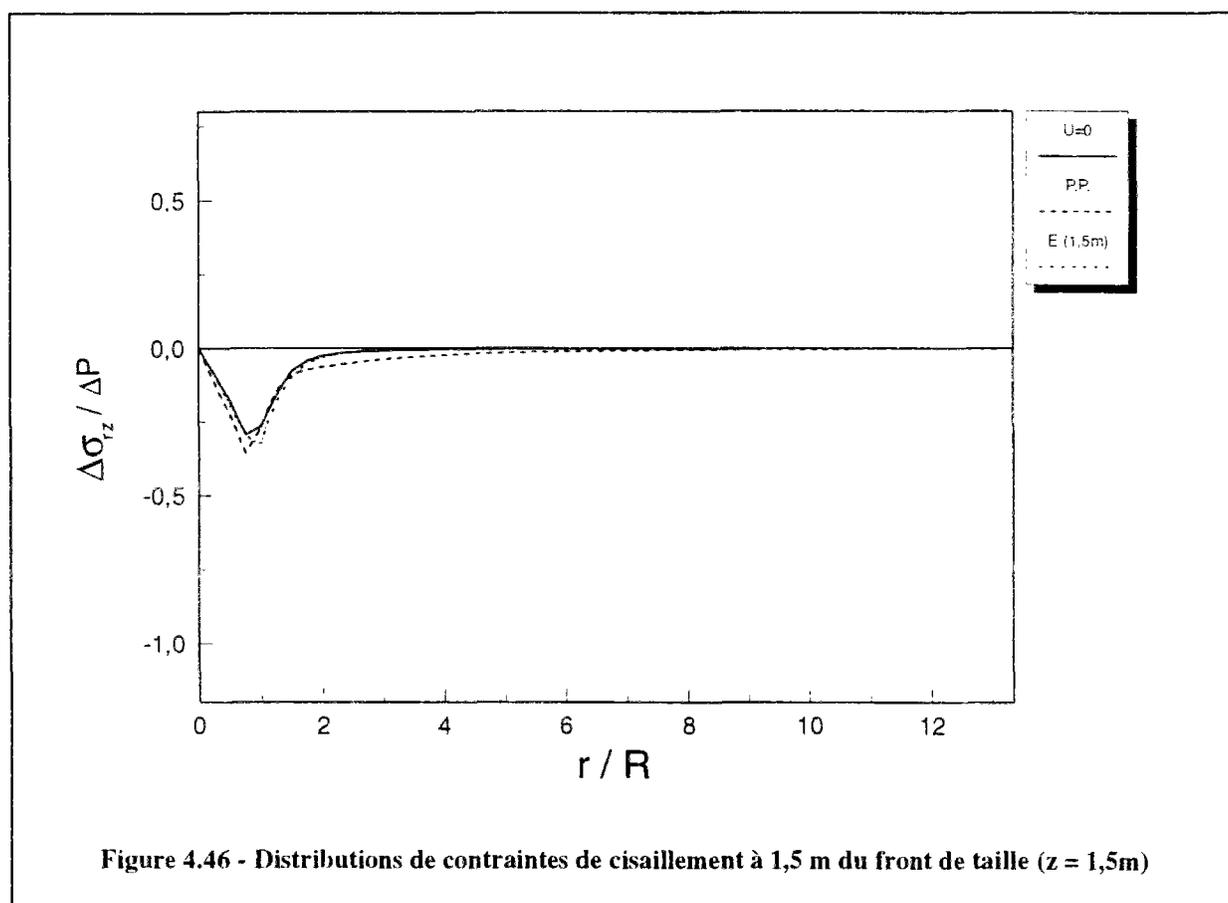
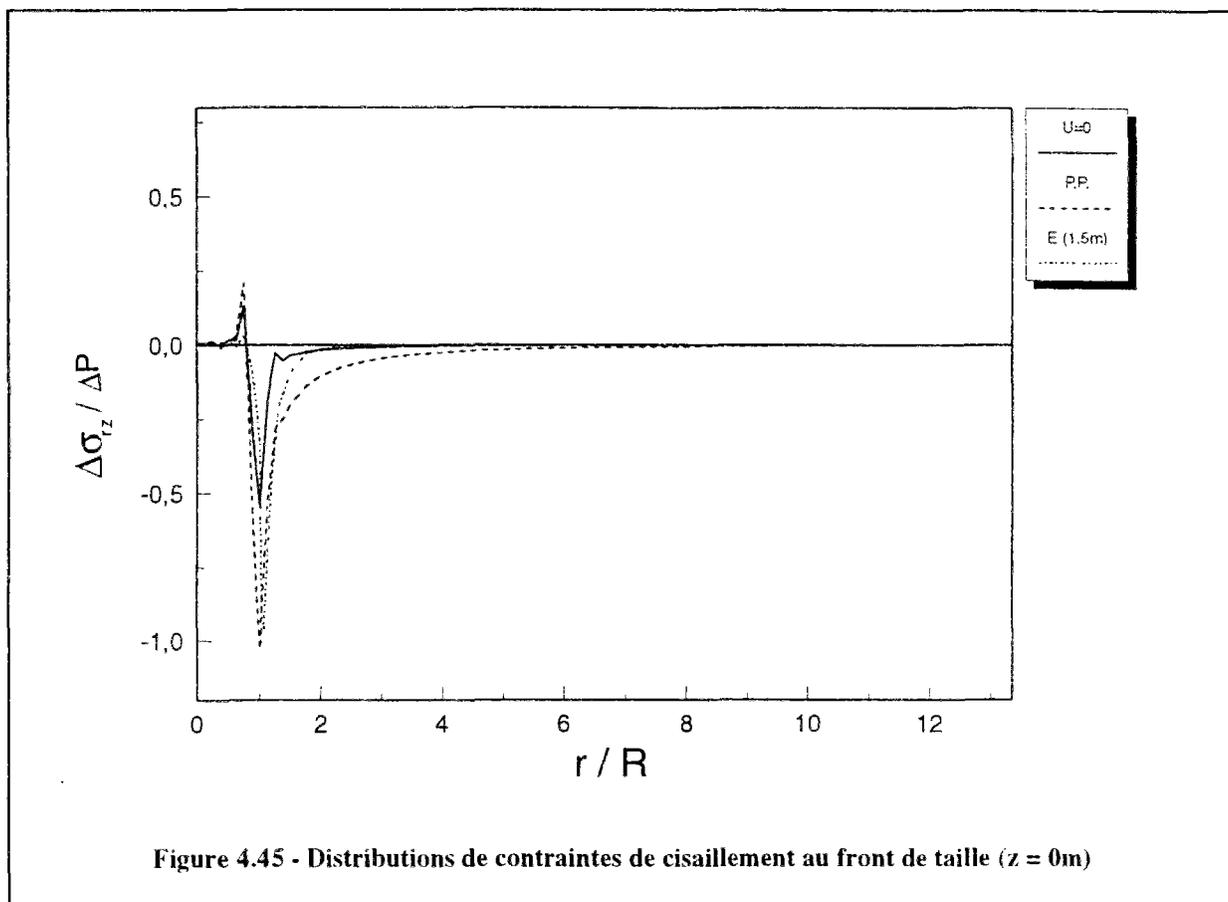
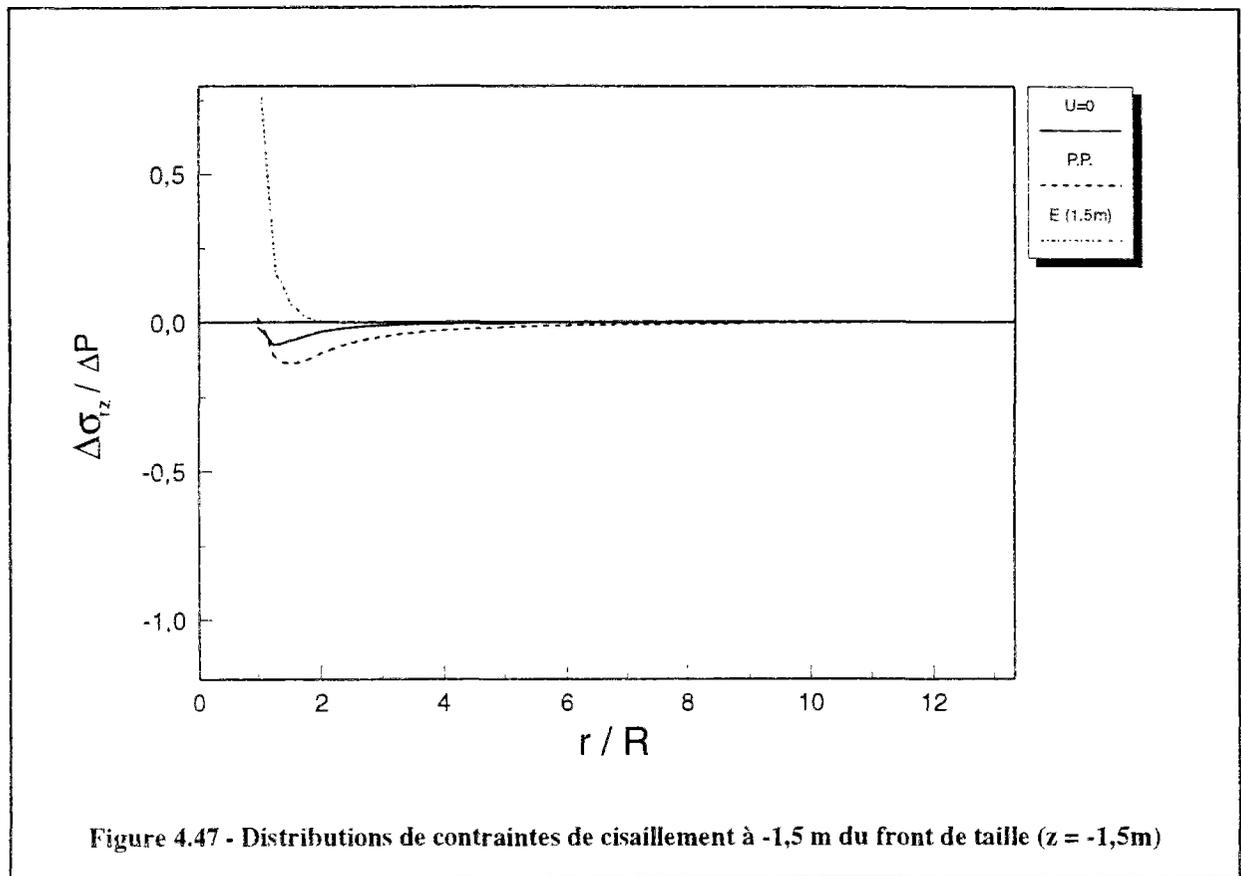


Figure 4.42 - Distributions de contraintes tangentielles au front de taille ($z = 0m$)

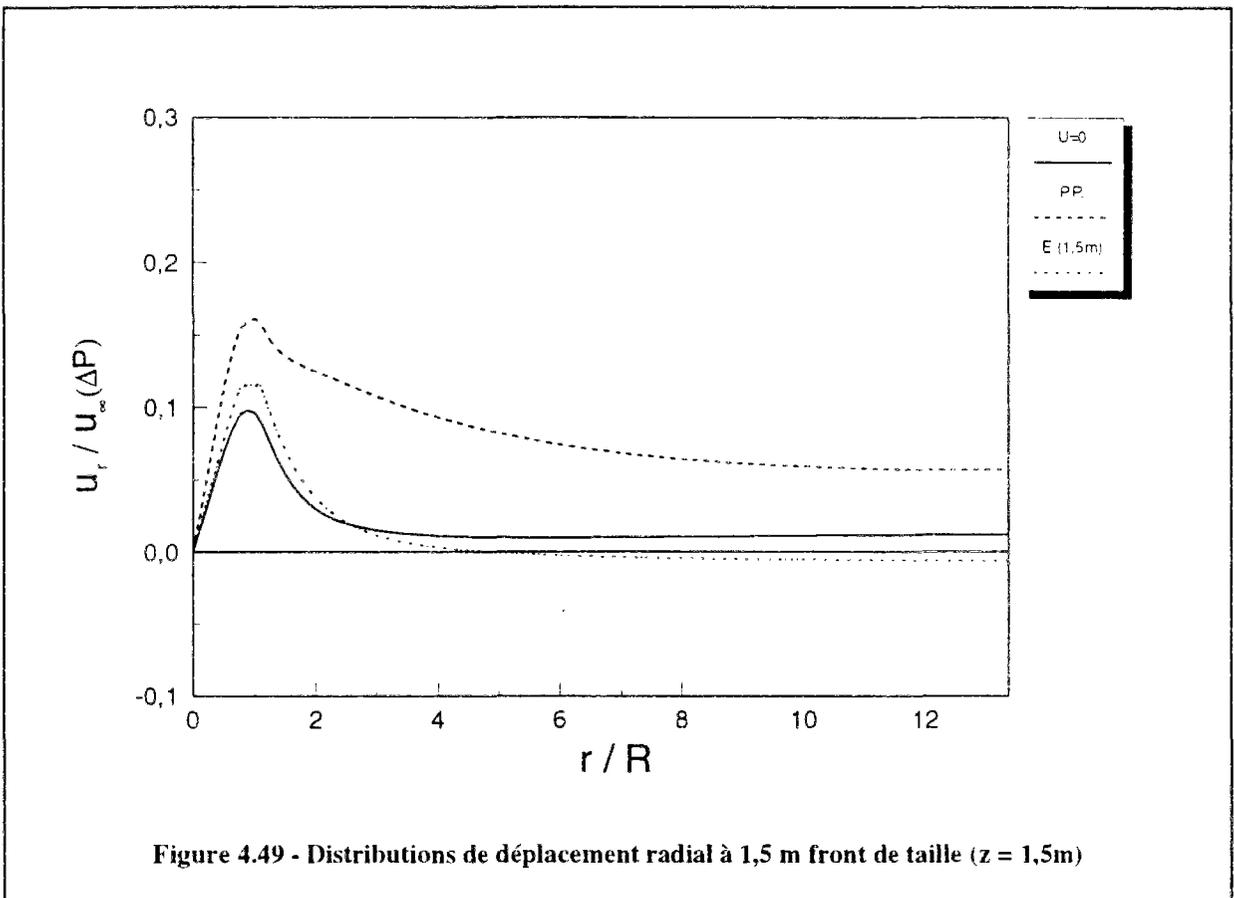
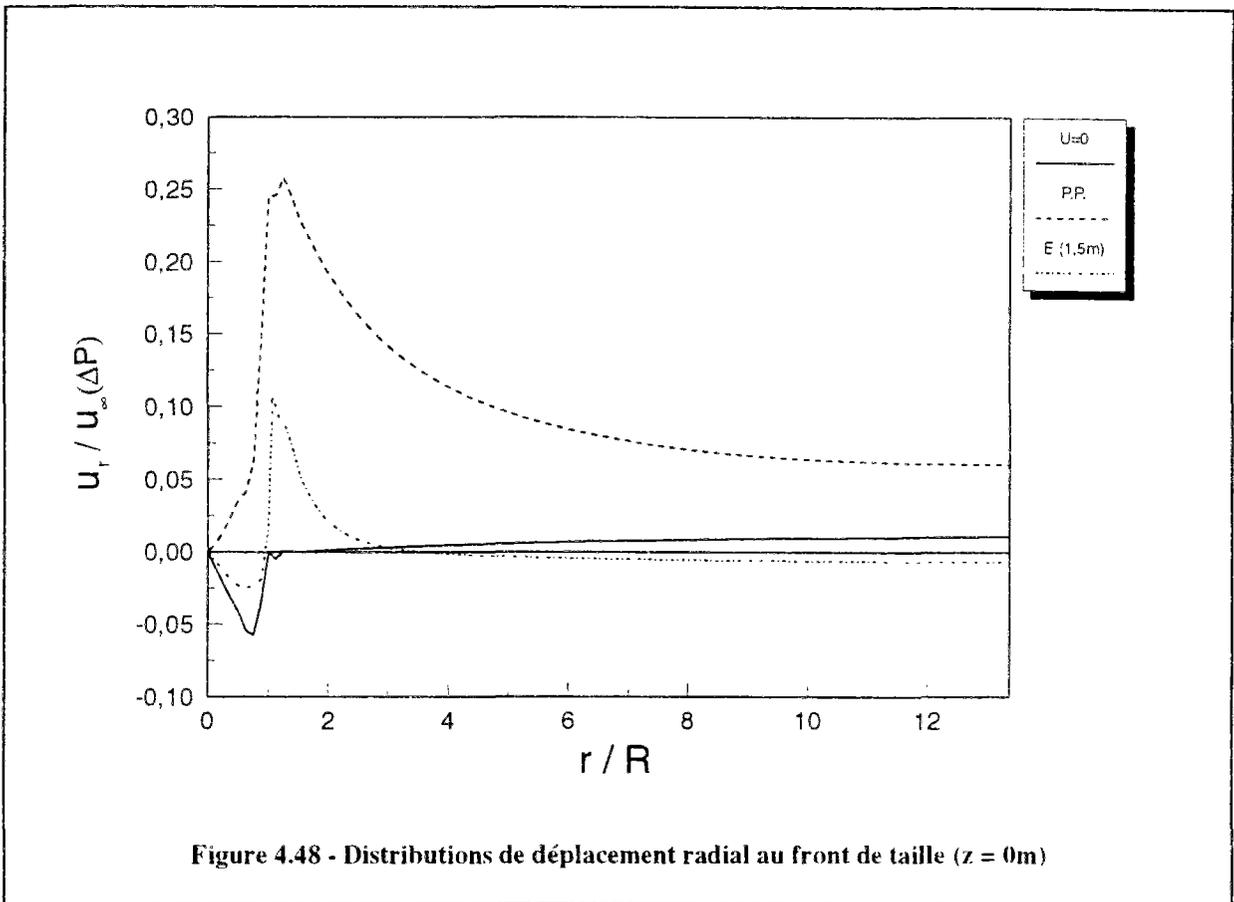


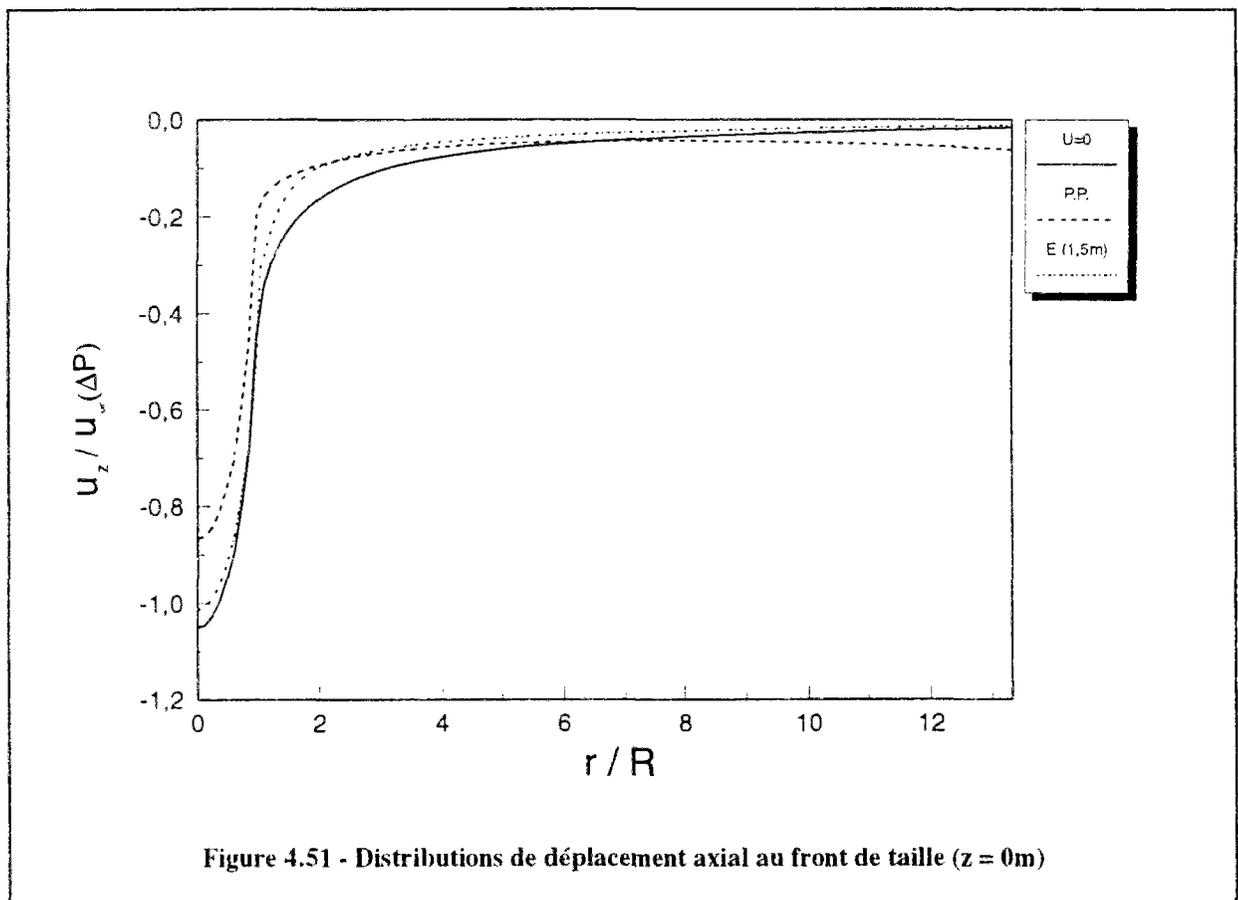
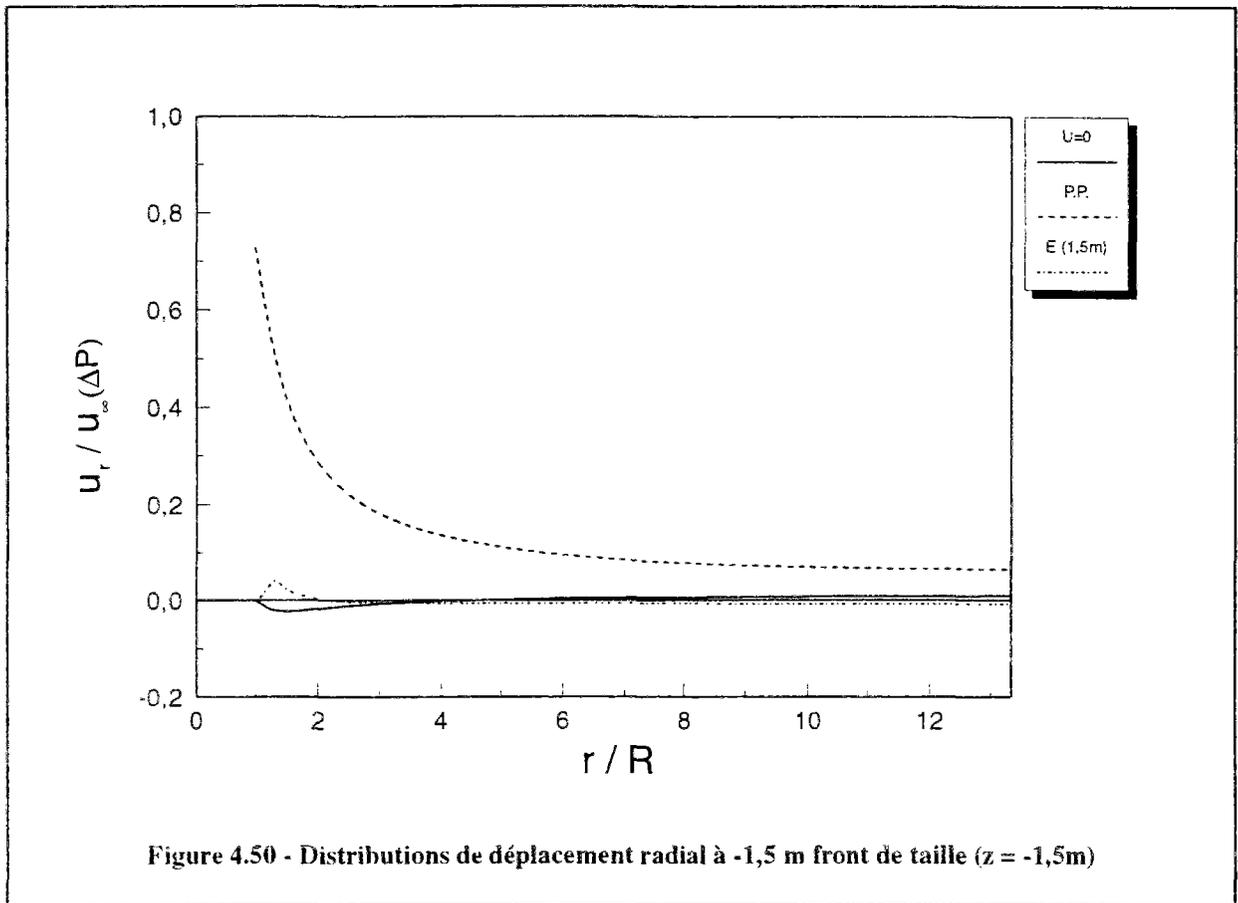


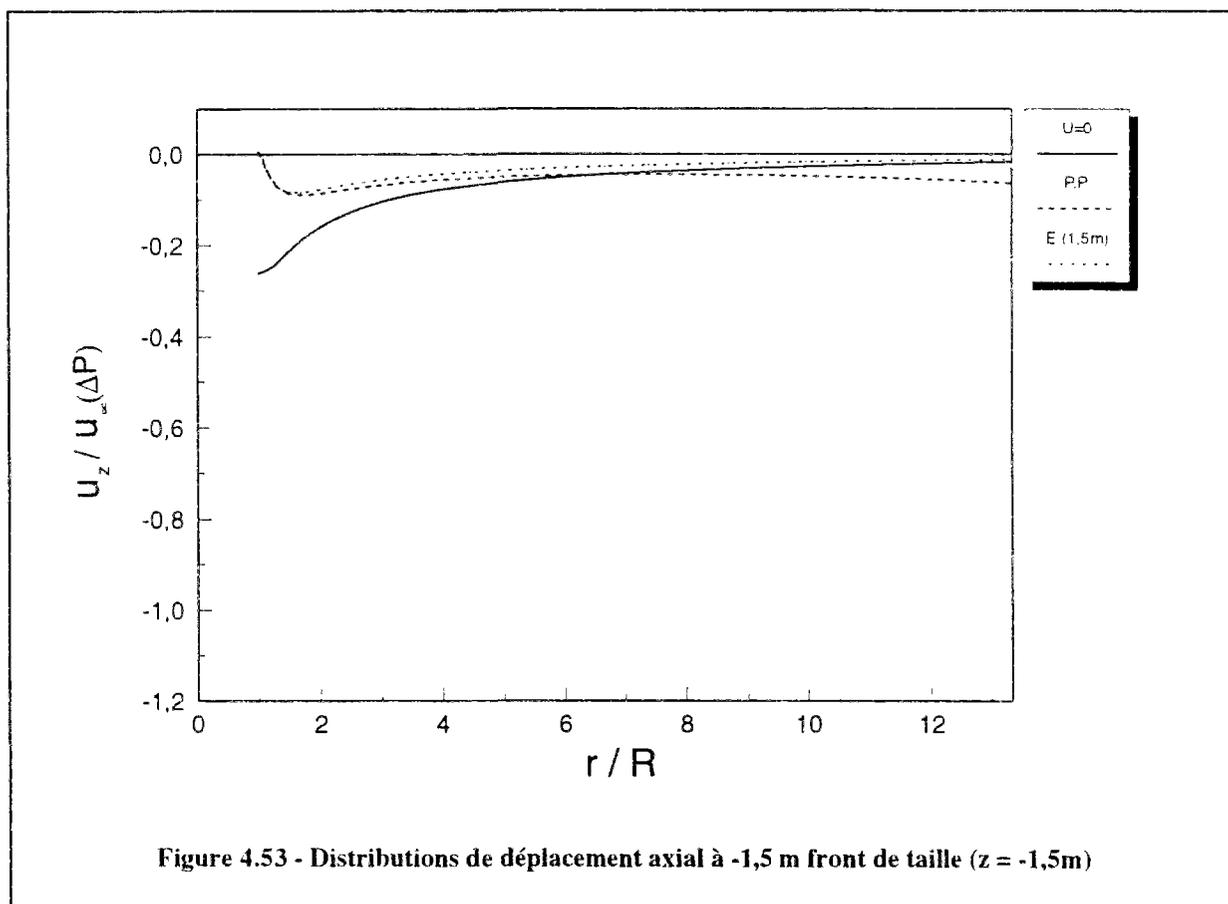
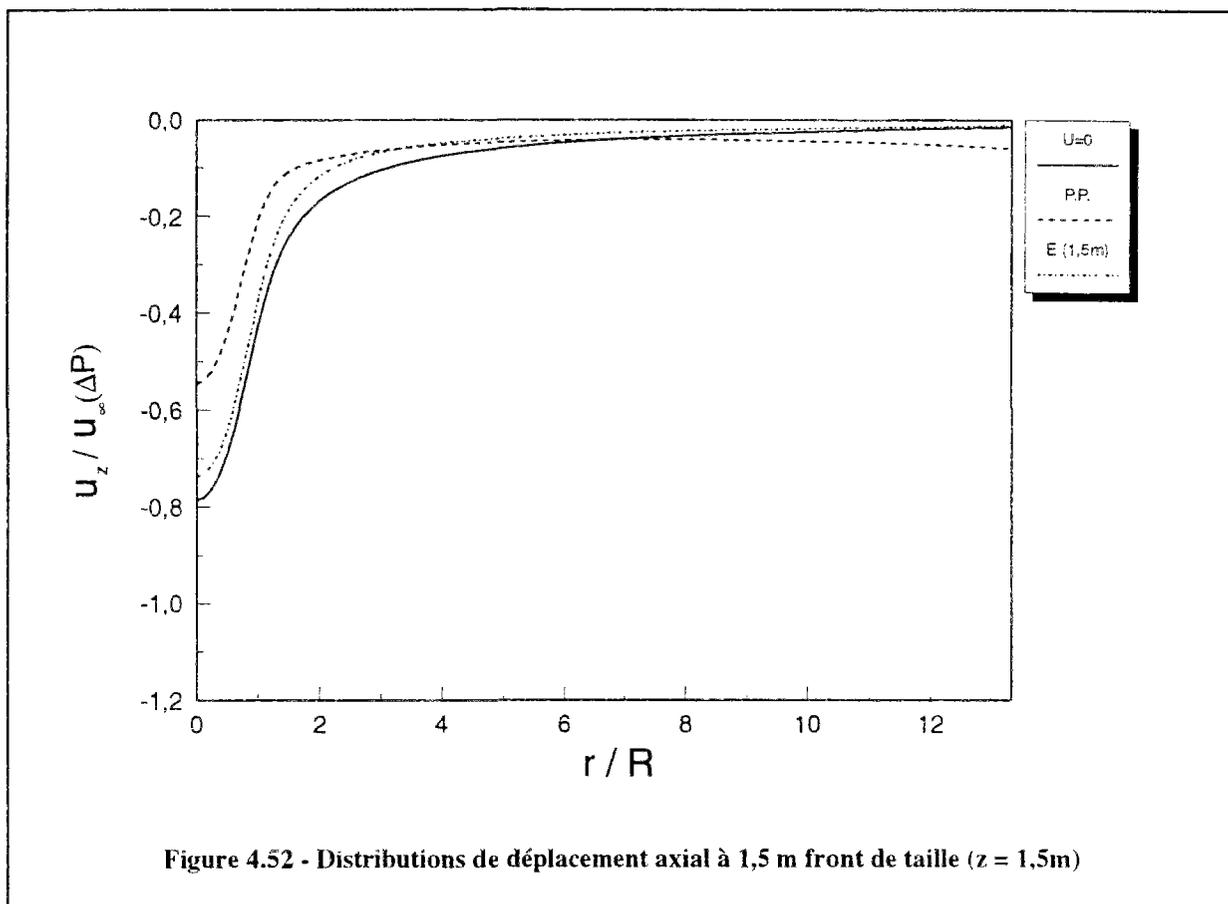


En revanche, le déplacement radial au front de taille (figure 4.48) est fortement affecté par le modèle utilisé. Le cas d'un blocage des noeuds sur la périphérie du tunnel conduit à une convergence limitée dans le noyau à excaver. Le cas d'une longueur non-soutenue de 1,5 m derrière le front conduit à une convergence dans le noyau à excaver, tandis qu'on observe un soulèvement au-delà de cette zone. La pressurisation de l'ensemble de la galerie provoque un soulèvement important dans tout le terrain. A 1,5 m en avant du front de taille (figure 4.49), on obtient un soulèvement, quel que soit le modèle considéré. Le cas (P.P.) conduit à une compression plus importante que les deux autres modèles. A l'arrière du front de taille, seul le cas d'une pressurisation de l'ensemble de la galerie produit un soulèvement dans le terrain encaissant (figure 4.50).

Sur les figures 4.51 et 4.52, qui représentent le déplacement axial en avant du front, ou on remarque que le terrain est repoussé quelle que soit la condition aux limites choisie. Le déplacement obtenu pour une mise en pression de l'ensemble de la galerie est plus faible que celui donné par les deux autres modèles. A l'arrière du front de taille (figure 4.53), on remarque également que le terrain encaissant est repoussé, dans le cas d'une galerie entièrement revêtue différant légèrement des deux autres modèles.







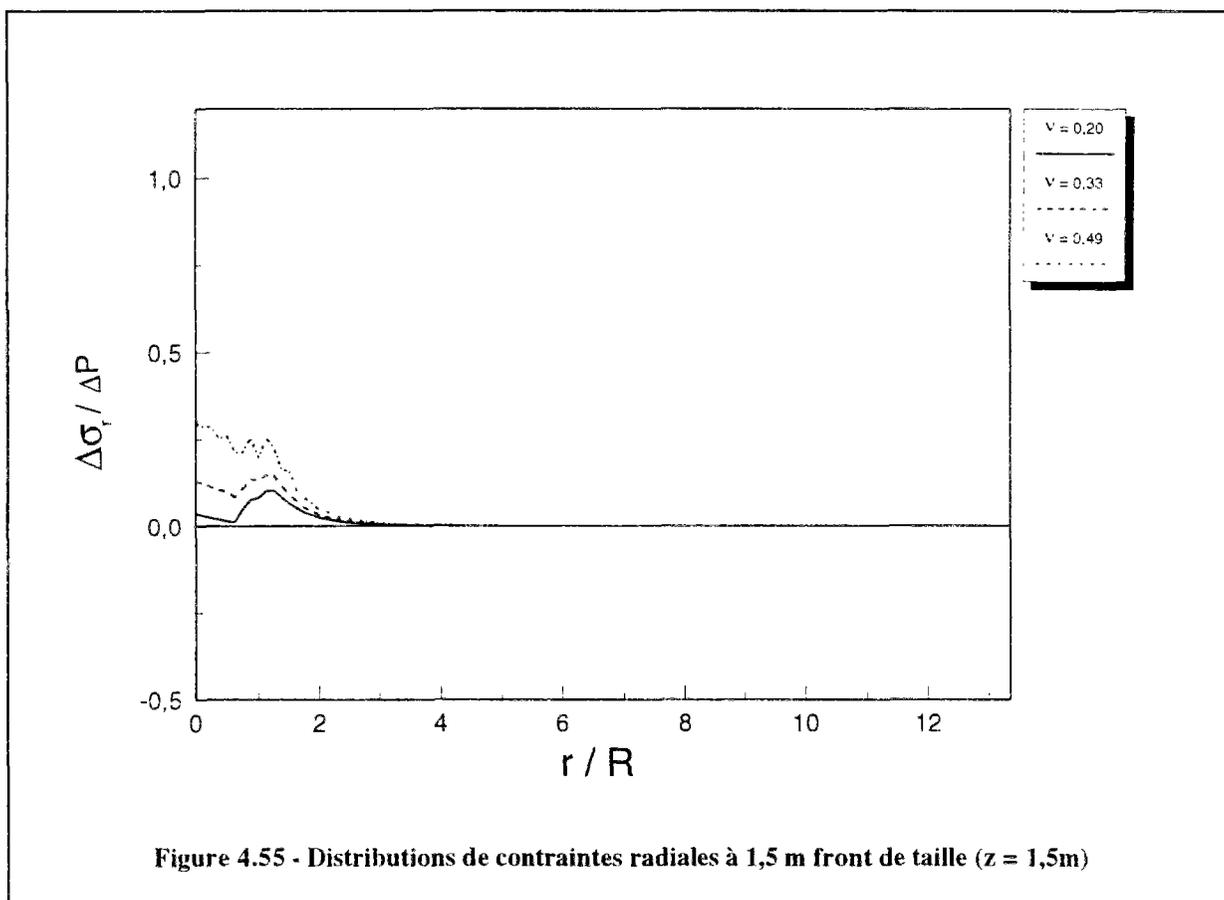
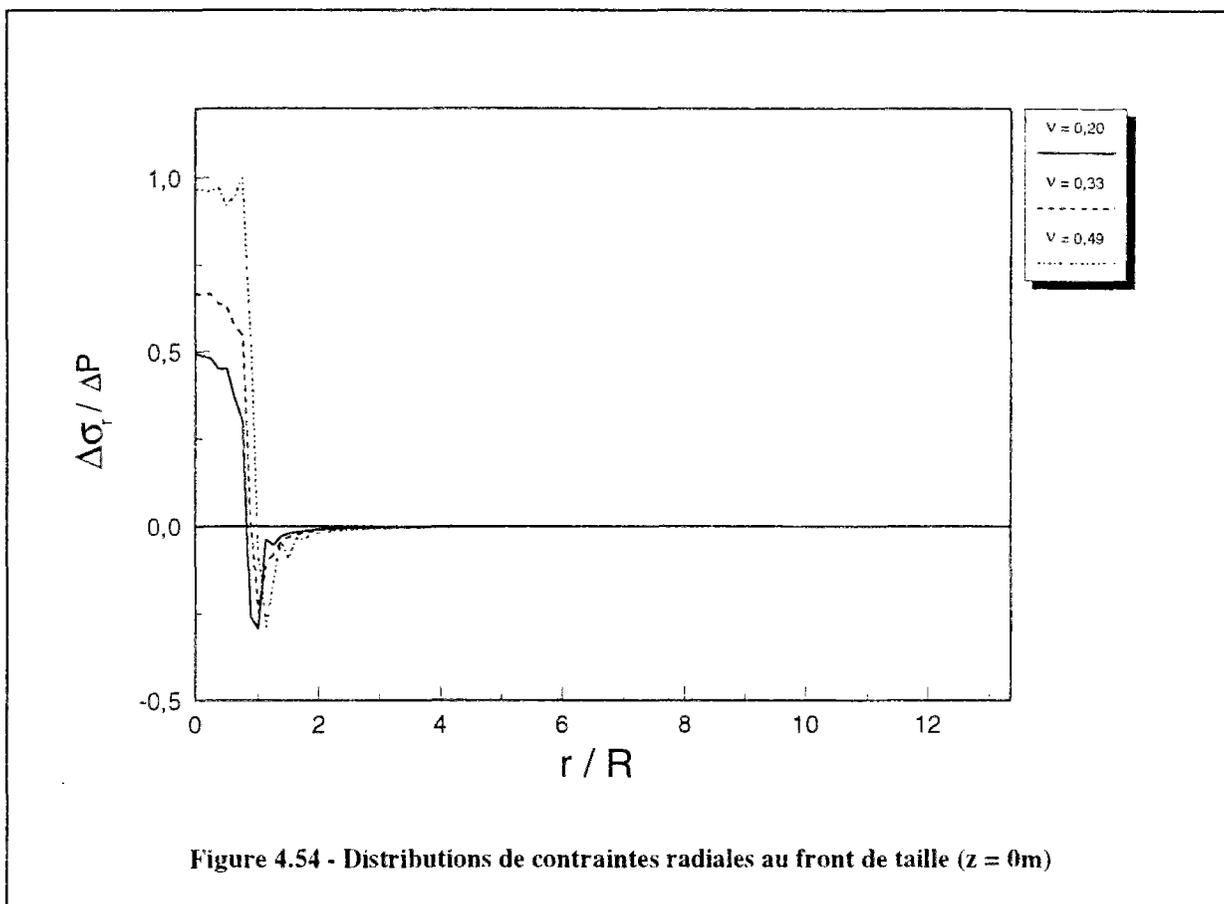
4.4 ETUDE PARAMETRIQUE

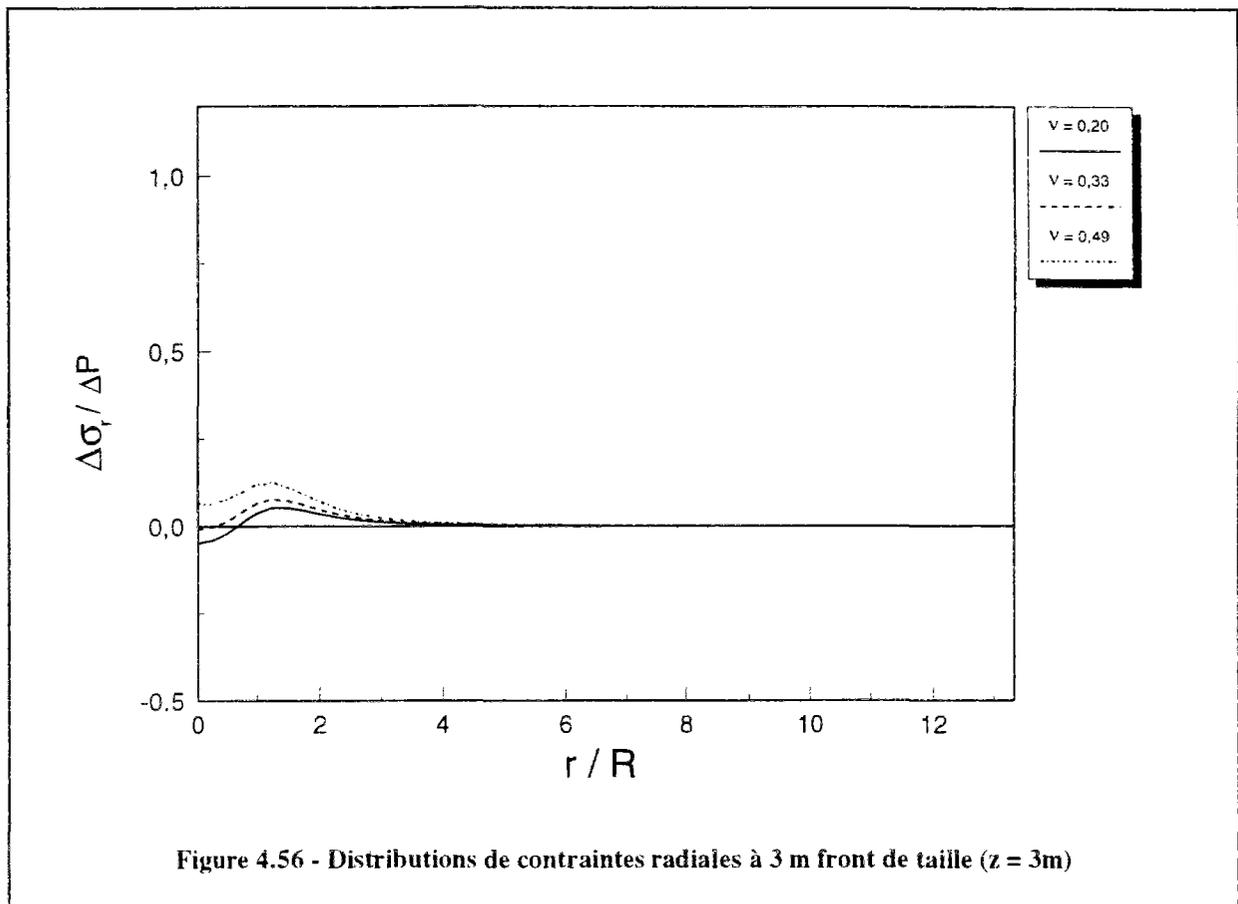
Dans cette partie, des caractéristiques du terrain sur la réponse du massif au niveau du front de taille ont été étudiés. On s'est plus particulièrement intéressé au coefficient des terres au repos K_0 et au coefficient de Poisson ν , qui ont une influence importante sur l'état d'équilibre atteint après le creusement de la galerie. Les calculs décrits précédemment considèrent un coefficient de Poisson égal à 0.33, qui est une valeur fréquente pour les sols, et un coefficient des terres au repos égal à 1, ce qui correspond à un milieu isotrope. Dans la présente étude, deux valeurs supplémentaires ont été considérées pour le coefficient de Poisson, $\nu = 0.20$ et $\nu = 0.49$ (la valeur 0,5 ne pouvant pas être utilisée pour les calculs numériques) et deux valeurs pour le coefficient des terres au repos $K_0 = 0.5$ et $K_0 = 2$. On a effectué des calculs axisymétriques pour l'étude de sensibilité au coefficient de Poisson et des calculs tridimensionnels pour l'étude de l'influence de K_0 .

4.4.1 Influence du coefficient de Poisson

L'étude de sensibilité au coefficient de Poisson a été réalisée avec le modèle représenté sur la figure 3.6a, qui correspond au blocage des noeuds sur la périphérie du tunnel. Le chargement appliqué est décrit au paragraphe 3.3.1.2. Les résultats sont donnés pour des coupes transversales situées au niveau du front de taille et en avant du front, dans la mesure où on a pu constater que la partie du massif située à l'arrière du front était peu influencée par la mise en pression du front de taille.

Les résultats obtenus au front de taille sont représentés sur la figure 4.54. On remarque que l'augmentation de contrainte radiale dans le noyau à excaver croît avec la valeur du coefficient de Poisson. La zone d'influence de la mise en pression du front est pratiquement limitée dans la direction radiale à un rayon du centre du tunnel, quel que soit le coefficient de Poisson. La figure 4.55 montre qu'à 1.5 m du front, on observe également une augmentation de la variation de contrainte avec la valeur du coefficient de Poisson ; la zone d'influence est de l'ordre d'un diamètre par rapport au centre du tunnel. Sur la figure 4.56, on peut remarquer qu'à une distance de 3 m du front, l'effet de pressurisation est réduit considérablement ; il devient pratiquement nul à un diamètre en avant du front.





La figure 4.57 (i.e. $z = 0$) montre que le coefficient de Poisson n'a aucune influence sur la distribution de contrainte axiale induite dans le massif par la pressurisation du front de taille.

La réponse en contrainte tangentielle est similaire à celle obtenue par la contrainte radiale. La figure 4.58, montre qu'au front de taille, l'augmentation de contrainte obtenue à moins d'un rayon du centre est d'autant plus forte que le coefficient de Poisson s'approche de la valeur $\nu = 0,50$. On peut également constater que la valeur du coefficient ν n'a pas d'influence sur la distance radiale affectée par la pressurisation du front, qui dans ce cas est limitée à un rayon par rapport au centre du tunnel. A 1,5 m en avant du front de taille (figure 4.59), l'effet de pressurisation du front est moins sensible et peut être considéré comme nul pour les faibles valeurs ($< 0,33$). A partir d'un rayon en avant du front de taille la contrainte tangentielle n'est pratiquement pas affectée par la mise en pression du front, quelle que soit la valeur du coefficient de Poisson (figure 4.60).

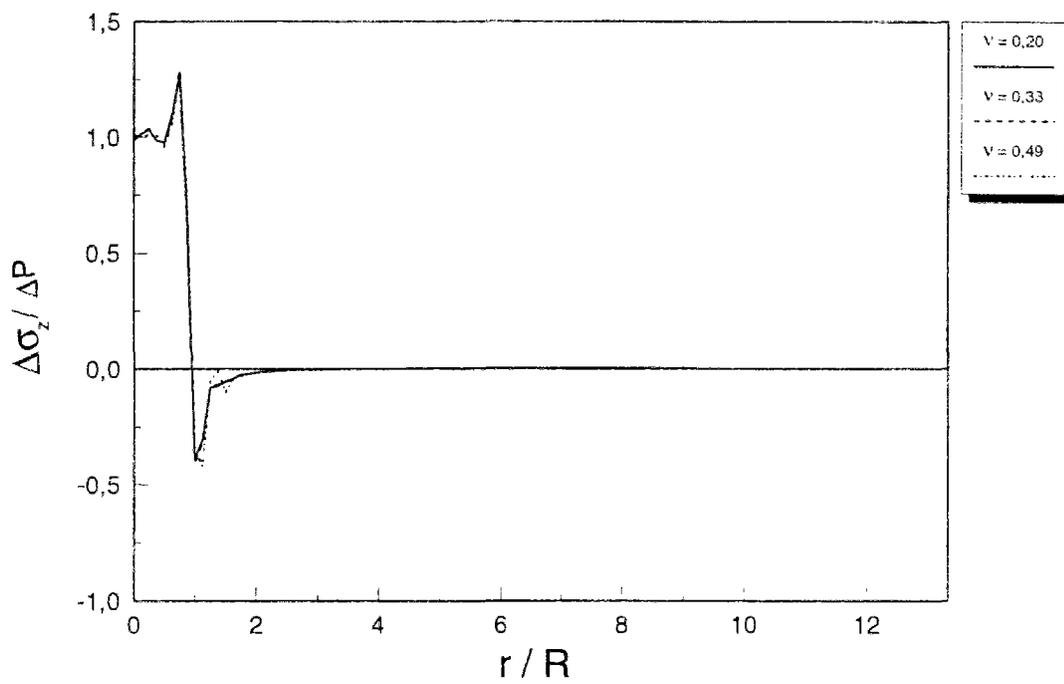


Figure 4.57 - Distributions de contraintes axiales au front de taille ($z = 0m$)

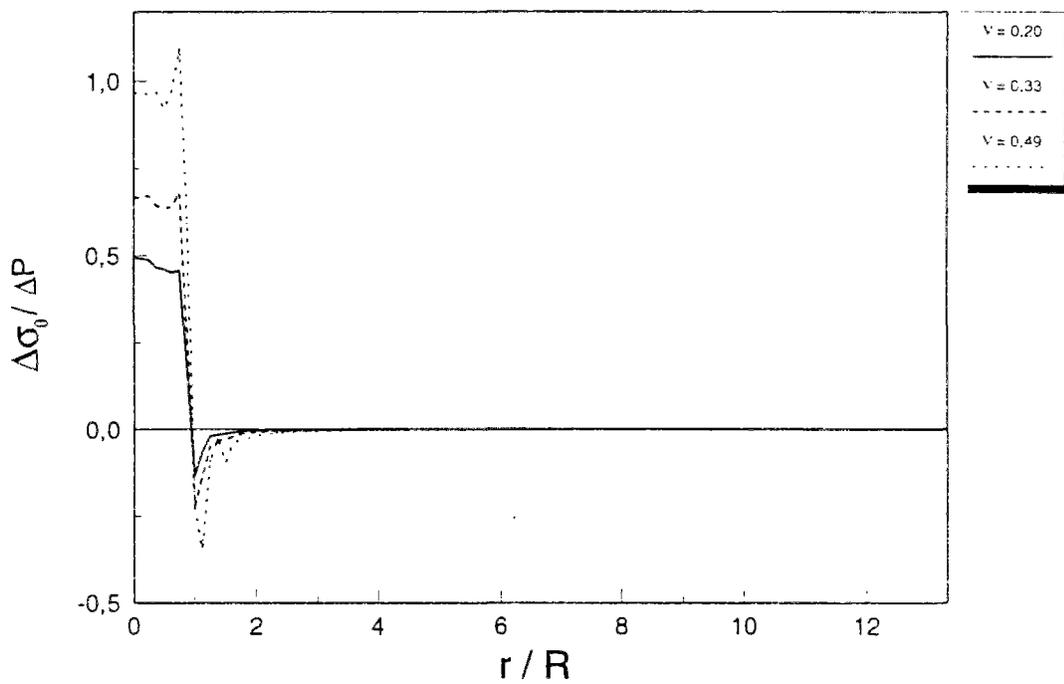
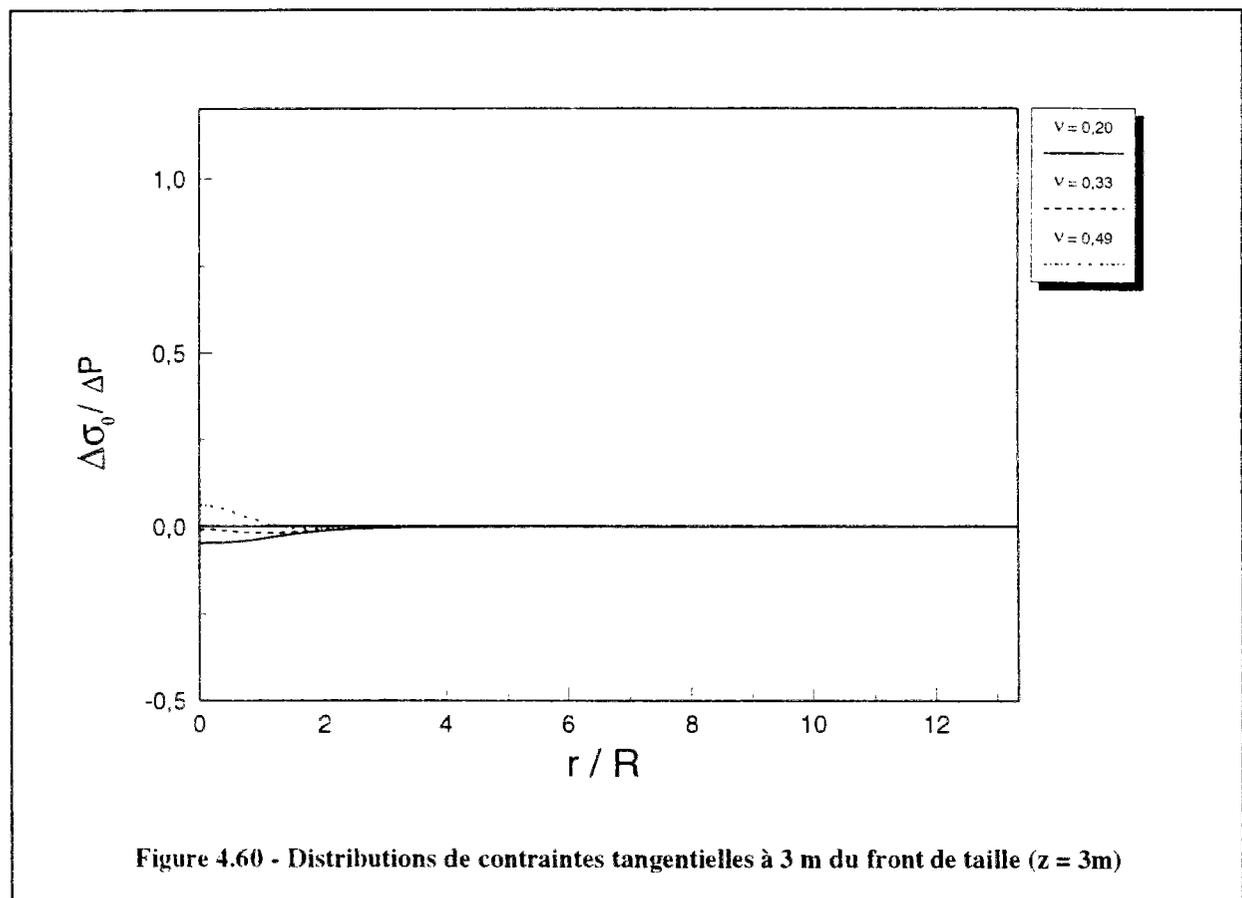
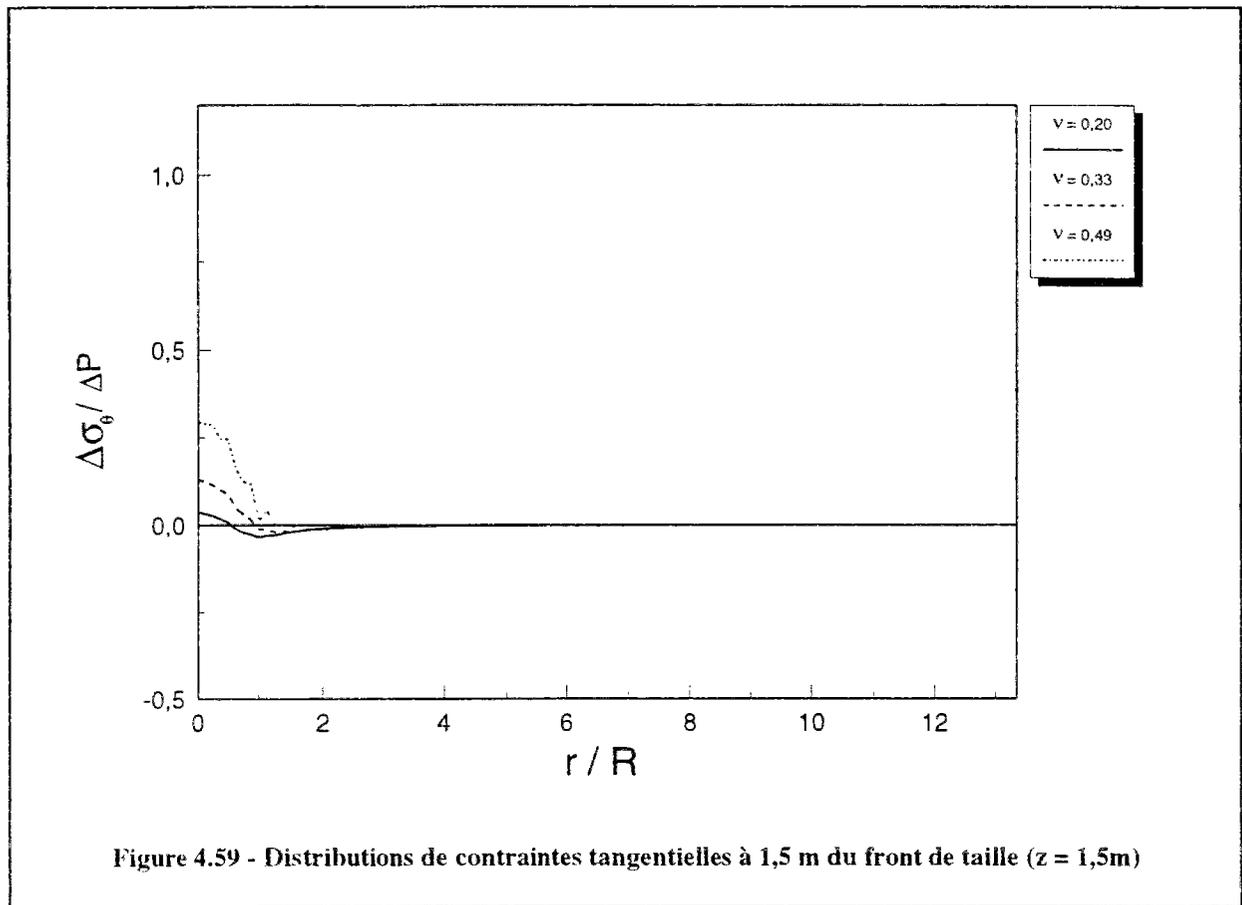
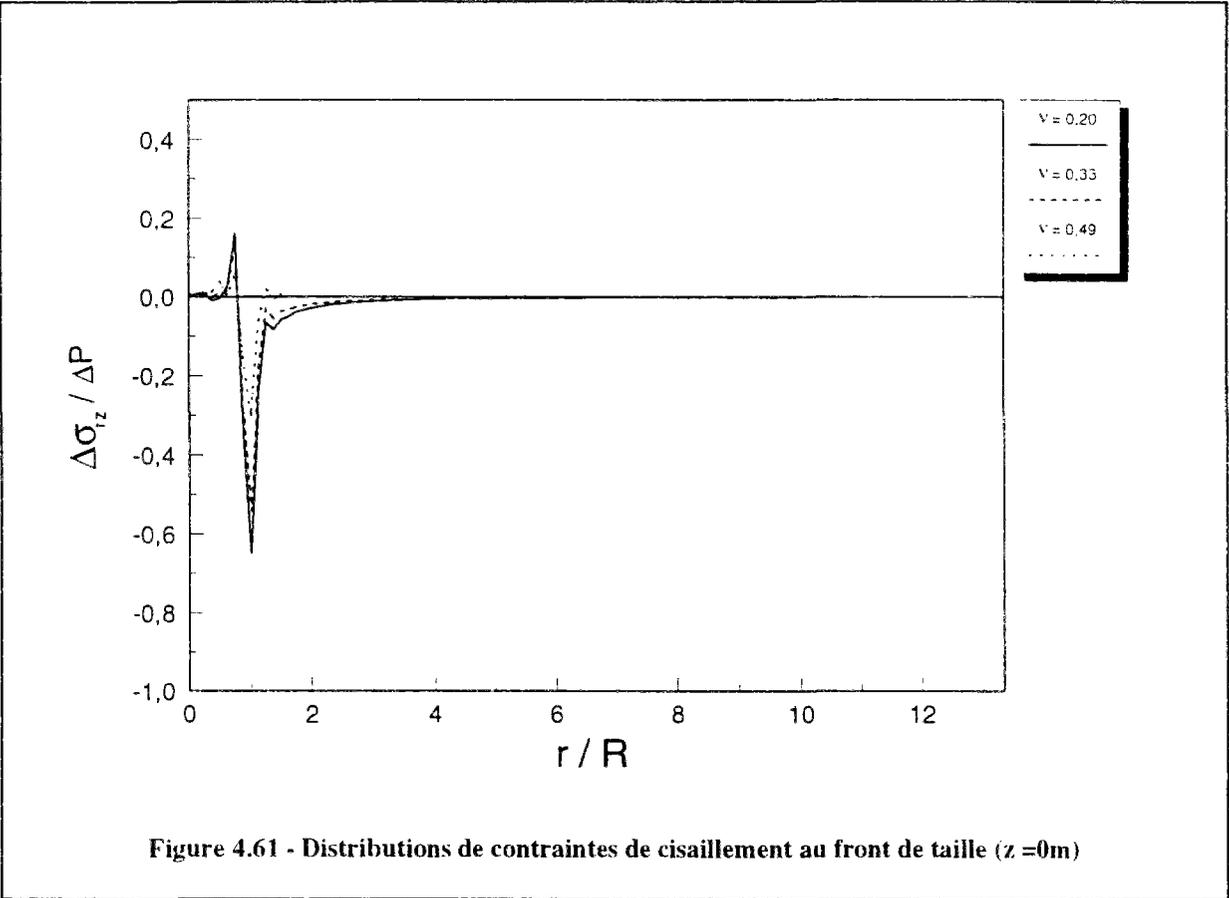


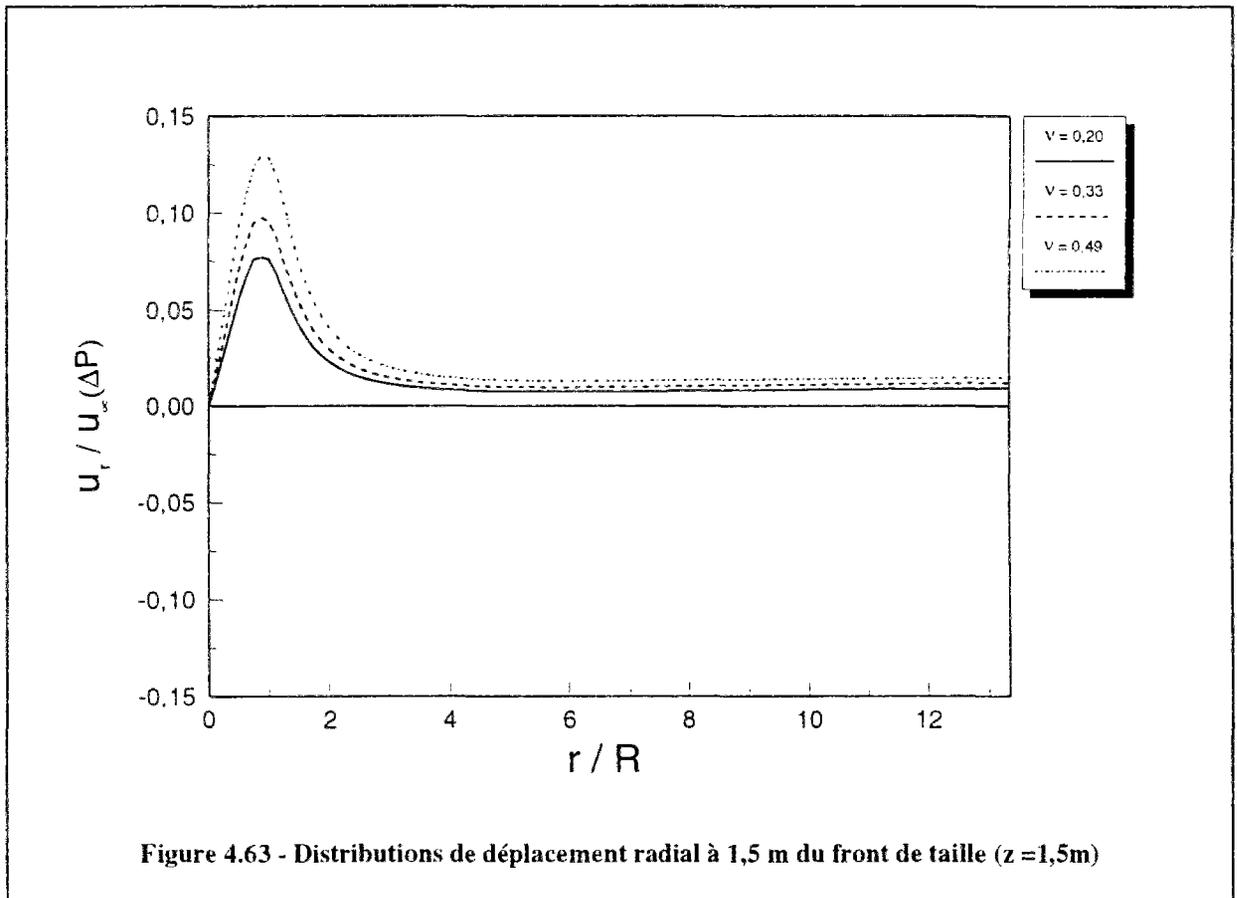
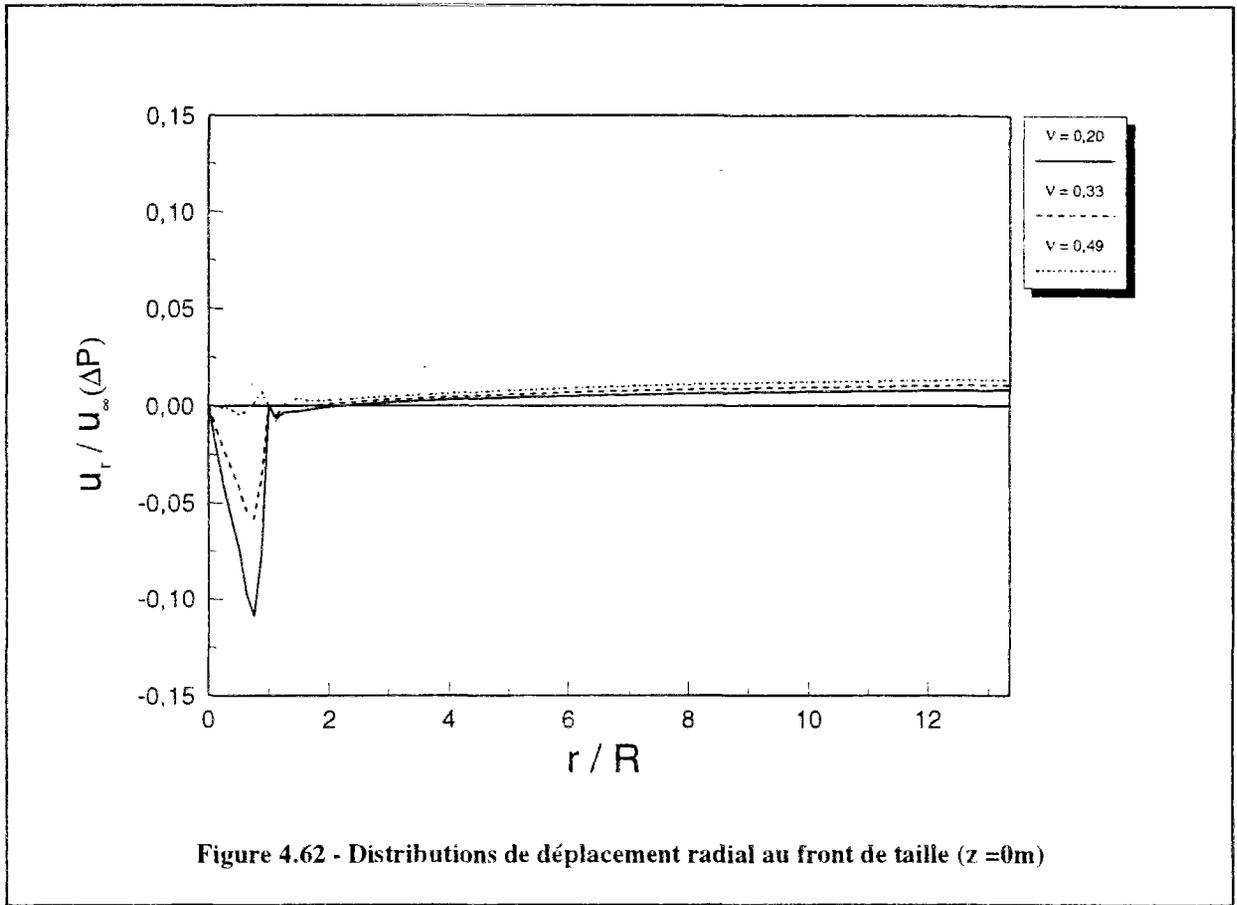
Figure 4.58 - Distributions de contraintes tangentielles au front de taille ($z = 0m$)



La figure 4.61, qui représente les résultats obtenus au front de taille, montre que le coefficient de Poisson n'a aucun effet sur la distribution de contrainte de cisaillement induite par la pressurisation du front de taille.

Les distributions de déplacement radial déterminées pour les trois valeurs du coefficient de Poisson considérées sont représentées sur la figure 4.62. Le déplacement obtenu pour un coefficient égal à 0,49 est quasi nul, tandis qu'on observe une décompression dans la zone du noyau à excaver pour les valeurs plus faibles de ν . A partir d'un rayon de l'axe du tunnel, le terrain n'est pratiquement pas affecté par la pressurisation du front quelle que soit la valeur du coefficient de Poisson. A 1,5 m en avant du front de taille (figure 4.63), on obtient un comportement sensiblement différent de celui calculé en $z = 0$: d'une part, le terrain est soulevé, et d'autre part le déplacement est d'autant plus important que la valeur du coefficient de Poisson est forte. La zone d'influence se limite à deux diamètres de l'axe du tunnel. Sur les figures 4.64 et 4.65, où sont représentées les distributions de déplacements à 3 m et 6 m, on remarque toujours un soulèvement, qui tend à s'atténuer à mesure qu'on s'éloigne du front de taille.





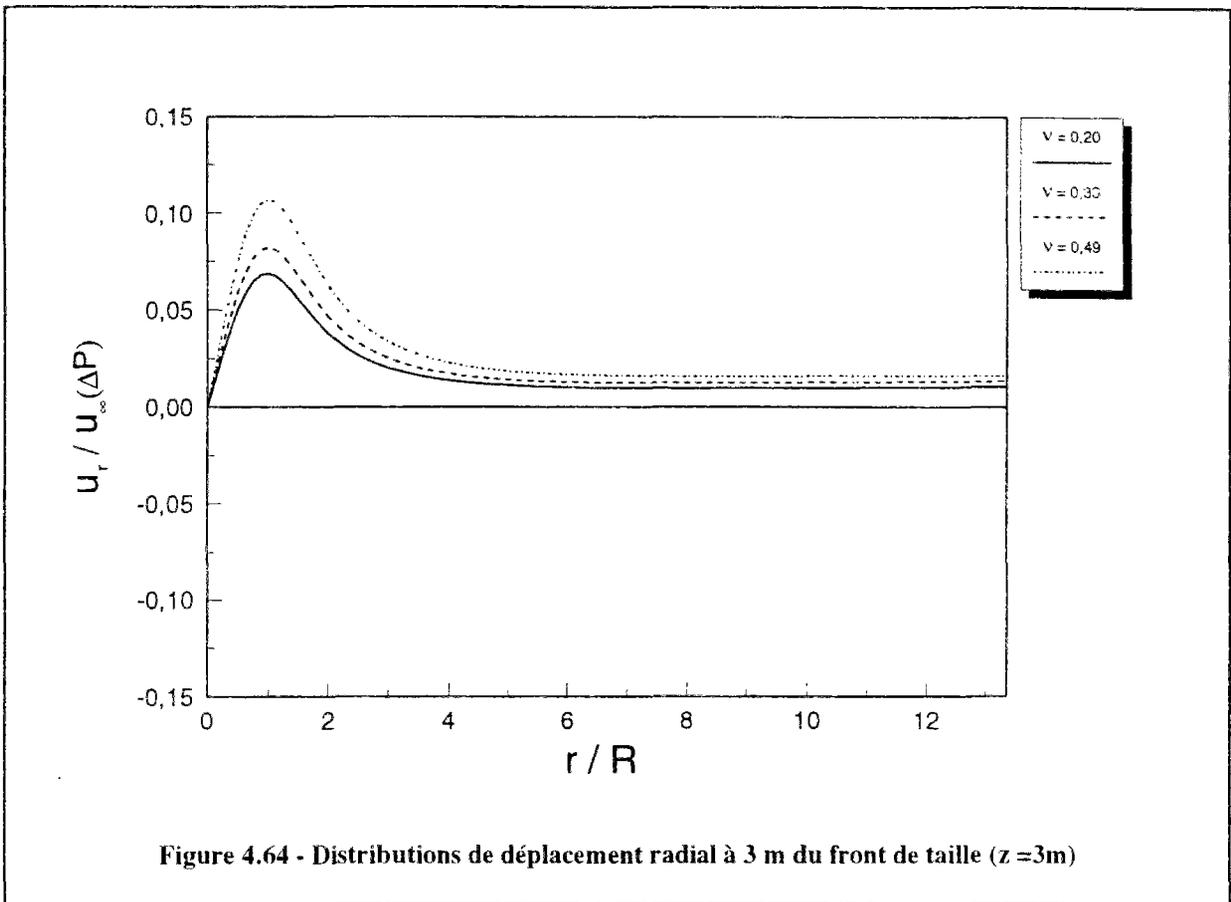


Figure 4.64 - Distributions de déplacement radial à 3 m du front de taille ($z=3m$)

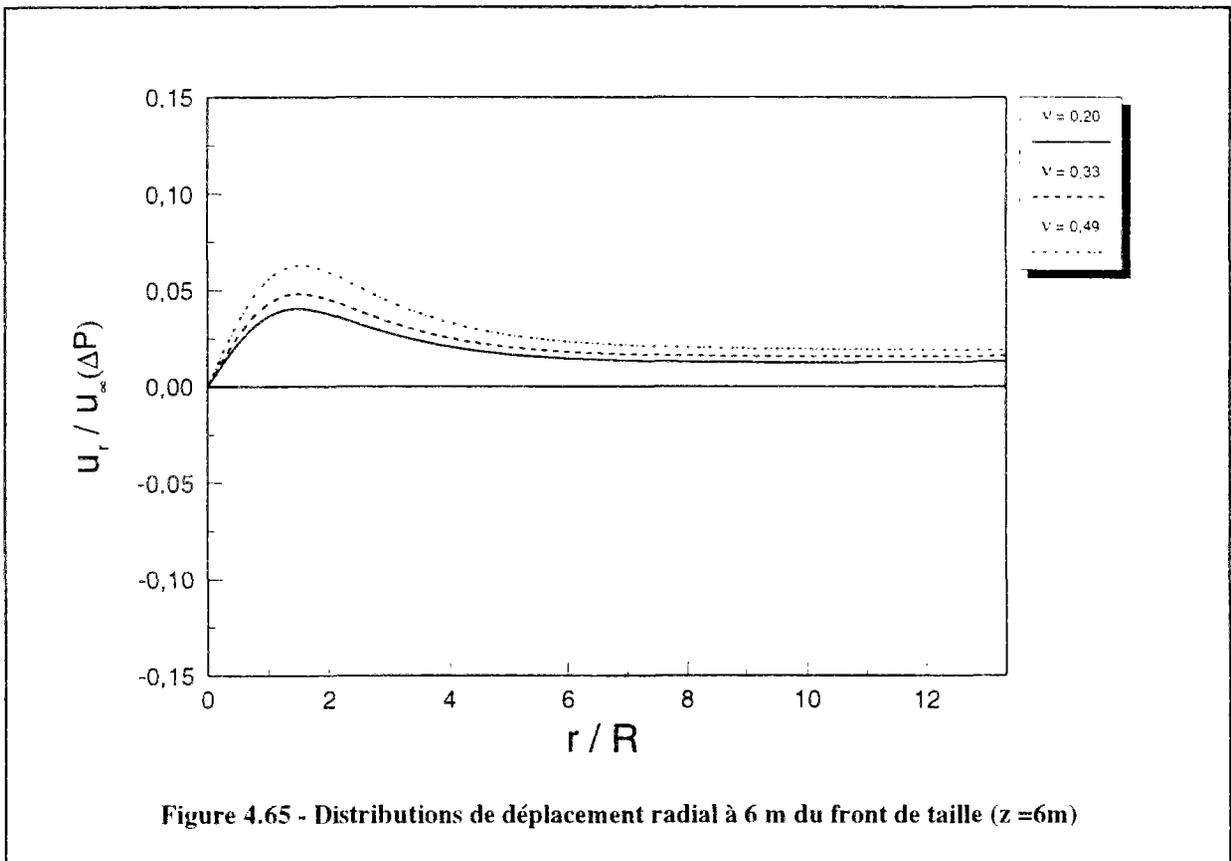
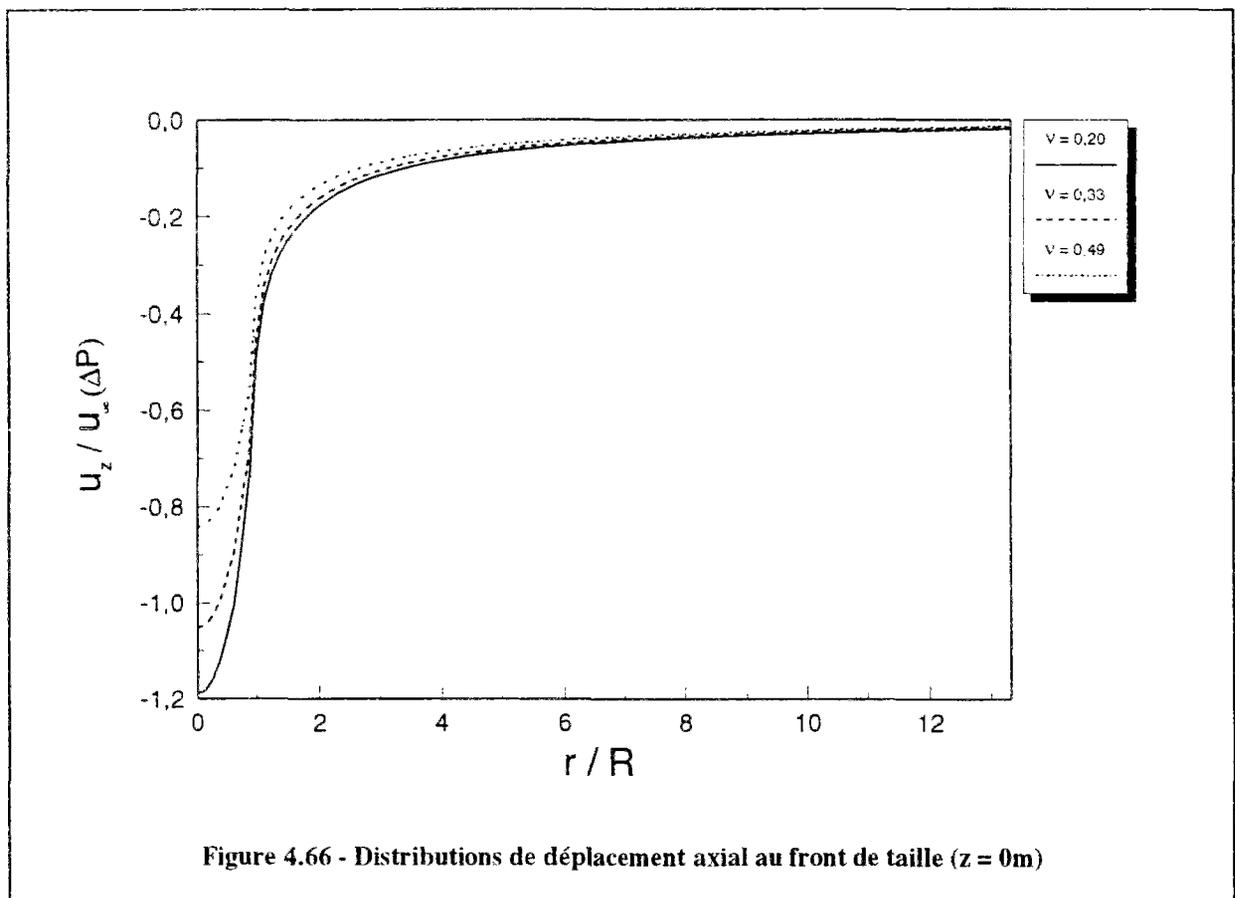
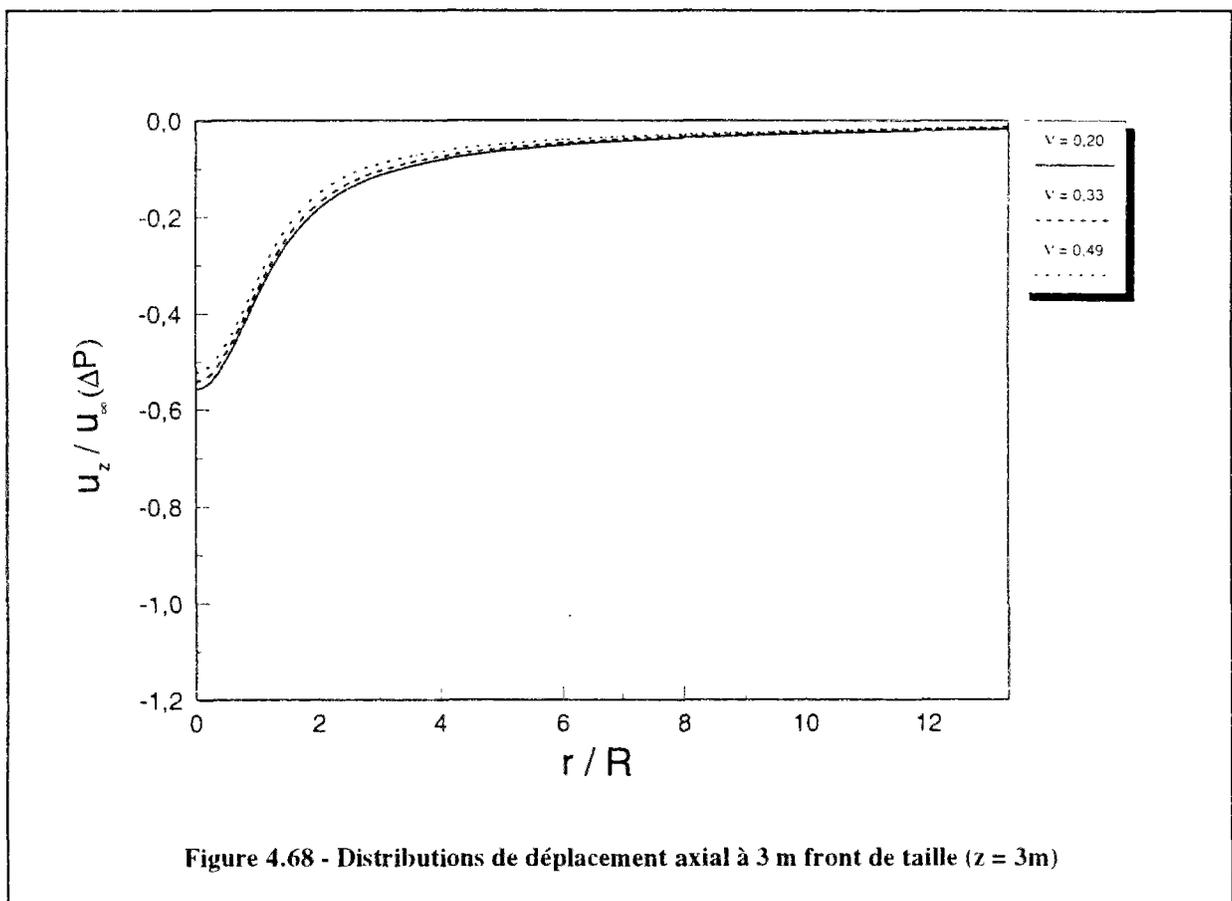
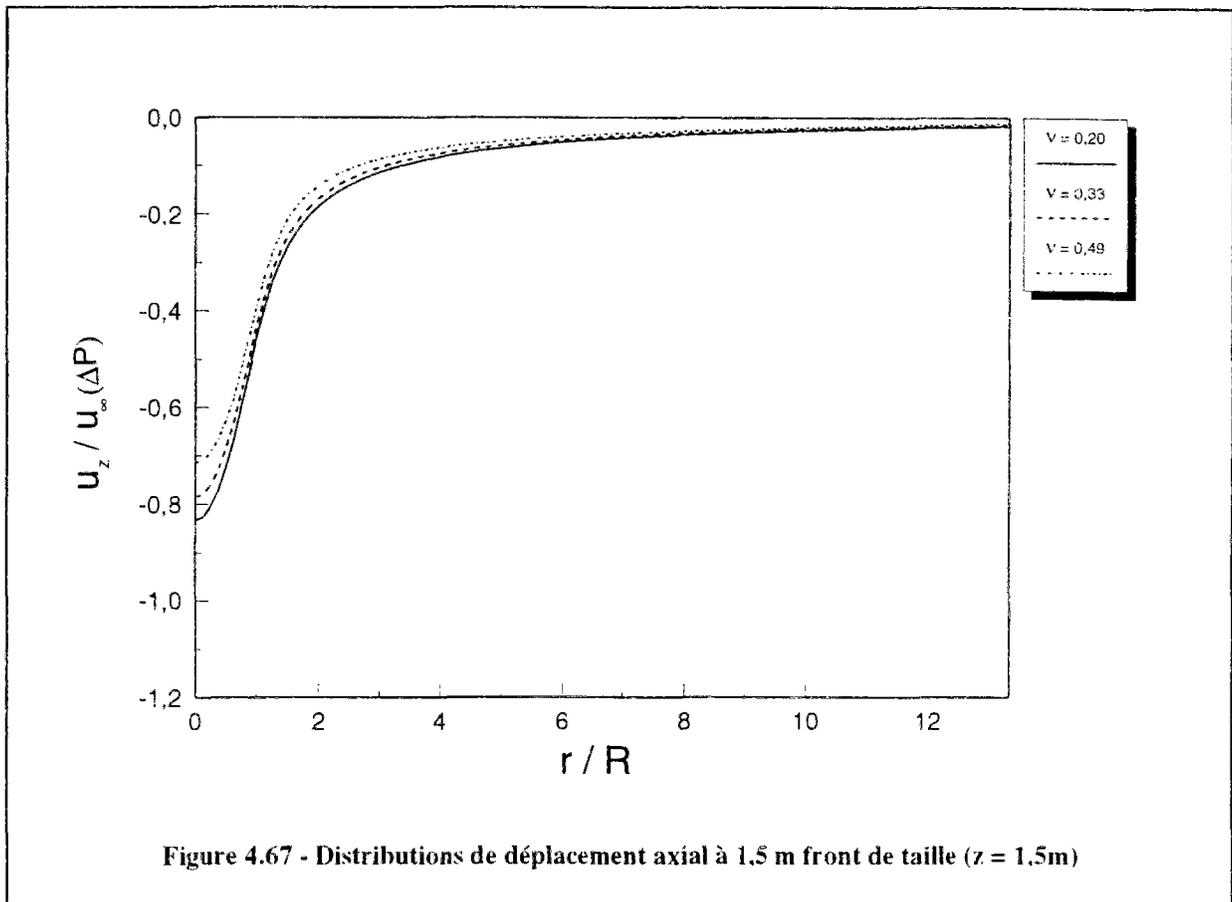


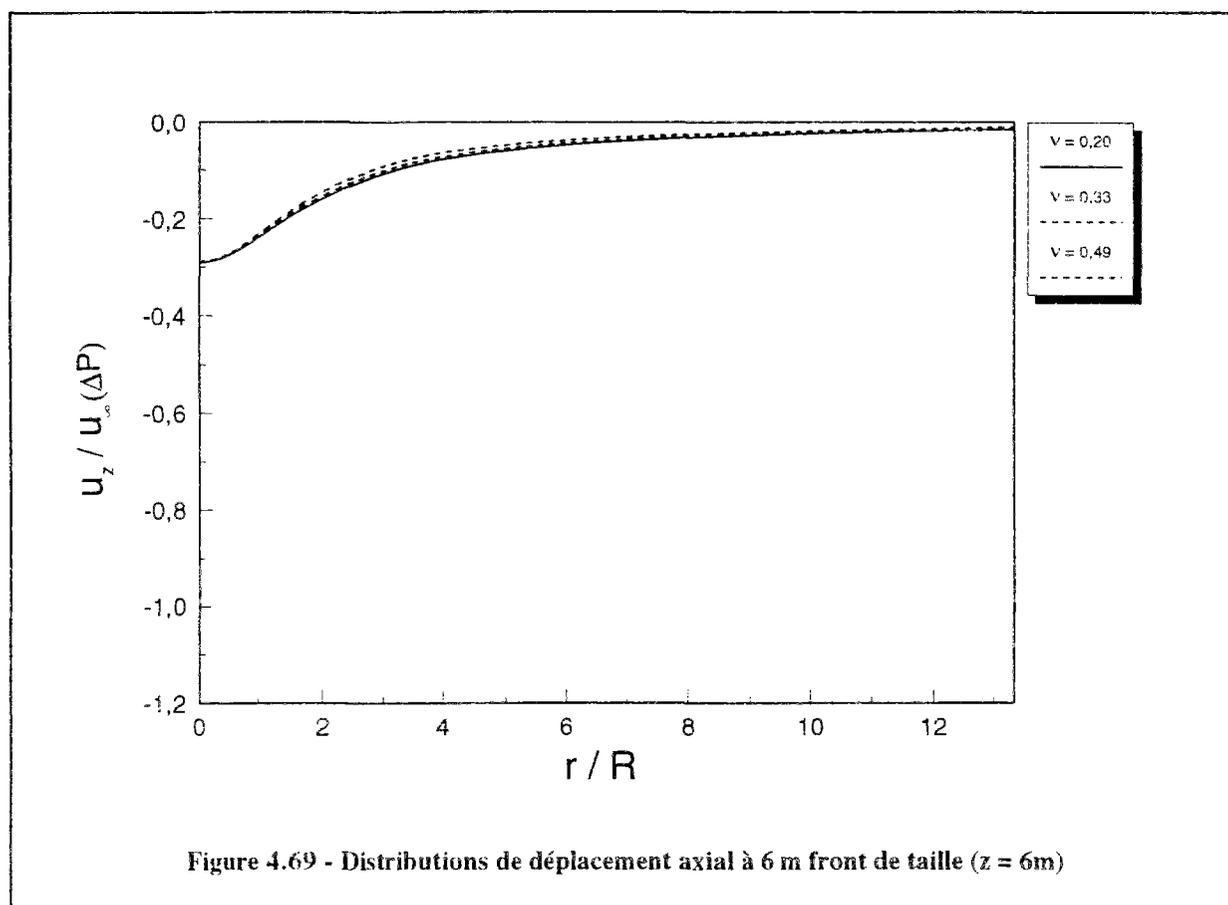
Figure 4.65 - Distributions de déplacement radial à 6 m du front de taille ($z=6m$)

Les figures 4.66 et 4.67, représentent les distributions de déplacement axial : on peut remarquer que le terrain est d'autant plus repoussé que la valeur du coefficient de Poisson est faible. Cette différence n'est perceptible qu'à moins un rayon du centre du tunnel ; à partir de 6 m, le coefficient de Poisson n'a pratiquement aucun effet sur la distribution du déplacement axial (figures 4.68 et 4.69).

Cette étude de sensibilité au coefficient de Poisson a montré que quelle que soit la valeur choisie pour ce paramètre, les contraintes obtenues ne sont pas affectées sur plus d'un diamètre en avant du front. La zone influencée par la pressurisation du front est pratiquement limitée dans la direction radiale à un diamètre de l'axe du tunnel. Les résultats montrent que la contrainte axiale et le cisaillement ne dépendent pas de la valeur du coefficient de Poisson. L'effet du coefficient de Poisson sur les contraintes radiales et tangentielles est surtout perceptible au front de taille, où on remarque que les deux distributions de contraintes sont pratiquement identiques. Le déplacement radial est fortement influencé par la valeur du coefficient de Poisson, tandis que l'effet de ce paramètre sur le déplacement axial n'est visible qu'au front de taille. A l'arrière du front de taille la pression n'a aucun effet sur la réponse du terrain.







4.4.2 Influence du coefficient des terres au repos K_0

Pour l'étude de l'influence de K_0 , la mise en oeuvre d'un modèle tridimensionnel a été nécessaire. On s'est encore limité à un comportement élastique linéaire du terrain. Le modèle utilisé est représenté sur la figure 4.70. Il s'agit d'un massif de 40 m de largeur, 80 m de hauteur et 80 m de longueur. Le tunnel, de 6 m de diamètre, est situé au milieu du modèle : il est supposé être excavé jusqu'à mi-longueur. Le maillage est composé de 1200 éléments et de 6009 noeuds (figure 4.71). On utilisera dans la suite un repère x, y, z centré au niveau du front de taille du tunnel, l'axe Oy coïncidant avec l'axe du tunnel, l'axe Ox étant horizontal et l'axe Oz vertical (figure 4.70).

La simulation de la pression au front de taille est obtenue, comme précédemment, à l'aide de deux calculs successifs : le premier calcul est destiné à reconstituer l'état de contraintes après le creusement de la galerie dans le massif ; le deuxième calcul correspond à l'application d'une surpression au front de taille. Le déplacement est supposé être bloqué sur

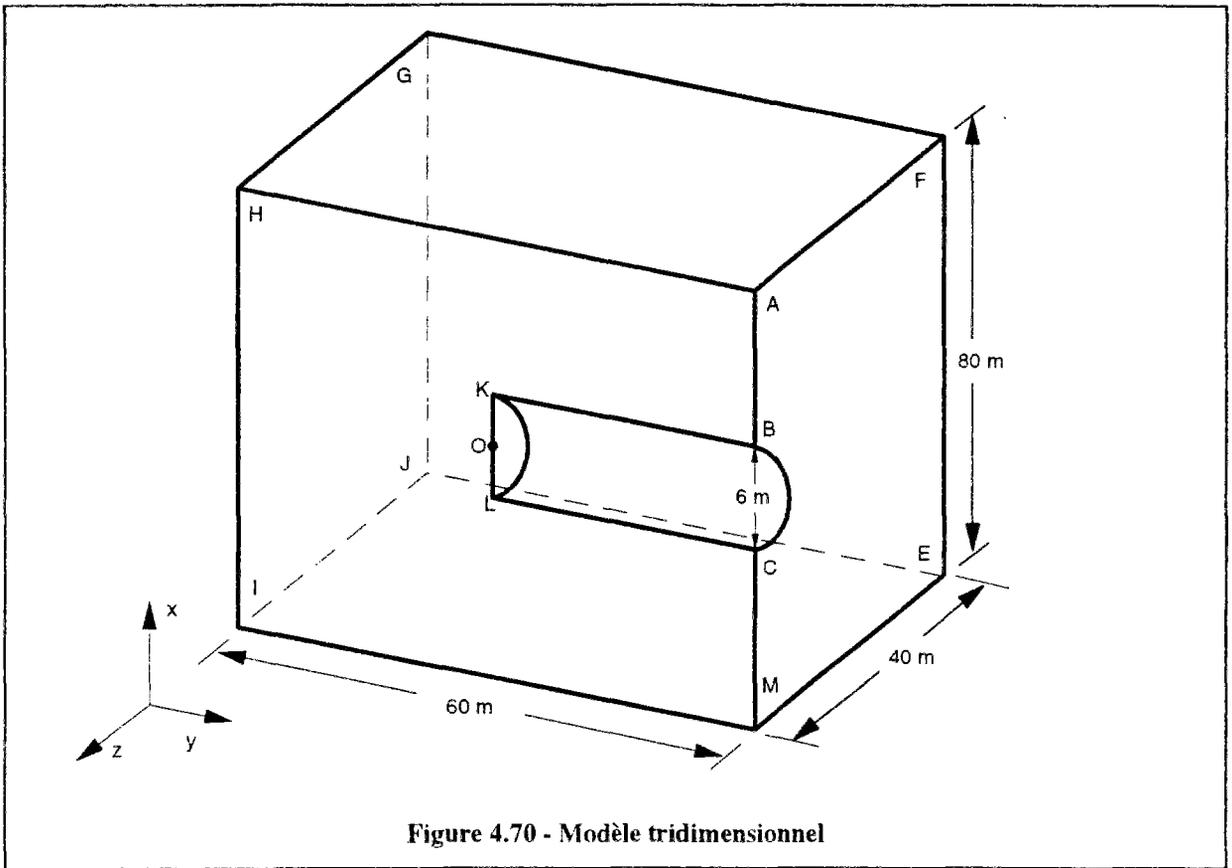


Figure 4.70 - Modèle tridimensionnel

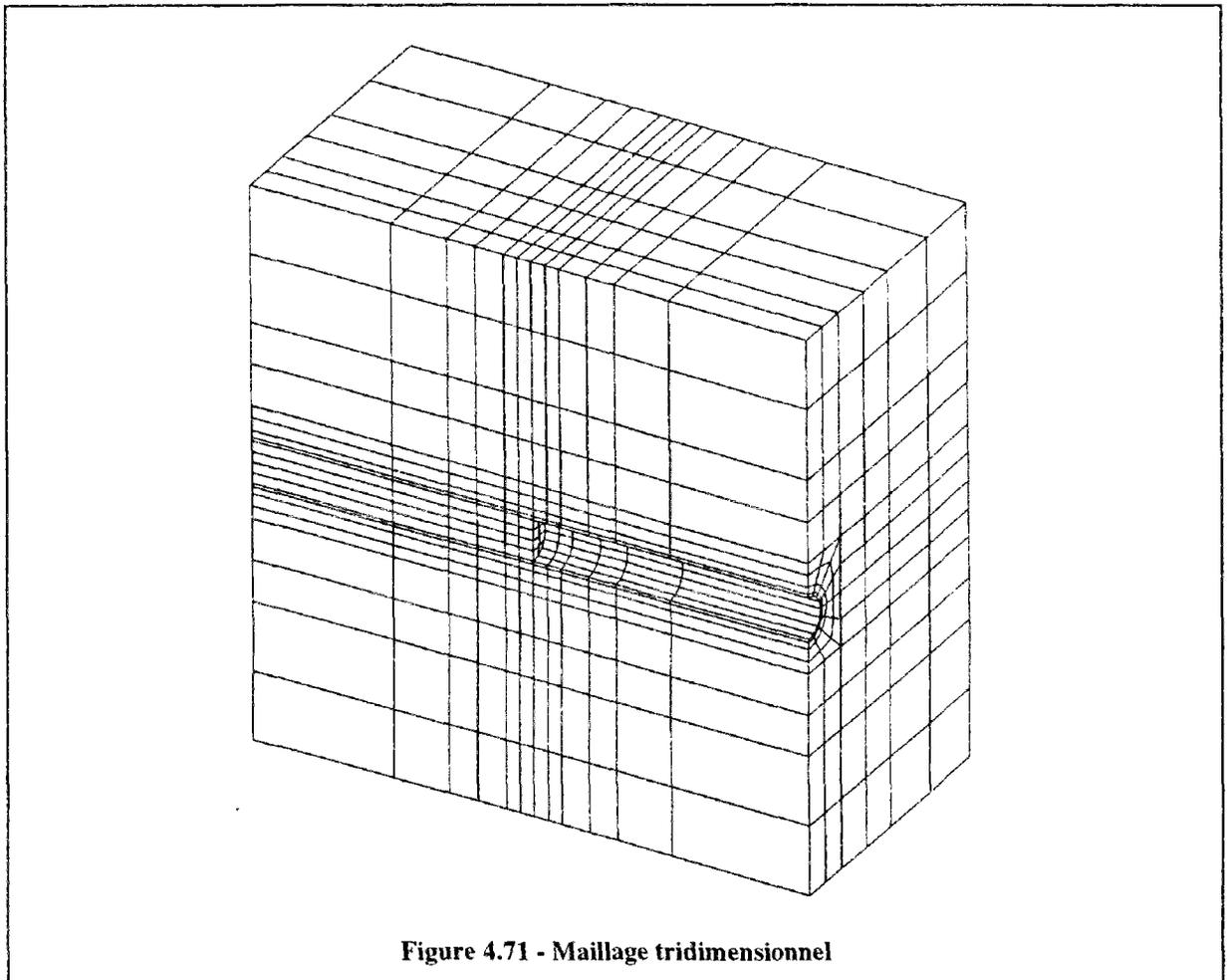
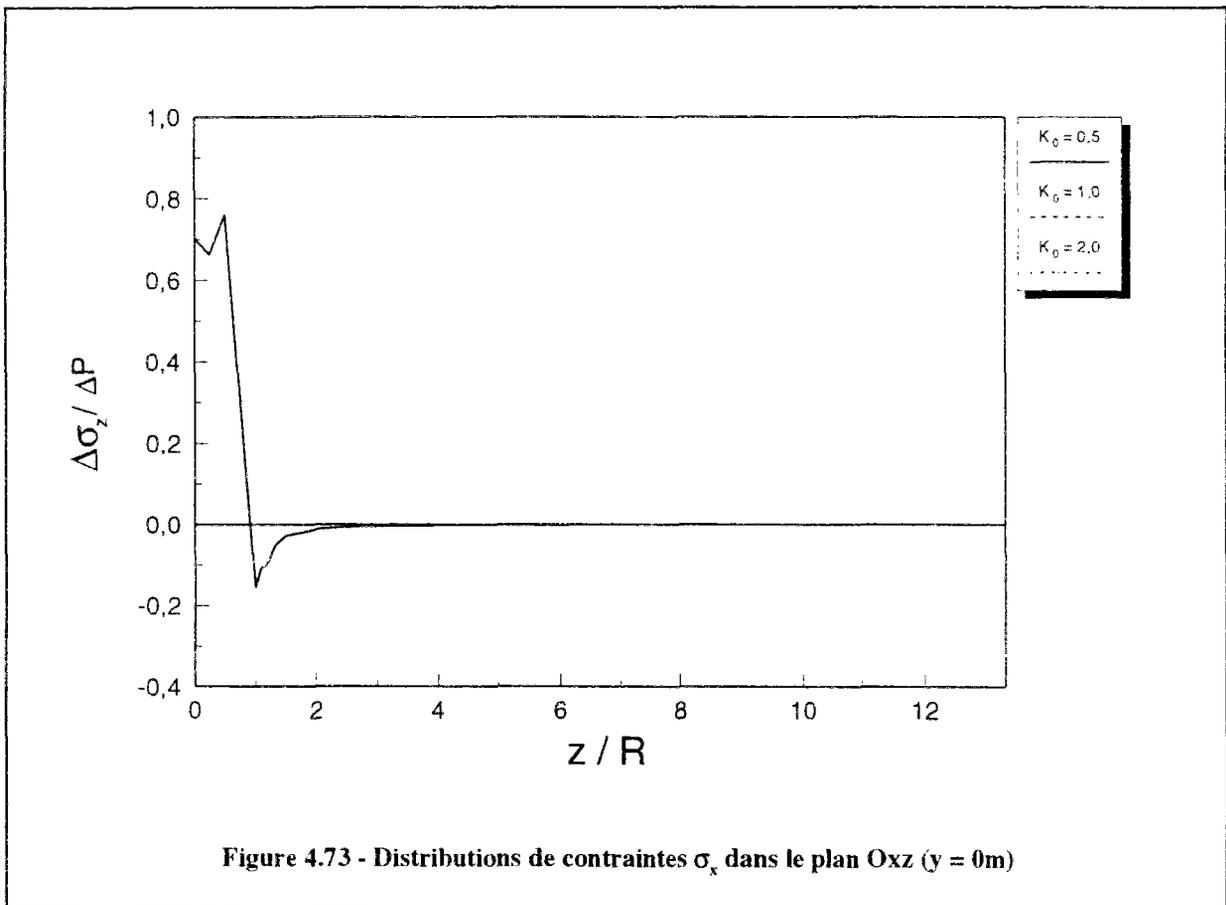
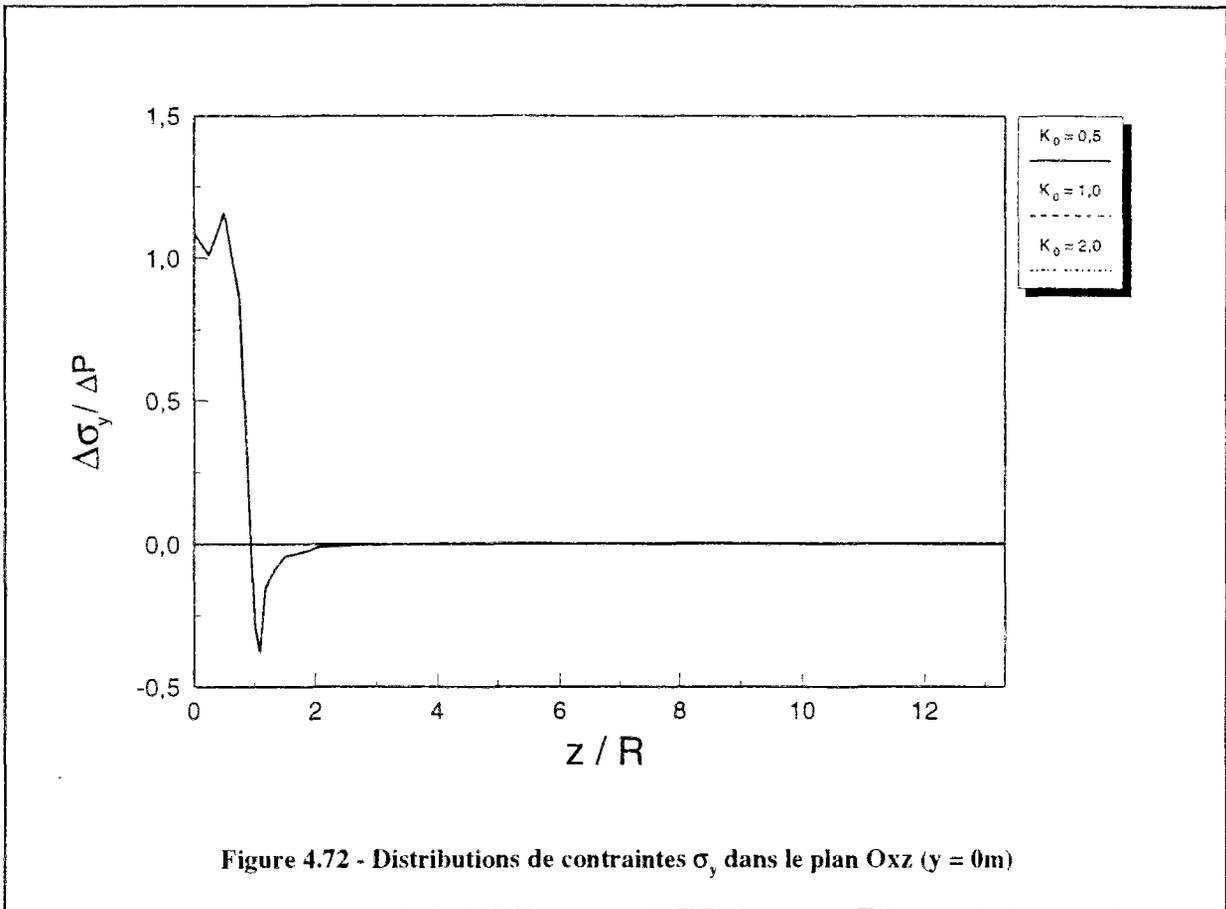
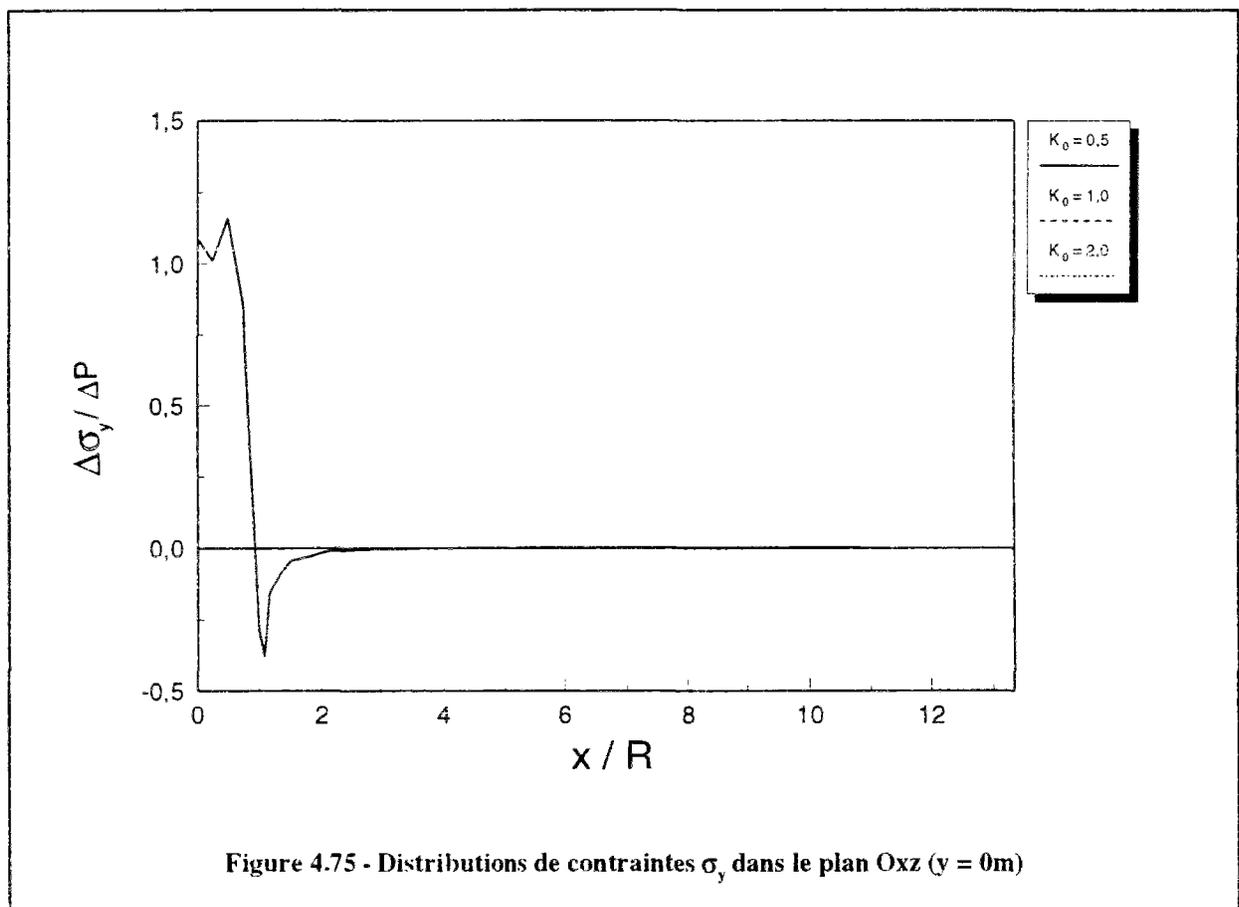
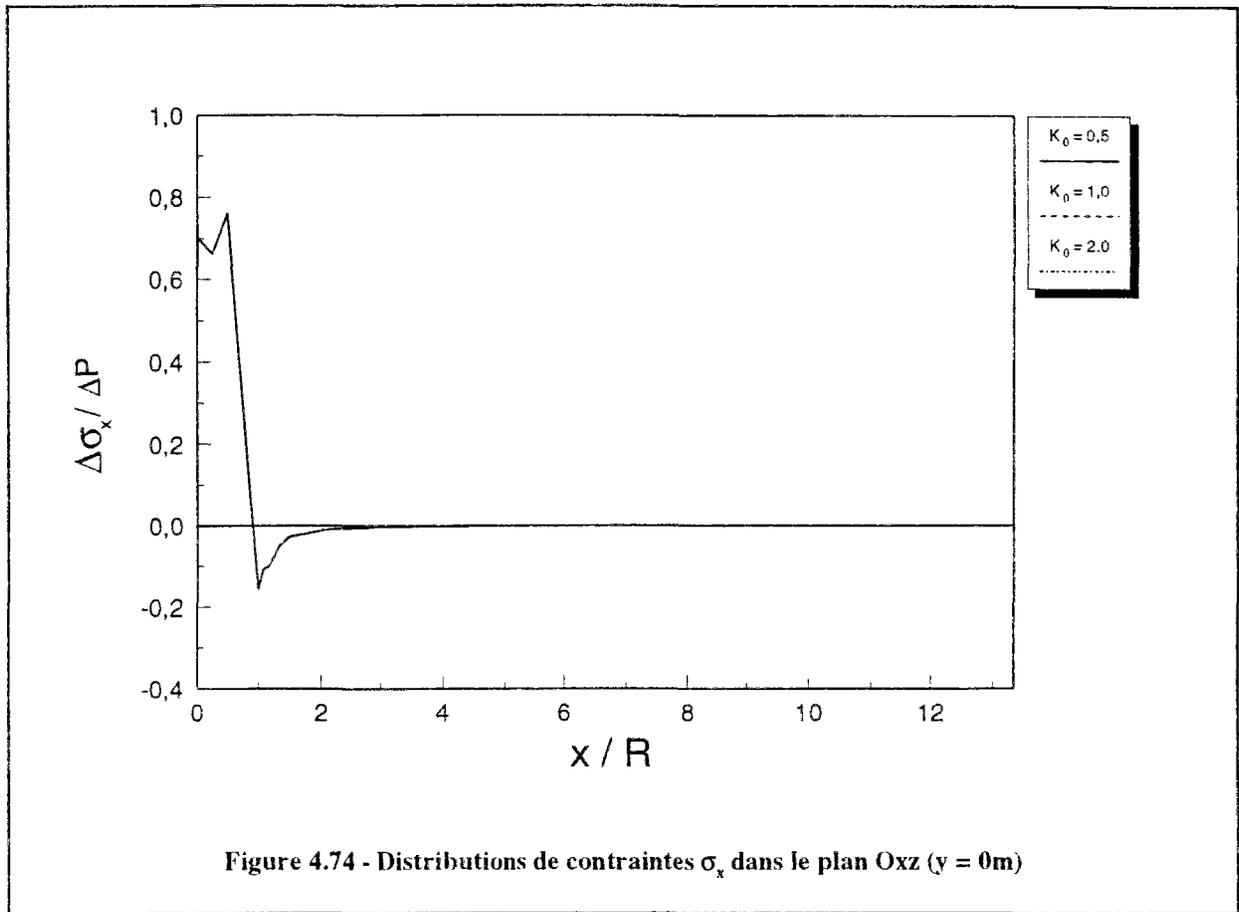


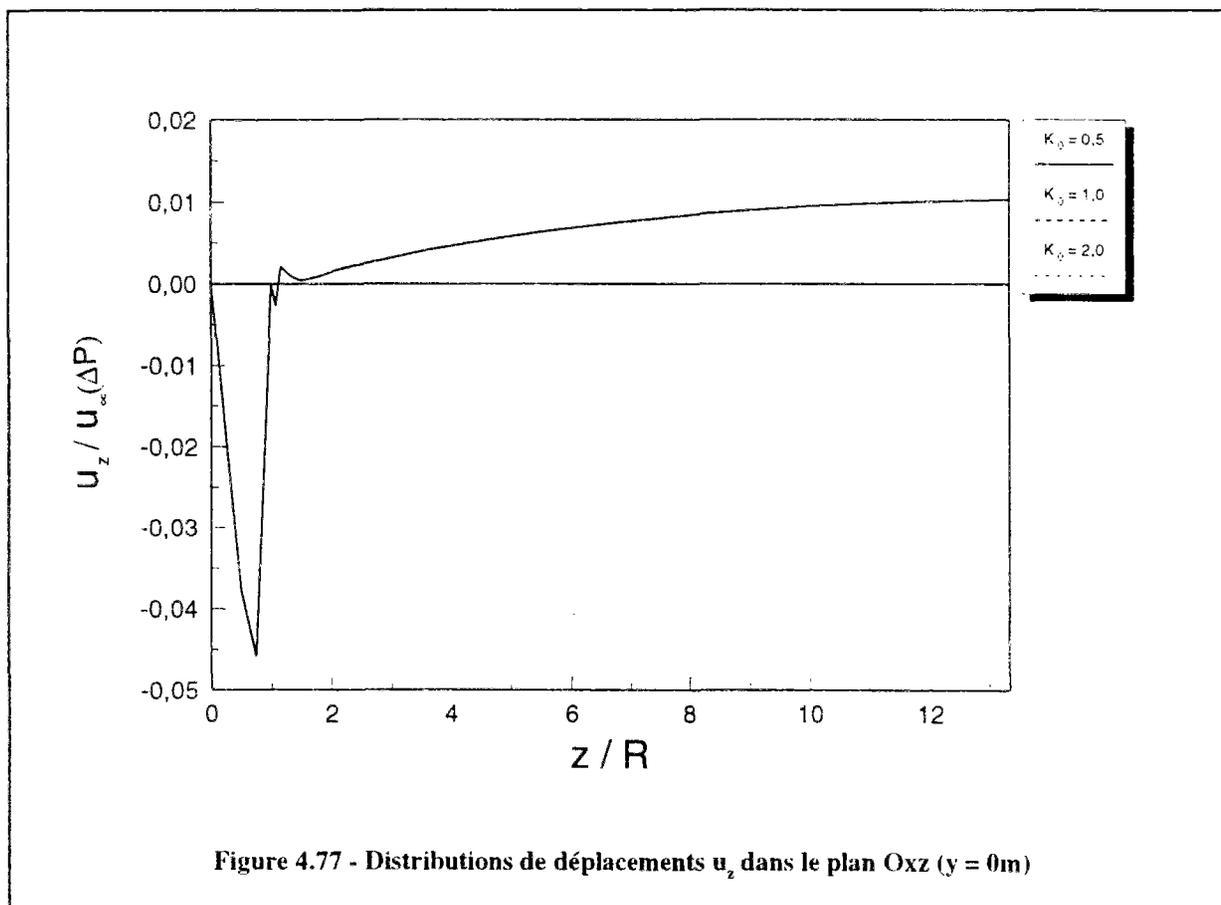
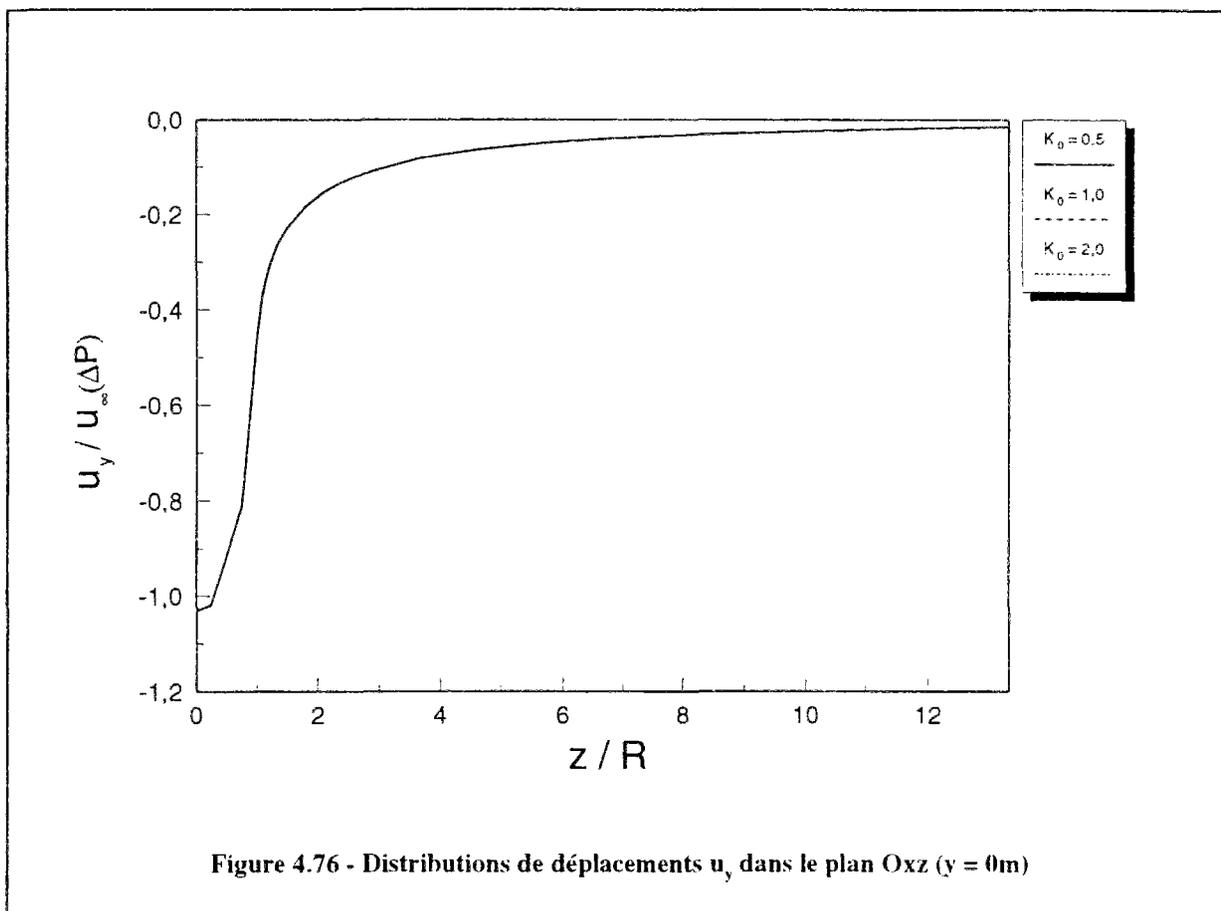
Figure 4.71 - Maillage tridimensionnel

les surfaces libres AMIH et AMEF dans les directions x et y respectivement (figure 4.70). La condition aux limites choisie sur le bord du tunnel correspond au blocage des noeuds dans la direction radiale, i.e. suivant x et z . Le premier calcul consiste à appliquer une pression uniformément répartie, égale à $\sigma_0 = 300$ kPa sur les surfaces AFGH et IMEJ et à $K_0 \sigma_0$ sur les surfaces IJGH, GFEJ et OLK. Au cours du deuxième calcul la pression au front de taille sur la surface OLK est augmentée d'une valeur égale à 100 kPa. Le module élastique du sol est pris égal à $E = 60$ MPa et le coefficient de Poisson égal à $\nu = 0,33$. Les déplacements obtenus à l'issue de cette première phase sont annulés avant de procéder au deuxième calcul. Les résultats obtenus sont analysés dans des coupes perpendiculaires à l'axe du tunnel. La symétrie du modèle par rapport au plan Oyz permet de limiter l'analyse à la partie supérieure du massif. Les résultats obtenus pour les contraintes sont représentés sous la forme de rapports $\Delta\sigma/\Delta P$, où $\Delta\sigma$ représente la différence entre les contraintes obtenues après les deux étapes de calcul, et ΔP la surpression appliquée au front de taille. Les déplacements sont normalisés par $u/u'_\infty(\Delta P)$. Les distances par rapport au centre qui figurent sur les graphiques sont normalisées par le rayon du tunnel R .

Les figures suivantes représentent les résultats obtenus sur le plan Oxz situé au front de taille. Les distributions de contraintes et des déplacements dans ce plan sont exploitées en fonction de la distance horizontale x et la distance verticale z . On peut remarquer, sur les figures 4.72, 4.73, 4.74 et 4.75, que les variations de contraintes obtenues aussi bien dans la direction horizontale que dans la direction verticale, ne dépendent pas du coefficient des terres au repos K_0 . Sur les figures 4.76 et 4.77, on constate le même phénomène pour les distributions de déplacements induit dans le terrain par la pressurisation du front de taille.







4.5 CONCLUSIONS

Les différentes études réalisées dans ce chapitre ont permis de mettre en évidence les points suivants :

- les résultats obtenus pour les différents modèles montrent que les variations de contraintes induites par la pressurisation du front ne dépendent pratiquement pas de la condition aux limites appliquée sur la périphérie de la galerie ;
- les résultats des calculs montrent que l'effet de la pressurisation du front dans le terrain situé devant le front de taille est limité approximativement à un diamètre en directions radiale et axiale ; à l'arrière du front de taille, on peut considérer que la pressurisation du front de taille n'a aucun effet sur les distributions de contraintes ;
- les déplacements sont, en revanche, affectés par la condition aux limites utilisée dans les calculs ; le déplacement devant le front de taille est maximal, dans le cas du massif semi-infini avec contrainte imposée, ce qui tend à montrer que la présence de la galerie a pour effet de limiter les déplacements ; on peut distinguer dans ce cas deux familles de distributions de déplacements, selon que le déplacement axial le long de la galerie est restreint ou non ; le massif situé à l'arrière du front est également affecté par la pressurisation, la réponse du terrain étant analogue à celle observée avant du front de taille.
- les conditions aux limites particulières (variation de la pression sur la périphérie et installation du revêtement à 1,5 m derrière le front). en avant du front de taille, présentent des résultats similaires à celles étudiées dans le chapitre précédent ;
- l'étude de sensibilité au coefficient de Poisson a montré que la zone d'influence de la pressurisation en avant du front de taille est pratiquement la même, quelle que soit la valeur du coefficient de Poisson ; les contraintes axiales et de cisaillements ne dépendent pas du coefficient de Poisson, tandis que le déplacement radial est fortement influencé par ce paramètre.

CHAPITRE 5

PRISE EN COMPTE DES CHARGEMENTS INDUITS PAR LE BOUCLIER DANS LE CALCUL DE LA REPONSE DU TERRAIN A L'AIDE DU LOGICIEL EXCAV

5.1 INTRODUCTION

La construction d'un tunnel entraîne une modification de l'état d'équilibre du terrain encaissant. Comme on l'a déjà précisé dans les chapitres précédents, cette modification est de nature tridimensionnelle, du fait de la présence du front de taille. Il est donc évident que la meilleure manière de modéliser le creusement est d'utiliser un modèle de calcul tridimensionnel. On peut également étudier la réponse du terrain à l'aide d'un modèle axisymétrique : on obtient ainsi, dans certaines conditions (état initial des contraintes isotropes et homogènes), des résultats satisfaisants. Cette dernière approche présente l'avantage de nécessiter moins de moyens informatiques et moins de temps de calcul que les modèles tridimensionnels, mais reste limitée du fait qu'elle ne permet pas de prendre en compte l'état réel du terrain avant le creusement, notamment dans le cas des tunnels à faible profondeur. Compte tenu des difficultés propres à chacune de ces modélisations, on tend le plus souvent à avoir recours à des modèles bidimensionnels transversaux ; dans ces conditions, la modélisation du processus de creusement nécessite l'usage de techniques permettant de rendre compte de l'aspect tridimensionnel de la géométrie étudiée. Un certain nombre de techniques ont été développées, pour tenir compte de ces effets dans des calculs

plans. On peut citer en particulier la méthode convergence-confinement (Panet, 1976), la méthode des éléments multiples (Van Dillen et Fellner, 1979), la procédure de la fermeture du vide annulaire (Rowe et al., 1983), la méthode du ramollissement (Swoboda, 1979). C'est cette dernière technique qui a été retenue dans notre étude.

Dans ce chapitre, on présente le code de calcul par éléments finis EXCAV, qui a été utilisé dans notre étude. Le code a été développé par Mana (1978), dans le but d'étudier le comportement des fouilles maintenues par des parois butonnées. Il possède les fonctions nécessaires à la modélisation des principales catégories d'interactions sol-structure. Les calculs peuvent être effectués en élasticité linéaire ou pour un comportement élastoplastique parfait du sol, avec un critère de rupture Von Mises ou Tresca, ce qui correspond à un sol argileux en conditions non drainées. La technique d'itération est basée sur la méthode des contraintes initiales. Le programme permet de générer un maillage composé d'éléments quadratiques à huit noeuds, qui sont bien adaptés pour représenter la réponse du sol et du revêtement. A partir des contraintes obtenues dans le revêtement, il est possible de calculer les forces et les moments induits dans la structure en utilisant la théorie des poutres. Ce programme a été modifié par Leca (1989) pour tenir compte des particularités de chargement liées au creusement des tunnels. La version modifiée permet de simuler les phénomènes de déconfinement du terrain, liés à l'arrivée du front de taille, en suivant les principes de la méthode du ramollissement.

Dans sa version actuelle, le programme EXCAV est conçu pour modéliser des méthodes d'excavation traditionnelles ou de type Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM). Ce dernier procédé de construction utilise des moyens d'abattage dits "manuels" et un soutènement provisoire de la galerie fait de béton projeté. Il est basé sur le principe d'une utilisation optimale de la capacité portante du terrain, permettant de limiter les déformations en contrôlant la convergence de la galerie, et de minimiser la charge reprise par le soutènement. Dans ce cas, comme dans le cas des méthodes traditionnelles, le mode de sollicitation du terrain diffère considérablement de celui induit par un bouclier pressurisé. Le programme EXCAV a donc été modifié, afin de l'adapter au mode de creusement par bouclier. Les modifications ont principalement porté sur la prise en compte de deux phénomènes essentiels du creusement au bouclier : l'application d'une pression au front de taille et le remplissage du vide annulaire à l'arrière du tunnelier.

5.2 LA METHODE DU RAMOLLISSEMENT

La méthode du ramollissement a été développée notamment dans le cadre d'applications à la Nouvelle Méthode Autrichienne (Swoboda, 1979). Elle consiste à reproduire la déformation du massif induite par l'arrivée du front de taille, en provoquant une diminution du module dans la zone à excaver. Le module E du terrain est divisé par un facteur n , qui porte le nom de coefficient de ramollissement. Cette opération permet de déterminer un état de pré-déformation du terrain destiné à représenter la réponse du massif encaissant situé en avant du front de taille.

La figure 5.1 schématise, en coupe longitudinale, les différentes étapes de calcul. On considère, pour simplifier, un tunnel de diamètre D , creusé dans un massif linéaire-élastique et revêtu à une certaine distance l_0 du front par un anneau de soutènement de module E_s . Le déplacement radial induit, sur le bord de la galerie à excaver, par le creusement du tunnel, est représenté en fonction de la distance longitudinale sur la figure 5.1. Loin devant le front de taille (coupe A-A), le massif est dans son état initial et le déplacement à cet endroit, est nul. A mesure qu'on s'approche du front, le creusement provoque une convergence du terrain à partir de un à deux diamètres en avant du front de taille. Au niveau du front, le terrain a donc déjà subi un déplacement, noté u_2 sur la figure 5.1. Après le passage du front, la convergence se poursuit et atteint la valeur

$$u_{\infty} = \frac{(1+\nu)}{E_0} \sigma_0 R \quad (1)$$

pour un tunnel non soutenu et un comportement élastique-linéaire du massif. Lorsqu'un soutènement est mis en place à une distance l_0 derrière le front de taille, i.e. pour un déplacement radial égal u_3 , la progression du creusement provoque une mise en charge de l'anneau de soutènement qui tend à limiter le déplacement radial à une valeur $u_4 < u_{\infty}$. La charge reprise par le revêtement est fonction de la distance de mise en place du soutènement l_0 derrière le front de taille : un revêtement installé près du front de taille encaissera une charge importante tandis que ce chargement sera pratiquement nul si l'ouvrage est installé à une distance telle que $u_4 \cong u_{\infty}$.

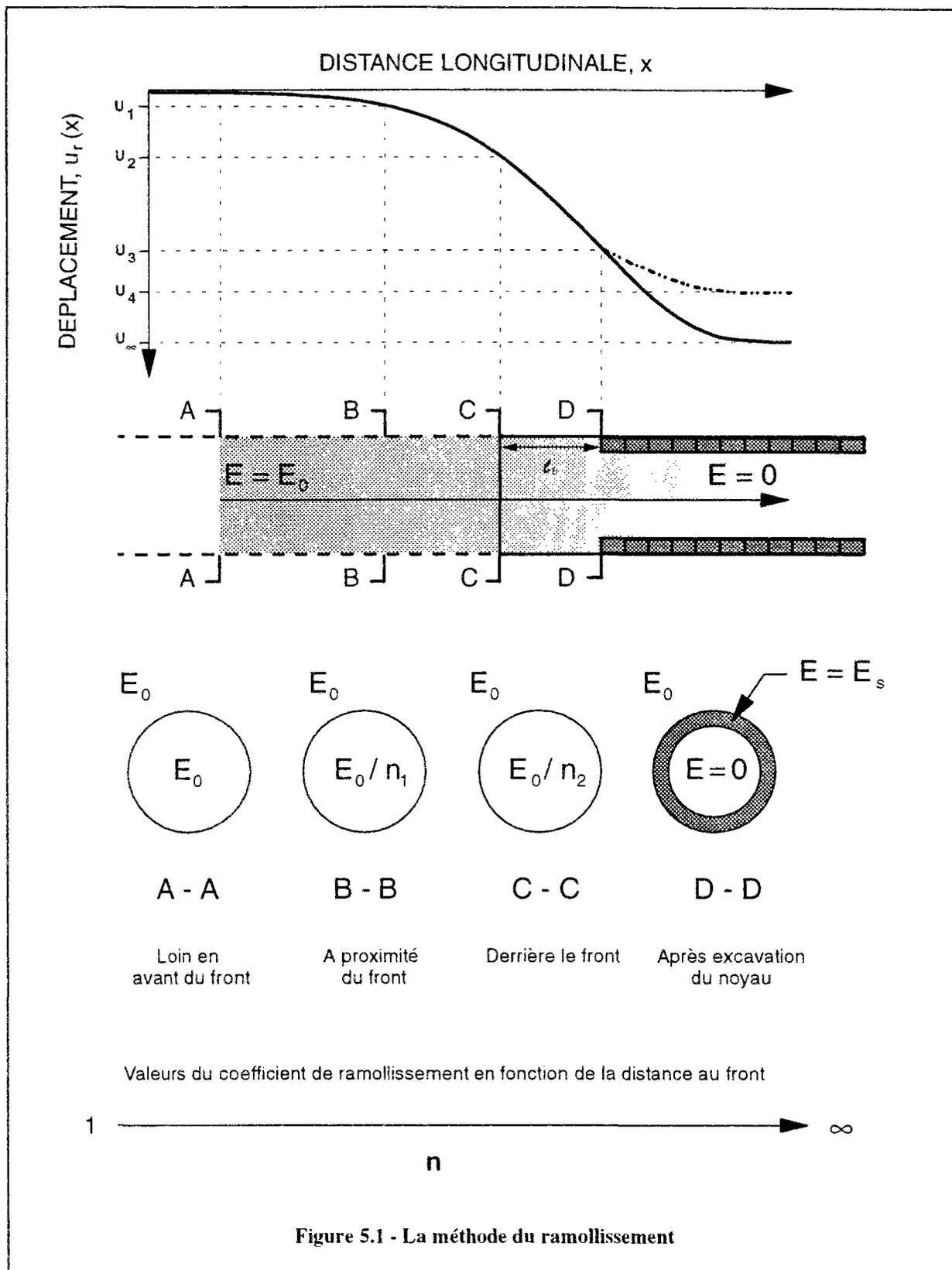


Figure 5.1 - La méthode du ramollissement

Le déplacement induit dans le massif par le creusement du tunnel avant la mise en place du soutènement, aussi bien devant que derrière le front de taille, est introduit, dans la méthode du ramollissement, par la modification du module dans la zone à excaver. Le massif loin devant le front de taille, supposé hors de la zone d'influence de l'excavation, a un module initial équivalent à E_0 (coupe A-A). A partir d'une certaine distance devant le front de taille, on considère que le module élastique dans le noyau à excaver est égal à E_0/n , ce qui correspond à une certaine déformation du bord de la galerie (coupes B-B et C-C). La valeur du coefficient de ramollissement est égale à 1 avant toute déformation du massif encaissant et augmente à mesure qu'on s'approche du front de taille (n_1 pour la coupe B-B et n_2 pour la coupe C-C, avec $n_1 < n_2$). Le même modèle est utilisé pour simuler la déformation du massif derrière le front, c'est-à-dire qu'on suppose toujours l'existence d'un matériau fictif dans la zone excavée, dont le module diminue jusqu'à la mise en place du soutènement. Lorsque le coefficient de ramollissement augmente et tend vers $n = \infty$, le module du matériau devient pratiquement égal à zéro, ce qui est équivalent à un tunnel non soutenu. L'excavation et la mise en place du revêtement constituent la phase suivante de calcul (coupe D-D). Elle est obtenue, d'une part, par la mise à zéro du module du terrain dans la zone excavée et d'autre part, l'activation du module du soutènement. A partir de cet instant, le déplacement est retenu par la présence du soutènement qui se met en charge. La charge encaissée par le soutènement est fonction de la valeur du coefficient de ramollissement.

Dans un code de calcul par éléments finis, la méthode est appliquée en trois étapes (figure 5.2) : on détermine, dans un premier temps, l'état de contraintes initiales, la contrainte verticale σ_v résultant du poids des terres (pour un massif de surface horizontale) et la contrainte horizontale étant égale à $\sigma_h = K_0 \sigma_v$; dans cette première étape, le module E_0 est le même dans tout le massif, y compris dans le noyau à excaver. La deuxième étape consiste à diviser le module dans le noyau à excaver par un coefficient de ramollissement n et à appliquer simultanément des efforts de "ramollissement" sur la périphérie du noyau à excaver. Dans la méthode initialement mise au point pour la Nouvelle Méthode Autrichienne, les efforts de ramollissement étaient pris égaux à :

$$F_r = \left(1 - \frac{1}{n}\right) F_e \quad (2)$$

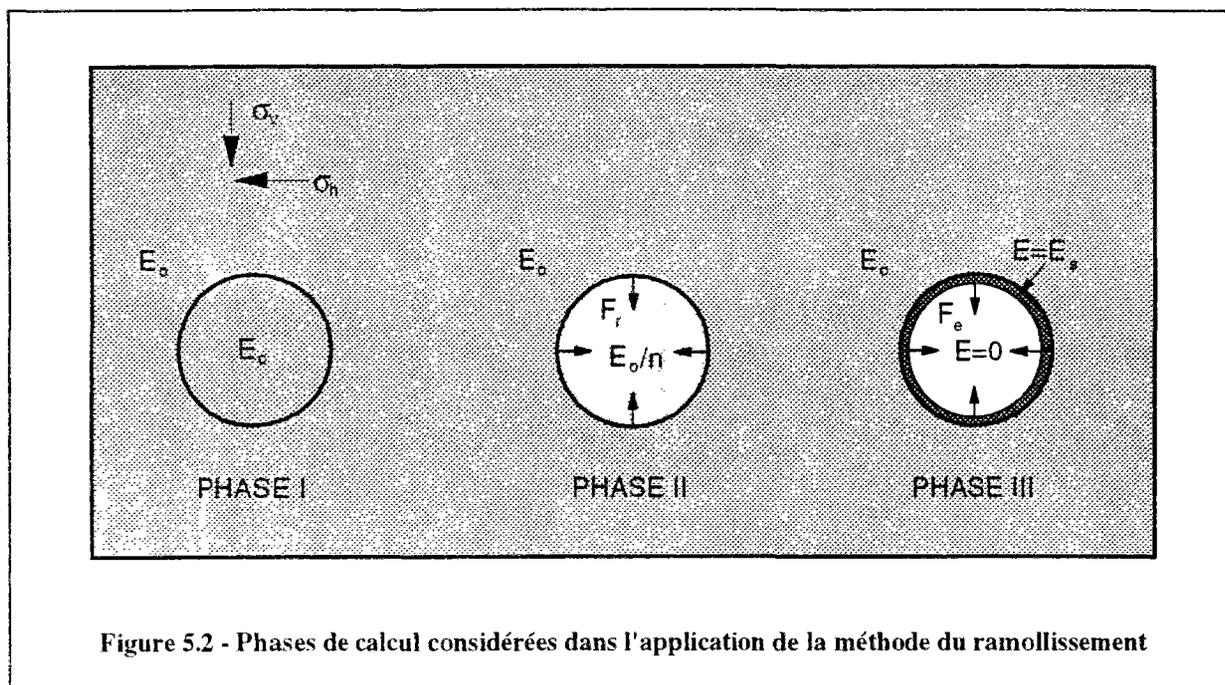


Figure 5.2 - Phases de calcul considérées dans l'application de la méthode du ramollissement

F_e représentent les efforts d'excavation déduits des valeurs des contraintes sur le bord de la zone à excaver et n le coefficient de ramollissement.

La troisième étape consiste, à excaver le noyau de terrain situé au front de taille et à activer les éléments de revêtement disposés sur la périphérie du tunnel, tout en appliquant des efforts d'excavation F_e , déduits de l'état d'équilibre déterminé à la deuxième étape.

5.3 LE CODE DE CALCUL EXCAV

Le code de calcul EXCAV comprend une trentaine de sous-programmes, appelés à partir d'un programme principal. L'organigramme général du programme est décrit sur la figure 5.3. Les données concernant la géométrie du maillage et les propriétés des matériaux utilisés sont lues à l'aide du sous-programme DATAIN. Les contraintes initiales sont générées par le sous-programme INITIAL. Le sous-programme LOADIN permet d'appliquer, en chaque noeud du maillage, des efforts nodaux ou des déplacements imposés, et de simuler des chargements surfaciques. Le ramollissement du terrain est introduit à l'aide du sous-programme EXSOFT, qui permet de modifier les propriétés des éléments et de calculer les forces de ramollissement sur la périphérie de la zone à excaver par l'intermédiaire du module

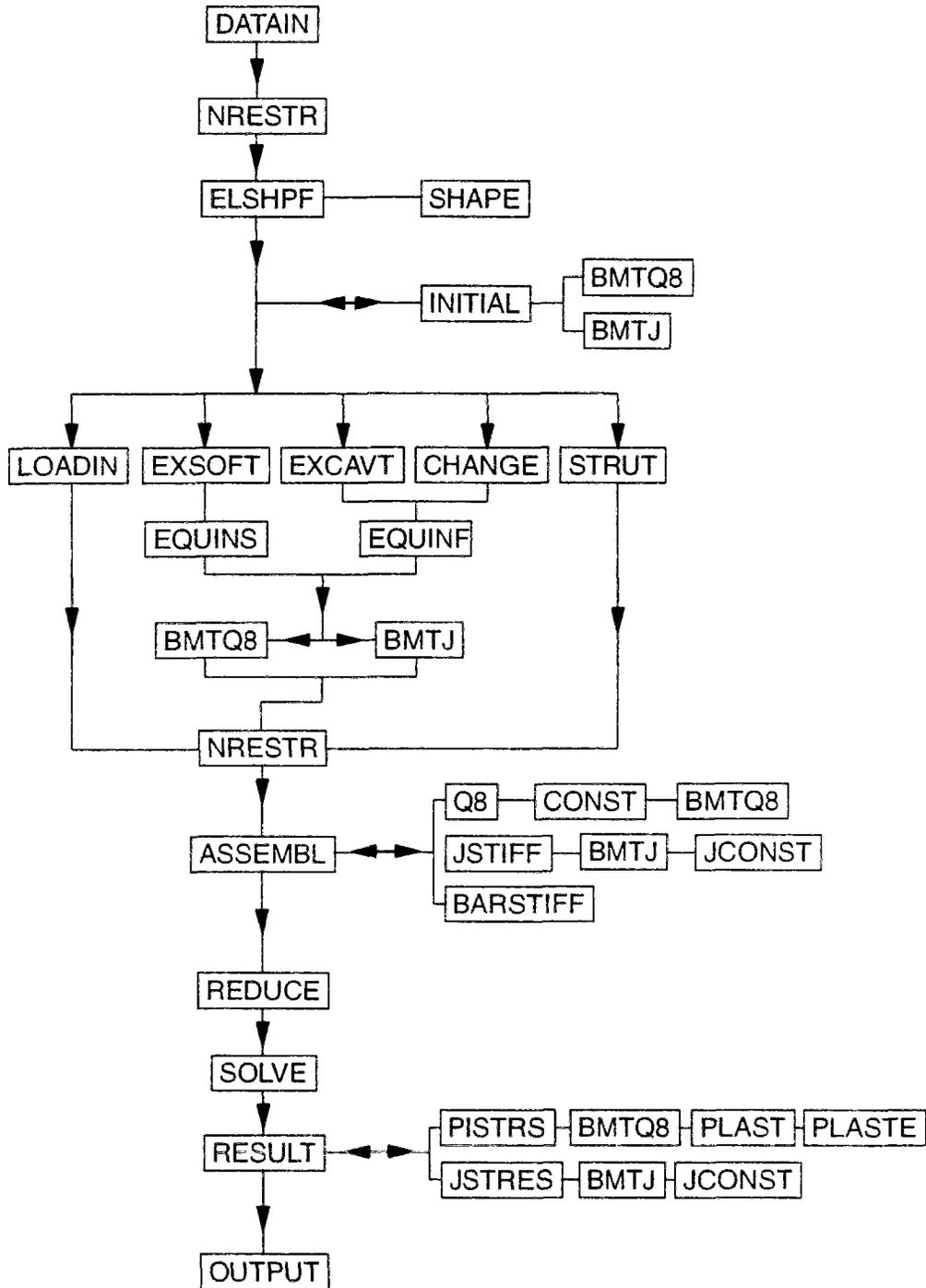


Figure 5.3 - Organigramme du logiciel EXCAV

EQUINS. La phase d'excavation est simulée à partir du sous-programme EXCAVT, qui permet d'éliminer les éléments dans la zone d'excavation (la valeur du module étant ramenée à zéro) et d'appliquer les efforts d'excavation sur la périphérie du noyau excavé, ceux-ci étant calculés dans le module EQUINF. Le sous-programme CHANGE permet d'activer des éléments de soutènement, en leur attribuant des propriétés différentes de celles du massif encaissant. Il permet également d'activer ou désactiver des éléments d'interface, ainsi que de bloquer ou débloquer des noeuds. Le sous-programme STRUT a pour but de simuler l'installation ou la désactivation de butons. Les déplacements calculés aux noeuds et les contraintes déterminées aux points de Gauss sont imprimés dans un fichier de sortie à l'aide du sous-programme OUTPUT. Celui-ci permet également d'extraire les contraintes calculées dans le revêtement, ces dernières pouvant être utilisées pour déterminer séparément les efforts normaux et des moments dans le soutènement.

5.4 MODIFICATIONS APPORTEES AU LOGICIEL EXCAV

Les modifications apportées au logiciel EXCAV étaient destinées à permettre de tenir compte, dans les calculs, des effets induits par le creusement au bouclier pressurisé notamment la pression au front de taille, et le remplissage du vide annulaire. L'étude réalisée préalablement à l'aide du logiciel CESAR-LCPC, qui a permis d'évaluer l'influence de la pressurisation du front de taille sur la réponse tridimensionnelle du massif encaissant, a été utilisée pour introduire dans le code EXCAV, les effets du confinement du front.

5.4.1 Modification de la méthode du ramollissement

La méthode du ramollissement, dans son utilisation initiale, introduit les effets tridimensionnels liés à la présence du front, d'une part, en réduisant la valeur du module dans le noyau à excaver, et d'autre part, en appliquant des efforts de ramollissement, déterminés comme une fraction des efforts d'excavation. Ces efforts de ramollissement sont estimés dans le code calcul à l'aide de la relation (2), qui dépend de la valeur du coefficient de ramollissement utilisé pour la modification du module dans le noyau. Une étude paramétrique (cf. Annexe B) pour différentes valeurs du coefficient de ramollissement, et une même valeur du module ramolli dans le noyau à excaver, a montré que la relation (2) introduit également indirectement une fraction du chargement correspondant au poids du noyau à excaver. Cette pondération du poids du noyau par un facteur dépendant du coefficient de ramollissement n

permet, dans une certaine mesure, de rendre compte du fait que le poids du noyau peut intervenir ou non dans l'équilibre du massif selon qu'on se situe en avant (coupe B-B de la figure 5.4), ou derrière le front de taille (coupe D-D de la figure 5.4). Ces considérations s'appliquent bien entendu pour le cas des tunnels creusés en traditionnel, pour lesquels on doit modéliser dans les calculs une phase de pré-déformation du massif correspondant à une longueur non-soutenue l_0 derrière le front de taille (figure 5.4).

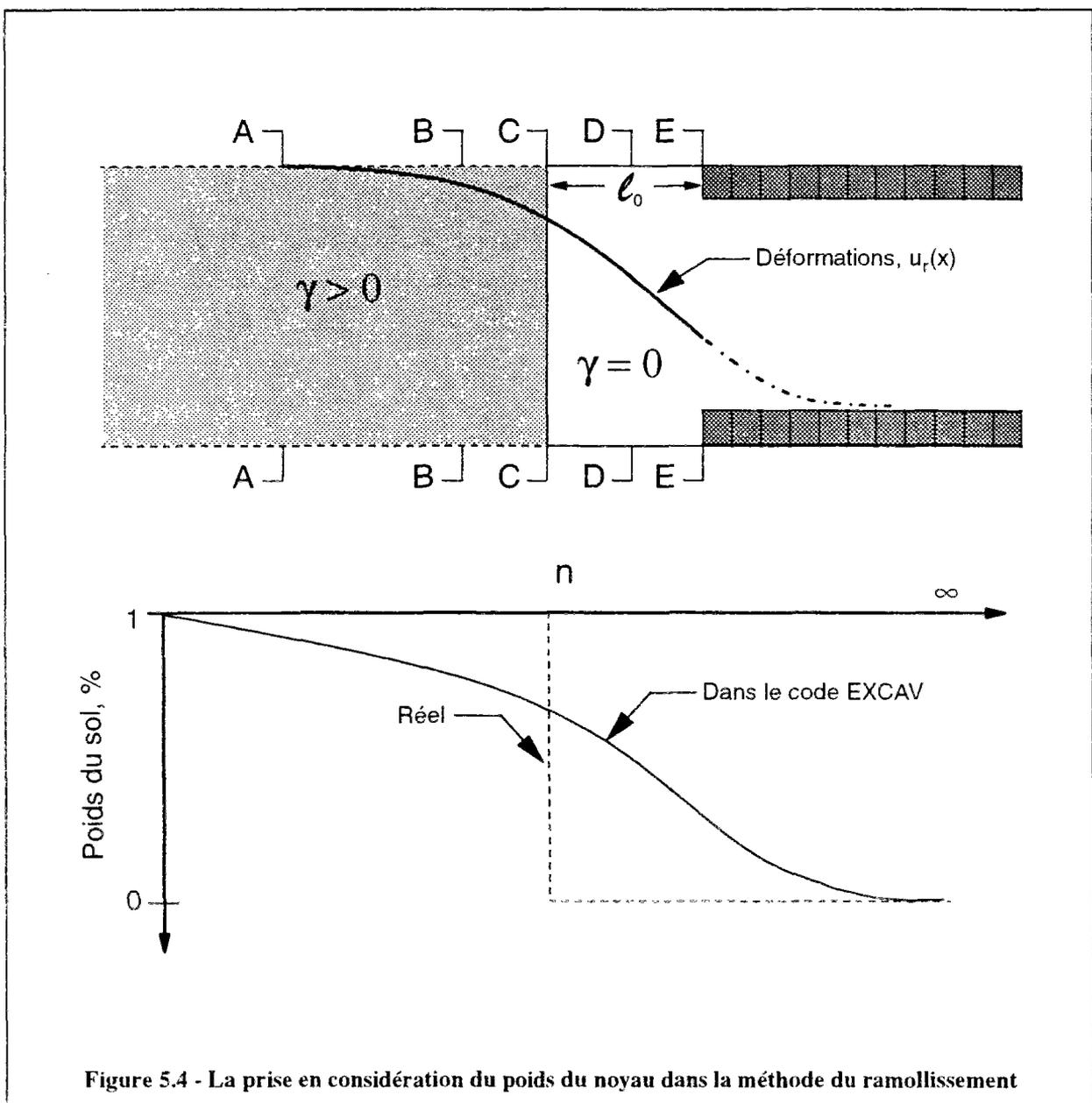


Figure 5.4 - La prise en considération du poids du noyau dans la méthode du ramollissement

Dans le cas où le creusement est effectué à l'aide d'un bouclier à front pressurisé, la réponse du massif encaissant est différente de celle induite par un creusement en traditionnel. La pression appliquée au front de taille tend à limiter les venues de sol, voire à repousser le terrain ; derrière le front, les convergences sont a priori quasi nulles, du fait que le terrain est retenu par la jupe du bouclier, qui agit comme une paroi rigide. L'autre source importante de convergence se situe au niveau du vide annulaire, compris entre le terrain excavé et le revêtement installé à l'arrière du tunnelier : le contrôle de ces convergences dépend de l'efficacité du coulis de bourrage injecté dans le vide annulaire. Ce sont ces deux phases importantes de construction que nous avons choisies de modéliser dans notre étude. Contrairement au creusement en traditionnel, le terrain est toujours retenu latéralement à l'exception de l'instant où le revêtement quitte la jupe. Il est donc nécessaire d'appliquer la totalité du poids du sol dans le noyau pendant la simulation de l'approche du front. Cette modification a été réalisée en utilisant le sous-programme EXCAV dans les calculs plutôt que le sous-programme SOFT mis au point pour la mise en oeuvre de la méthode du ramollissement dans sa forme initiale ; ceci permet, à la fois, d'appliquer la méthode du ramollissement et de prendre en compte la totalité du poids du sol dans le noyau ramolli et des efforts d'excavation appliqués.

5.4.2 Simulation de la pressurisation du front de taille

Les calculs axisymétriques et tridimensionnels décrits dans le chapitre précédent, ont montré que le terrain en avant du front est refoulé aussi bien dans la direction axiale que pour la direction radiale. On a également constaté que cette déformation du massif encaissant s'accompagne d'une augmentation des contraintes radiales, axiales et tangentielles. Nous avons donc cherché à retrouver, en calcul plan, les résultats obtenus à partir de calculs tenant compte de la redistribution tridimensionnelle des pressions appliquées au front.

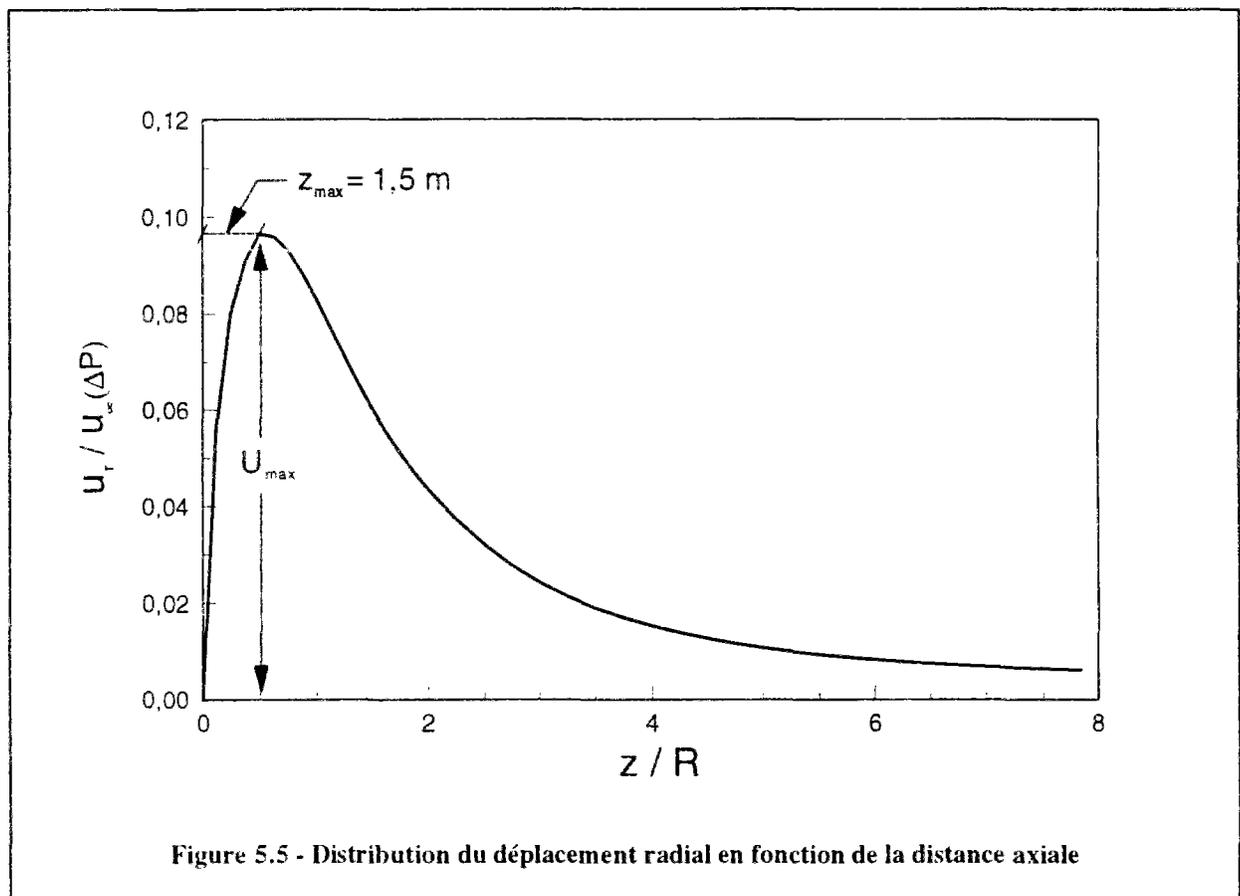
La pression au front de taille est en réalité appliquée dans la direction axiale du tunnel, sur toute la surface du noyau à excaver. La prise en compte de cette pression dans un calcul bidimensionnel est délicate, dans la mesure où cette sollicitation s'applique dans la direction perpendiculaire au plan du calcul. La solution la plus couramment utilisée pour représenter ce phénomène, est d'appliquer une pression radiale équivalente, uniformément répartie sur la périphérie de la zone à excaver. Lorsque la pression est appliquée vers l'extérieur de la zone à

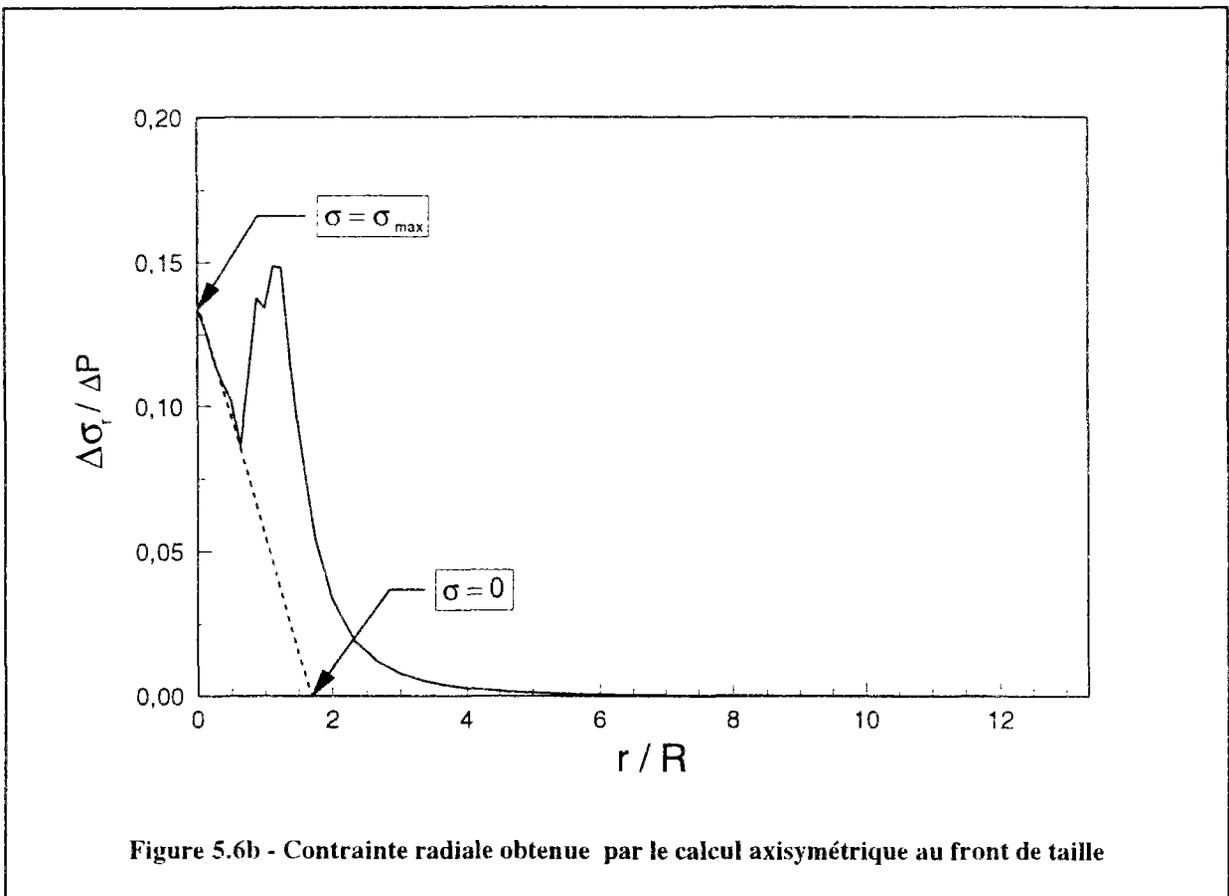
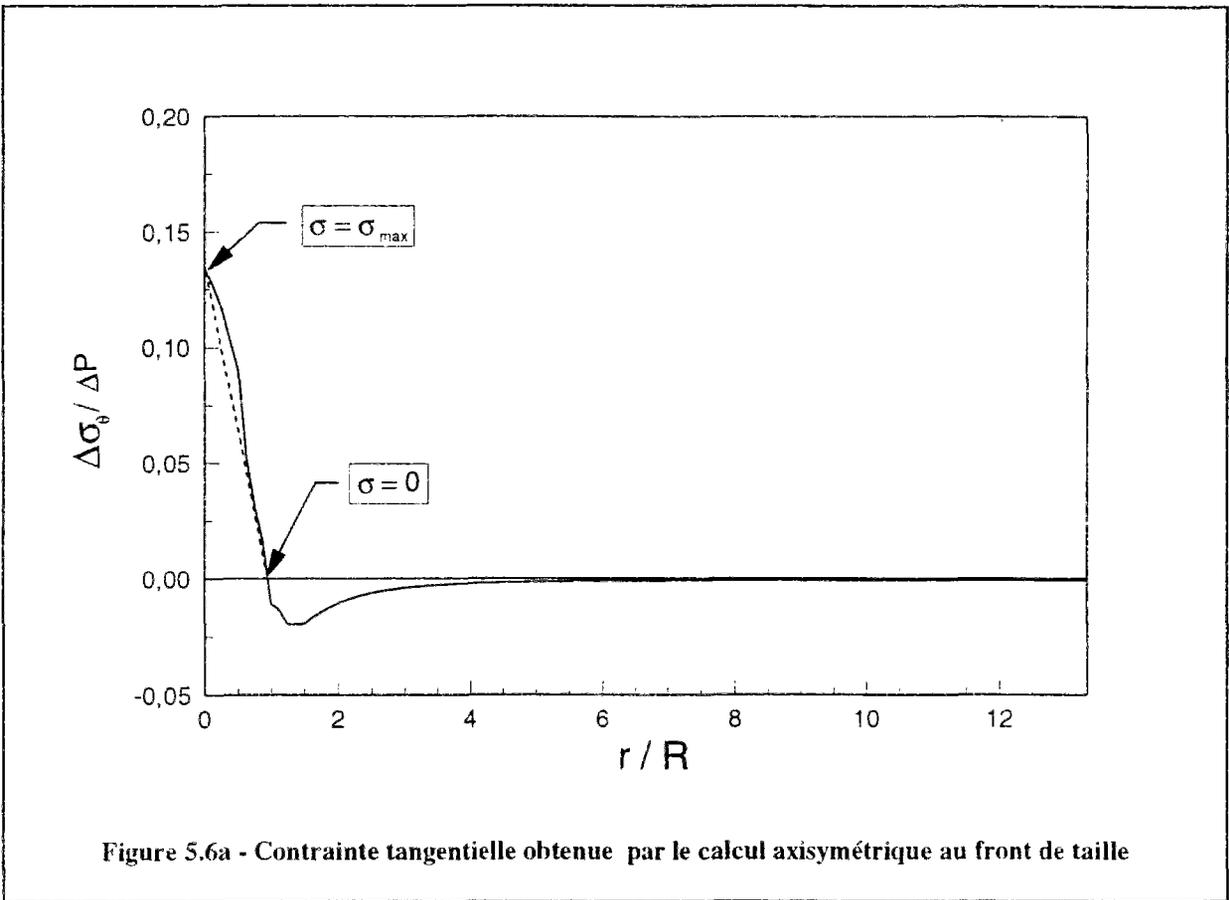
excaver, on obtient bien un refoulement du terrain encaissant analogue à ce qui a été mis en évidence dans les calculs axisymétriques et tridimensionnels présentés aux chapitres 3 et 4. Cette approche présente toutefois l'inconvénient de prédire une diminution de contraintes dans la zone à excaver, qui est contraire à la réponse donnée par les calculs tridimensionnels. De même, dans le cas d'une diminution de pression au front, le modèle provoque une augmentation des contraintes dans cette zone, en même temps qu'une convergence du terrain. Par conséquent, cette approche n'est pas complètement adaptée pour représenter la pressurisation du front dans un calcul plan.

La méthode du ramollissement présente l'avantage par rapport aux autres approches développées pour simuler l'excavation progressive du terrain, de tenir compte du comportement du noyau à excaver. Nous avons donc cherché à utiliser cette particularité pour mieux rendre compte de la réponse tridimensionnelle du terrain à la pression appliquée au front : l'approche proposée consiste à utiliser la méthode du ramollissement en appliquant une augmentation de contraintes $\Delta\sigma$ dans le noyau à excaver au moment de la recherche de l'état de pré-déformation du terrain en avant du front. Le $\Delta\sigma$ appliqué en chaque point de la zone à excaver contribue à la fois à la compression de cette zone et au refoulement radial du terrain encaissant.

Les calculs axisymétriques décrits précédemment ont montré que la condition aux limites appliquée sur la périphérie n'affectait pas d'une manière significative les résultats relatifs aux effets de la pressurisation du front de taille. Pour cette raison, nous avons choisi de comparer les résultats de notre modèle à ceux obtenus en conditions axisymétriques pour le cas du blocage des noeuds en direction radiale sur la périphérie de la zone à excaver ($u_r = 0$). Les comparaisons ont été effectuées pour une distance au front de taille, correspondant au maximum de déplacement radial obtenu dans les calculs axisymétriques. La figure 5.5 représente le déplacement radial donné par le calcul, à un rayon du centre du tunnel ($r = 3$ m), en fonction de la distance z au front de taille. On peut remarquer que le déplacement atteint sa valeur maximale à un demi-rayon ($z = 1,5$ m) en avant du front quelle que soit la valeur de la pression appliquée. C'est donc cette section que nous retiendrons dans notre analyse comparative.

La figure 5.6 représente les distributions des contraintes radiale et tangentielle données par le calcul axisymétrique à 1,5 m du front de taille. Sur la figure 5.6a, relative à la contrainte tangentielle, on peut remarquer que cette contrainte est maximale au centre du noyau et diminue vers le bord de la zone à excaver, où elle peut être considérée comme nulle. Cette diminution est pratiquement linéaire, comme le montre le segment de droite en traits pointillés tracé sur cette figure. La contrainte radiale présente une allure similaire pour $r \leq R/2$ (figure 5.6b). A partir de cette distance on observe une augmentation de contrainte, qui pourrait être attribuée à la singularité constituée par la frontière entre le front de taille et le tunnel à excaver, qui tend à provoquer des concentrations de contraintes sur le bord du front de taille. Si l'on admet que le deuxième pic de contrainte résulte de cette singularité, on constate que l'effet principal de la pression appliquée au front de taille est de provoquer des augmentations de contraintes, identiques dans les directions radiale et tangentielle et dont l'intensité diminue à proximité du bord du noyau à excaver. Cette remarque nous a conduit à choisir de simuler l'apport de la pression au front dans les calculs plans en appliquant un $\Delta\sigma$ isotrope et dont la distribution est maximale au centre et diminue linéairement vers le bord du noyau à excaver.





5.4.3 Estimation du $\Delta\sigma$ à appliquer dans le noyau

Les déplacements et contraintes obtenus à partir de cette approche dépendent de la valeur de $\Delta\sigma$ choisie : celle-ci est bien entendue liée à la valeur de la pression ΔP appliquée dans le calcul axisymétrique. Dans cette partie, on a cherché à établir une relation entre le $\Delta\sigma$ à appliquer dans le noyau en calcul plan et le ΔP utilisé dans le calcul axisymétrique. On a pour cela utilisé un certain nombre d'hypothèses simplificatrices, déduites des résultats obtenus à partir des calculs axisymétriques.

La loi de comportement linéaire élastique, considérée dans les calculs, s'écrit, en coordonnées cylindriques :

$$\varepsilon_r = \frac{1+\nu}{E}\sigma_r - \frac{\nu}{E}(\sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z) \quad (3)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1+\nu}{E}\sigma_\theta - \frac{\nu}{E}(\sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z) \quad (4)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1+\nu}{E}\sigma_z - \frac{\nu}{E}(\sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z) \quad (5)$$

Dans le chapitre précédent, les calculs axisymétriques ont été réalisés en deux étapes : un premier calcul qui permet de déterminer un état d'équilibre du massif autour d'une cavité cylindrique dans le massif, suivi par un second calcul où une pression ΔP est appliquée front. Les déformations induites dans le terrain du fait de la pression ΔP sont données par :

$$\Delta\varepsilon_r = \frac{1+\nu}{E}\Delta\sigma_r - \frac{\nu}{E}(\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta + \Delta\sigma_z) \quad (6)$$

$$\Delta\varepsilon_\theta = \frac{1+\nu}{E}\Delta\sigma_\theta - \frac{\nu}{E}(\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta + \Delta\sigma_z) \quad (7)$$

$$\Delta\varepsilon_z = \frac{1+\nu}{E}\Delta\sigma_z - \frac{\nu}{E}(\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta + \Delta\sigma_z) \quad (8)$$

Les calculs axisymétriques ont montré que les variations de contraintes radiales et tangentielles au front de taille sont pratiquement identiques. Quant à la contrainte axiale, elle

est égale à la pression appliquée au front de taille. En admettant que dans les équations (6), (7) et (8) $\Delta\sigma_r = \Delta\sigma_\theta$, et en posant $\Delta\sigma_z = \Delta P$ on obtient :

$$\Delta\varepsilon_r = \Delta\varepsilon_\theta = \frac{1-\nu}{E} \Delta\sigma_r - \frac{\nu}{E} \Delta P \quad (9)$$

$$\Delta\varepsilon_z = \frac{1}{E} \Delta P - \frac{2\nu}{E} \Delta\sigma_r \quad (10)$$

Les calculs axisymétriques ont également montré que le terrain dans la direction axiale est toujours comprimé, c'est-à-dire que $\Delta\varepsilon_z$ est positif. Ceci conduit, compte tenu de l'équation (10), à :

$$\Delta\sigma_r < \frac{1}{2\nu} \Delta P \quad (11)$$

Enfin la déformation radiale au front de taille est négative, ce qui, compte tenu de l'équation (9) conduit à :

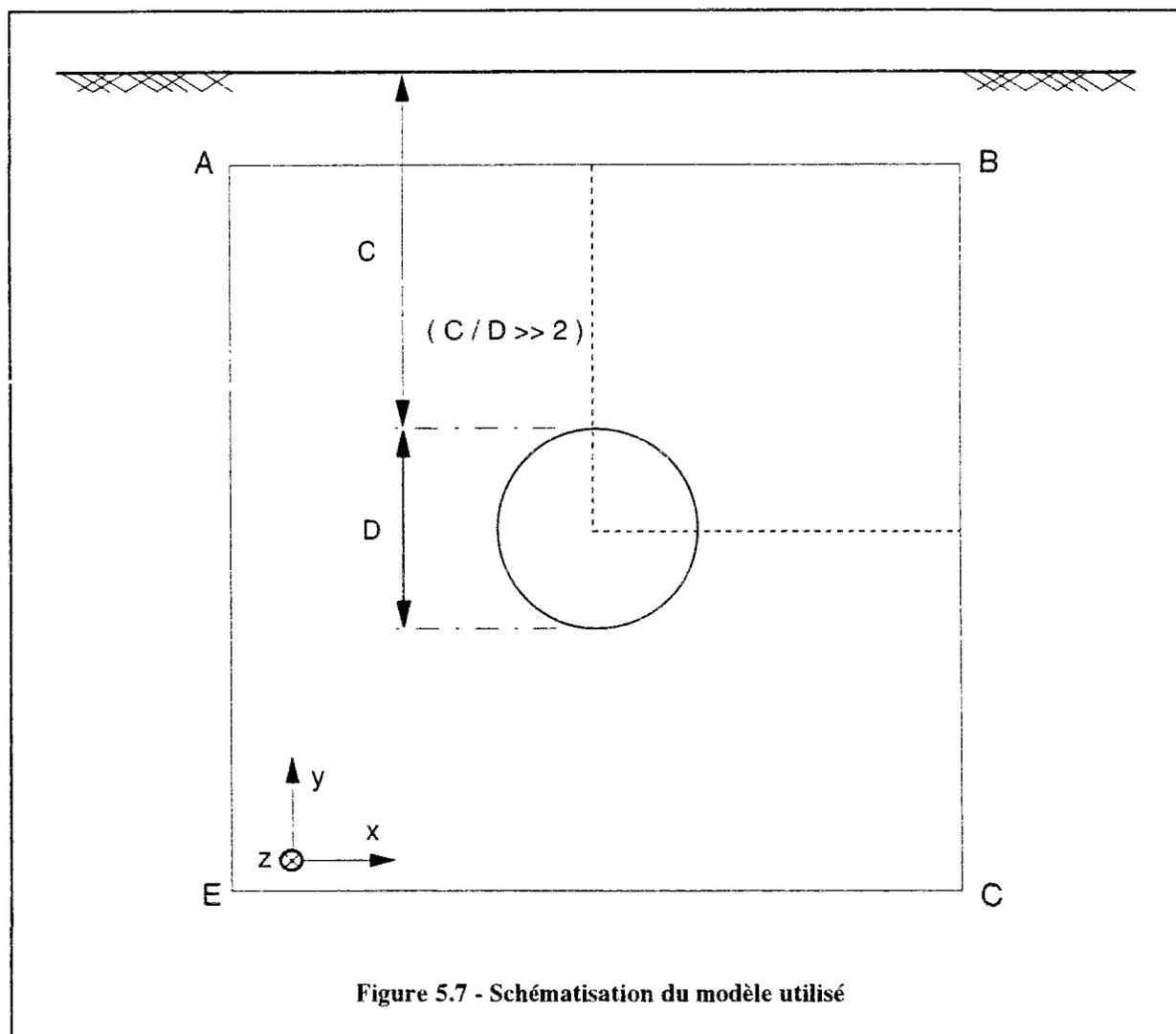
$$\Delta\sigma_r < \frac{\nu}{1-\nu} \Delta P \quad (12)$$

Pour les valeurs du coefficient de Poisson $\nu = 0,20$ $0,33$ et $0,49$ qui ont été prises en compte dans les calculs axisymétriques, cette relation conduit à des valeurs maximales $\Delta\sigma_r / \Delta P$ respectivement égales à $0,25$ $0,5$ et $0,96$. Ces valeurs ont été comparées à celles obtenues par les calculs axisymétriques en prenant la moyenne de la contrainte radiale dans le noyau au front de taille normalisée par la pression appliquée ($[\Delta\sigma_r]_{\text{moy}} / \Delta P$) : pour les mêmes valeurs du coefficient de Poisson, on obtient des valeurs de ce paramètre de $0,27$ $0,46$ et $0,81$, qui sont relativement proches de celles obtenues par la relation (12).

Cette relation permet donc d'obtenir une estimation du rapport entre la pression appliquée au front et la valeur de l'augmentation de contrainte radiale induite dans le terrain. Elle sera utilisée dans la suite pour choisir l'augmentation de pression $\Delta\sigma$ à introduire dans le noyau à excaver pour simuler la pressurisation du front.

5.4.4 Calculs effectués pour simuler la pression au front de taille

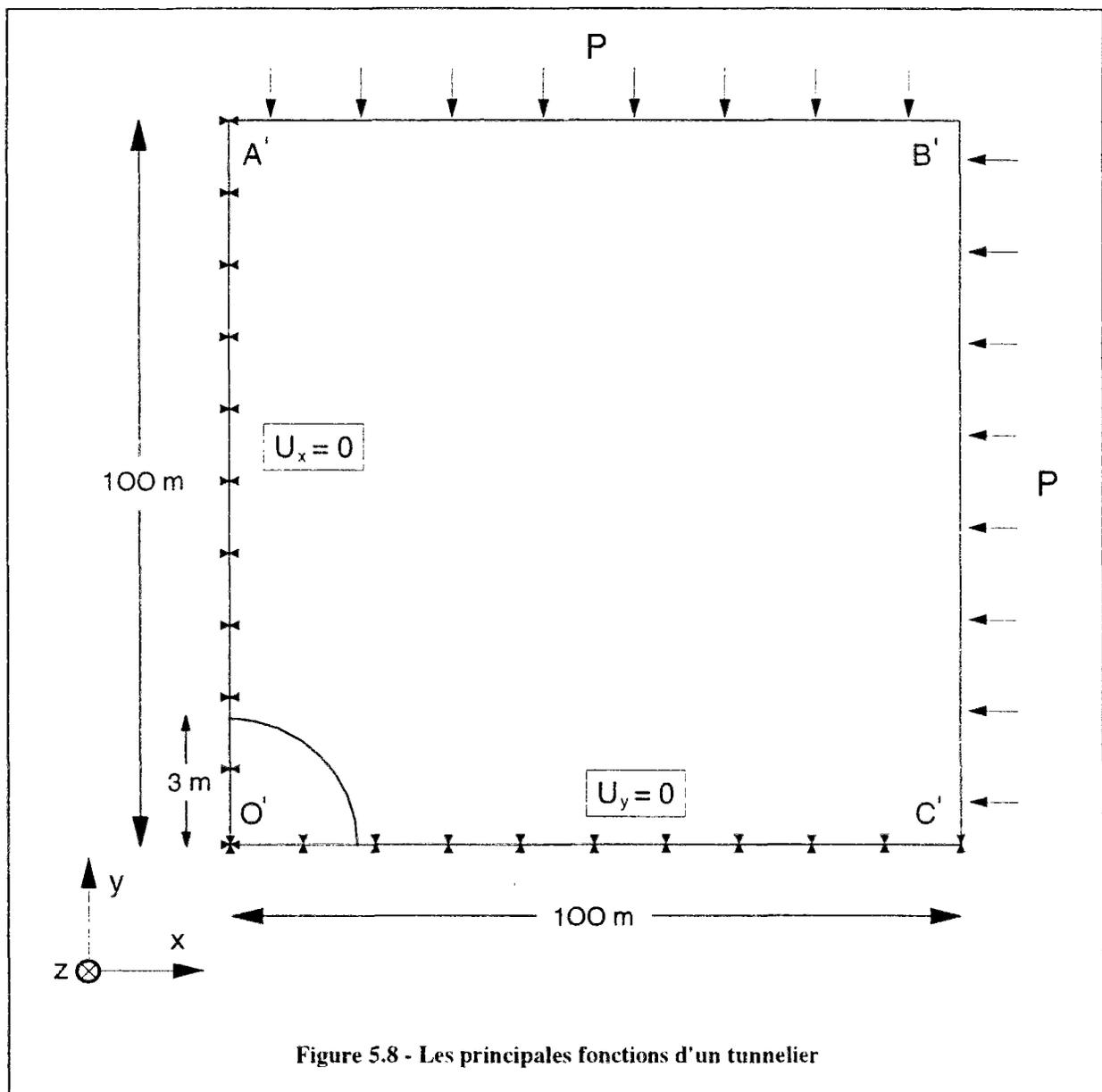
Le modèle étudié est schématisé sur la figure 5.7. Dans un premier temps, on considère une tranche de massif homogène dans un plan perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage. Les limites du problème sont définies par le périmètre ABCE, au centre duquel un tunnel de diamètre D sera excavé. Les limites sont choisies suffisamment loin du bord de la galerie pour ne pas influencer les résultats des calculs. Le chargement appliqué ne tient pas compte du poids volumique du terrain, ce qui permet d'avoir, dans tout le massif, un champ de contrainte homogène et isotrope, comme dans le calcul axisymétrique. Cette condition rend possible la comparaison des contraintes et des déplacements situés sur le plan vertical médian du tunnel à ceux donnés par le calcul axisymétrique. De plus, on pourra se limiter à l'analyse du quart supérieur du modèle représenté sur la figure 5.7, par raisons de symétrie.



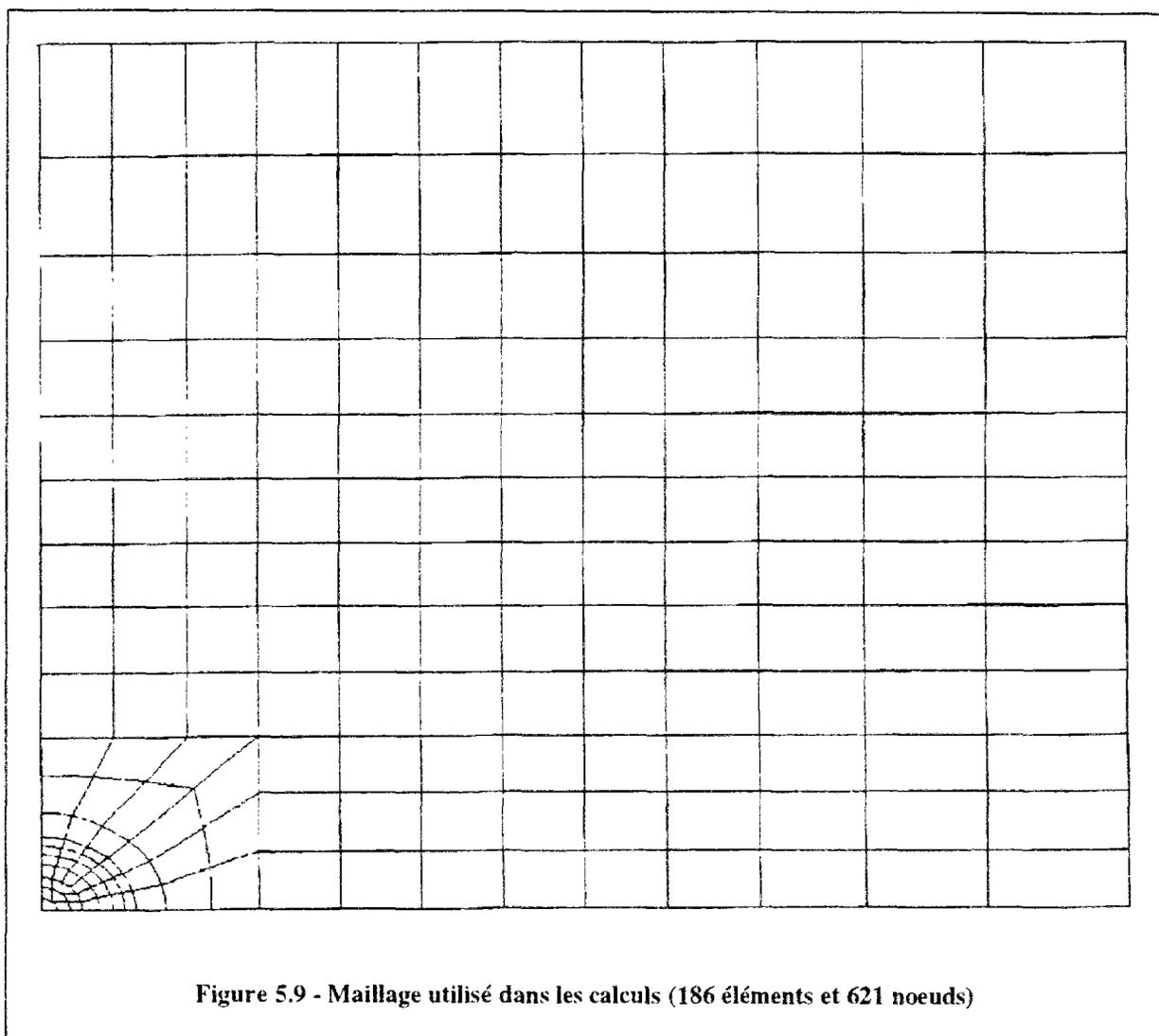
Le modèle retenu pour effectuer les calculs est représenté sur la figure 5.8. Les distances horizontales et verticales au centre du tunnel O' sont prises égales à 100 m et le tunnel a le même rayon que dans les calculs axisymétriques, soit $R = 3$ m.

Les caractéristiques initiales du terrain, retenues pour les calculs, sont les suivantes :

- module d'Young $E = 60$ MPa
- coefficient de Poisson $\nu = 0,33$



Les contraintes initiales sont homogènes et isotropes $\sigma_x = \sigma_y = 300$ kPa avec $\tau_{xy} = 0$. Elles ont été obtenues en appliquant un chargement uniforme, réparti sur les bords libres A'B' et B'C', le déplacement étant bloqué dans la direction x sur le bord O'A' et dans la direction y sur le bord O'C'. Les déplacements induits par cette opération sont annulés après initialisation des contraintes. L'étape suivante du calcul consiste à augmenter les contraintes dans le noyau en appliquant une distribution linéaire de contraintes de valeur maximale au centre, déduites de la relation (12), et d'intensité diminuant vers le bord du noyau à excaver. Le maillage utilisé dans les calculs est représenté sur la figure 5.9 : il est composé de 186 éléments quadrilatères (à 8 noeuds) et de 621 noeuds.



5.4.4.1 Influence du module élastique et du coefficient de Poisson

Dans cette partie, nous avons cherché à évaluer la validité du modèle proposé à partir des trois méthodes de calcul suivantes:

- calcul bidimensionnel où la pressurisation du front de taille est simulée par l'application d'une pression uniformément répartie sur la périphérie de la zone à excaver (cette méthode ne tient pas compte a priori des effets tridimensionnels),
- calcul axisymétrique,
- calcul par la méthode du ramollissement à l'aide du code EXCAV.

La méthode du ramollissement permet de tenir compte, dans un calcul plan, des effets tridimensionnels du creusement par une modification des caractéristiques du matériau situé dans le noyau à excaver, c'est-à-dire le module d'Young. Dans le cas d'un creusement en traditionnel, le module d'Young est diminué dans le noyau à excaver afin de provoquer une convergence du terrain encaissant. La simulation d'une pression appliquée au front de taille doit au contraire conduire à un refoulement du terrain. Il a donc été nécessaire d'étudier dans quelle mesure les caractéristiques du noyau à excaver devraient être modifiées pour adapter de la méthode du ramollissement à ce mode de chargement.

Dans ces conditions, trois valeurs du module d'Young ont été considérées pour le noyau à excaver : elles correspondent respectivement à des coefficients de ramollissement de 1 (module inchangé), 4 et 10.

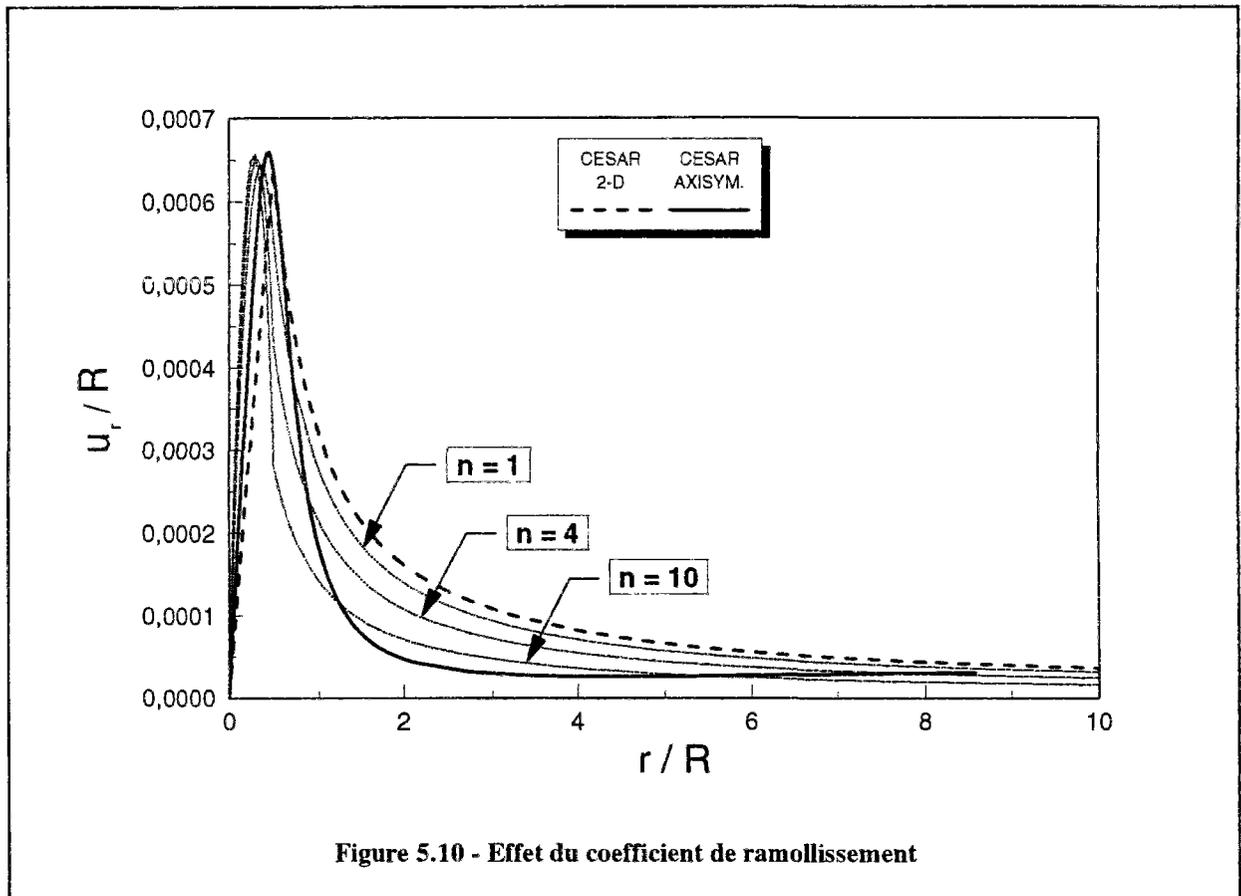
La figure 5.10 permet de comparer les distributions normalisées de déplacement radial en fonction de la distance à l'axe du tunnel, données par les différentes approches. Elle fait apparaître des différences significatives entre les déplacements donnés par le calcul axisymétrique, et ceux obtenus à partir d'un calcul plan avec application d'une distribution radiale de pression. Dans le dernier cas le déplacement induit dans le terrain est surestimé par rapport au calcul axisymétrique. Les résultats obtenus par le code EXCAV montrent que, dans le cas où le module n'est pas modifié dans le noyau à excaver, le déplacement induit dans le terrain est assez proche de celui donné par le calcul bidimensionnel avec pression radiale

imposée. Par contre, la réduction du module dans le noyau (dans un rapport 4 ou 10) permet de s'approcher du résultat donné par le calcul axisymétrique. Ceci met en évidence l'importance de la réduction de la valeur du module dans le noyau à excaver dans la prise en compte des effets tridimensionnels liés à la présence du front de taille.

D'autre part, des études antérieures sur la méthode du ramollissement ont montré que le coefficient de Poisson introduit dans le noyau à excaver a un effet déterminant sur les déplacements induits dans le massif encaissant (Leca, 1989). Ces travaux ont conduit à proposer l'expression suivante pour le coefficient de Poisson v' à introduire dans le noyau à excaver :

$$v' = \frac{v}{1+v} \quad (13)$$

Cette relation a également été retenue pour représenter la valeur du coefficient de Poisson dans le noyau à excaver, dans le cas d'une pressurisation du front de taille.



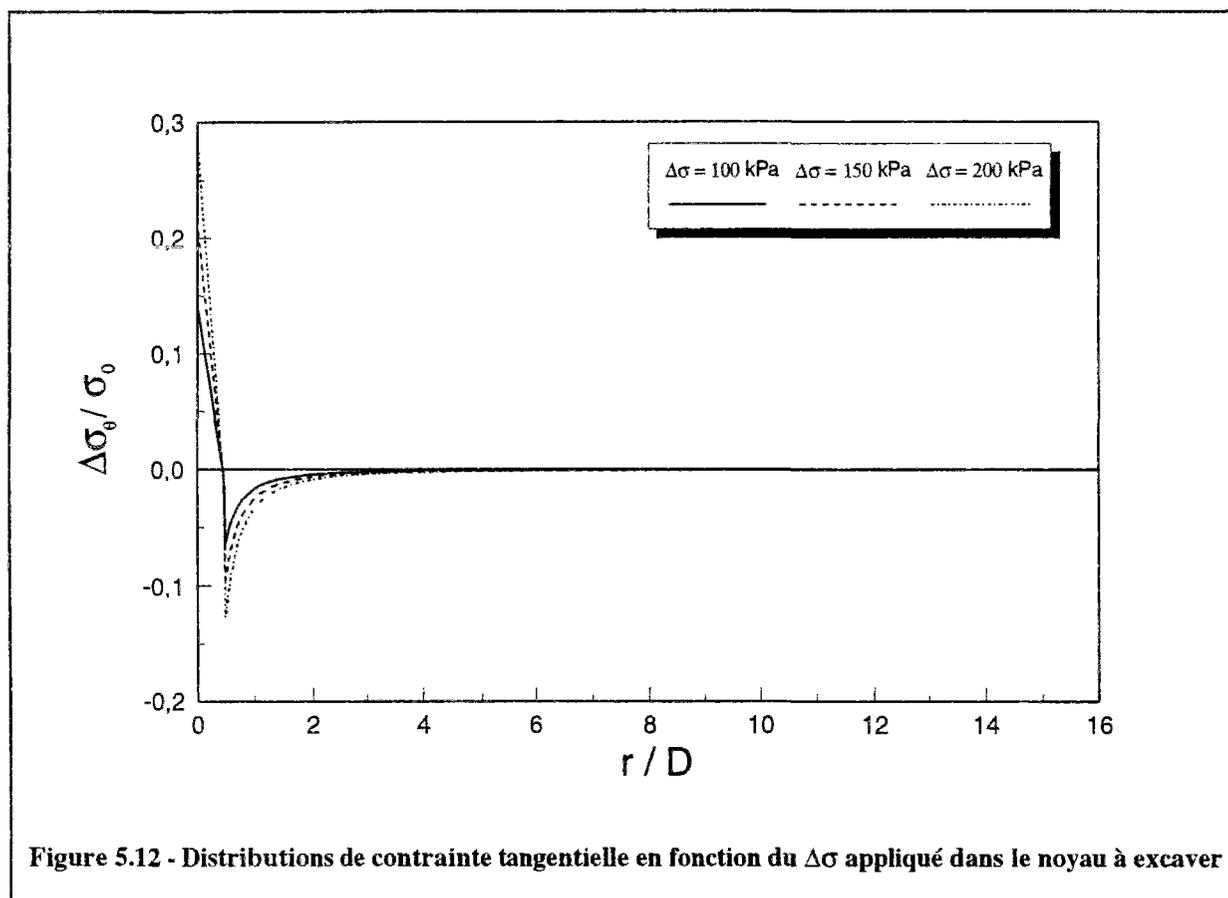
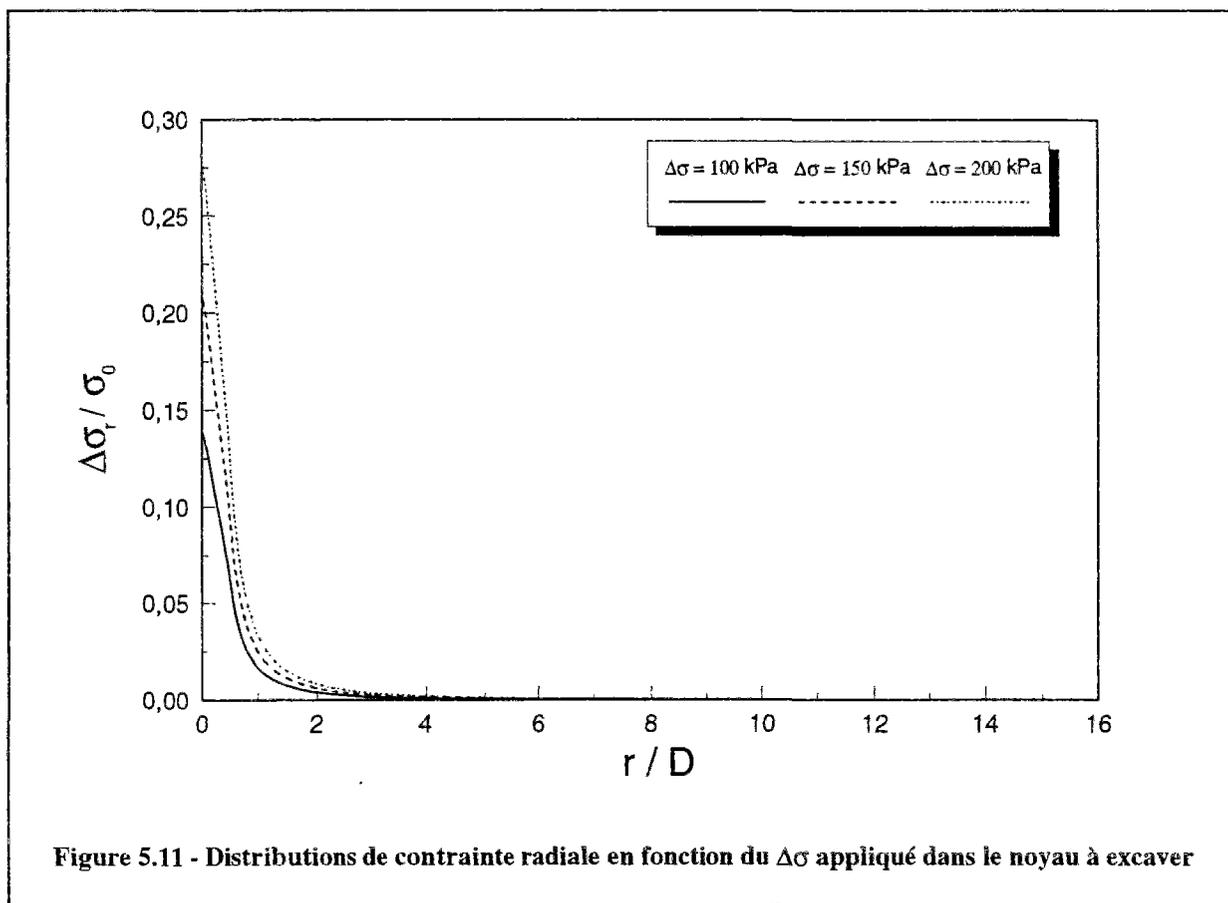
5.4.4.2 Résultats des calculs

Les calculs ont été effectués pour un massif homogène de module d'Young $E = 60$ MPa et de coefficient de Poisson égal à $\nu = 0,33$ et des contraintes initiales isotropes et homogènes d'intensité $\sigma_0 = 300$ kPa. Trois niveaux d'augmentation de contrainte dans le noyau ont été étudiés pour le calcul à l'aide du logiciel EXCAV : $\Delta\sigma = 100$ kPa, 150 kPa, 200 kPa ; les calculs ont été effectués pour un coefficient de ramollissement égal à $n = 4$, et un coefficient de Poisson dans le noyau déterminé à partir de la relation (13), soit $\nu' = 0,25$. Les figures.11 à 5.13 rassemblent les résultats obtenus pour les augmentations de contraintes et de déplacements induits par la pressurisation du front.

Les résultats relatifs à la contrainte radiale sont représentés sur la figure 5.11. On peut remarquer que l'introduction d'un $\Delta\sigma > 0$ dans le noyau se traduit par une augmentation de la contrainte dans le massif. Cette augmentation est maximale au centre du noyau à excaver et diminue presque linéairement en fonction de la distance au centre, quelle que soit la valeur de l'incrément de contrainte $\Delta\sigma$ appliquée. La zone d'influence de la mise en pression du noyau est pratiquement limitée à deux diamètres par rapport au centre du noyau.

La figure 5.12 donne les distributions de contraintes tangentielles calculées pour différents incréments de pression $\Delta\sigma$. Ces distributions sont analogues à celles obtenues pour la contrainte radiale, à l'exception de la zone située au niveau du bord de la zone à excaver, qui fait apparaître une variation négative des contraintes.

Les déplacements induits par l'introduction d'un incrément de contraintes $\Delta\sigma$ dans le noyau se caractérisent par un refoulement du terrain, aussi bien dans le noyau que dans le massif encaissant (figure 5.13). Le déplacement maximal se produit pratiquement à un rayon par rapport au centre de la cavité quelle que soit la valeur du $\Delta\sigma$ appliqué. Ce déplacement maximal est d'autant plus fort que l'incrément de contrainte est important. La zone d'influence de la variation de contrainte appliquée est relativement importante, les déplacements radiaux ne s'annulant qu'à une distance de six diamètres de l'axe de la galerie.



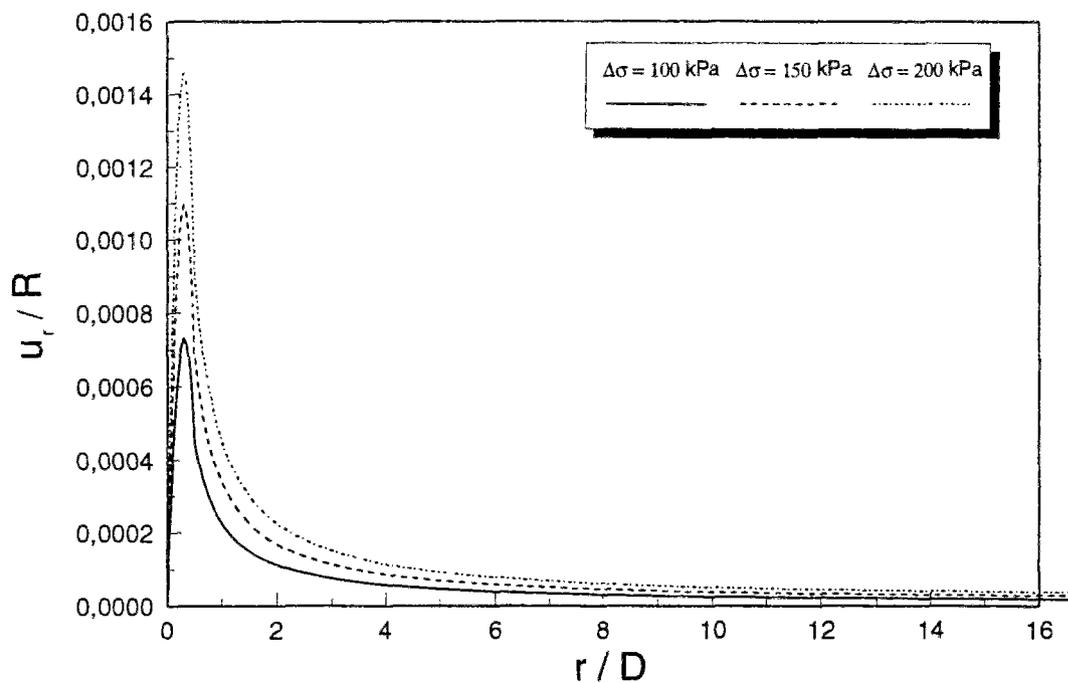


Figure 5.13 - Distributions du déplacement radial en fonction du $\Delta\sigma$ appliqué dans le noyau à excaver

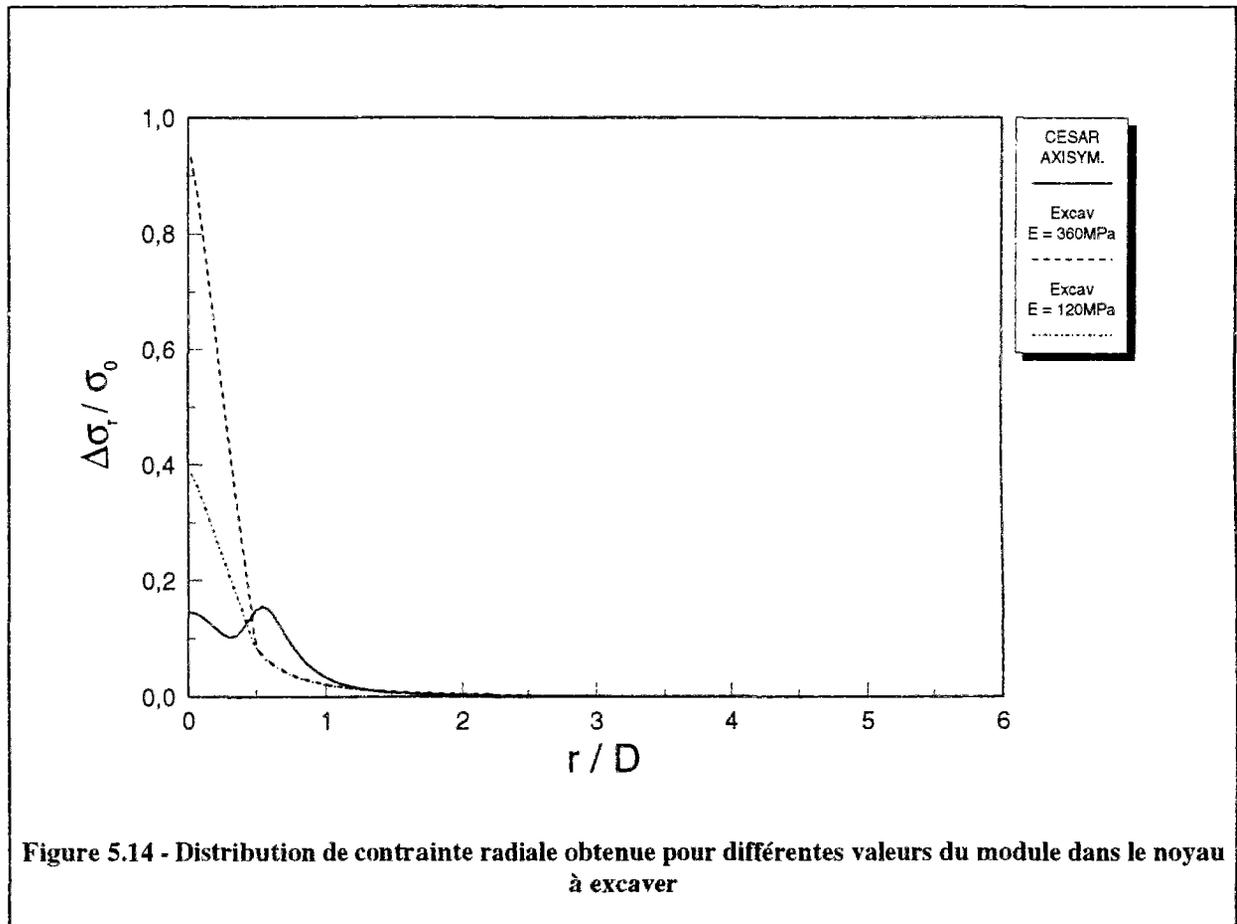
5.4.4.3 Comparaison aux résultats des calculs axisymétriques

Les résultats des calculs effectués à l'aide du code EXCAV ont été comparés à ceux donnés par les calculs axisymétriques, pour un massif ayant les mêmes caractéristiques que celles décrites au paragraphe précédent. Les calculs effectués ont fait apparaître que les expressions normalisées des résultats (i.e. déplacement normalisé par le déplacement u_r^∞ (ΔP), contraintes normalisées par ΔP) étaient indépendantes de la surpression appliquée. On s'est donc limité, dans notre analyse, à une seule valeur de la pression appliquée au front de taille égale à 300 kPa.

Le coefficient de Poisson a une influence significative sur les résultats des calculs bidimensionnels. Ce coefficient intervient, d'une part, dans la relation (12) qui permet d'établir l'augmentation des contraintes à appliquer dans le noyau, d'autre part, dans la relation (13) qui permet de calculer la valeur du coefficient de Poisson à introduire dans la zone ramollie. On a donc comparé les résultats donnés par les deux méthodes de calcul pour $\nu = 0,20$ et $\nu = 0,49$, ce qui permet d'encadrer la majorité des valeurs rencontrées pour un sol.

Une des difficultés rencontrées dans cette étude comparative a été le choix du module d'Young à introduire dans le noyau, pendant la phase du ramollissement. La figure 5.14 montre la distribution de contrainte radiale obtenue pour différentes valeurs du module dans le noyau à excaver. Les calculs avec le code EXCAV ont été effectués, dans un premier temps, pour deux valeurs du module d'Young dans le noyau à excaver, supérieures à la valeur initiale : $E = 360 \text{ MPa}$ et $E = 120 \text{ MPa}$. On peut remarquer sur cette figure que les distributions de contraintes obtenues dans ces conditions ne sont pas satisfaisantes. Une recherche systématique de la valeur du module à introduire dans le noyau a montré que la meilleure solution consiste à utiliser un module qui diminue linéairement du centre vers le bord du noyau, la valeur maximale étant égale à celle du terrain encaissant. Cette approche a permis d'arriver à des résultats assez proche de ceux donnés par le calcul axisymétrique, aussi bien en contrainte qu'en déplacement.

Les valeurs des paramètres prises en compte dans le code EXCAV sont données dans le tableau 5.1. Dans chaque cas de comparaison, les valeurs de ν' et $\Delta\sigma$ ont été déduites de la



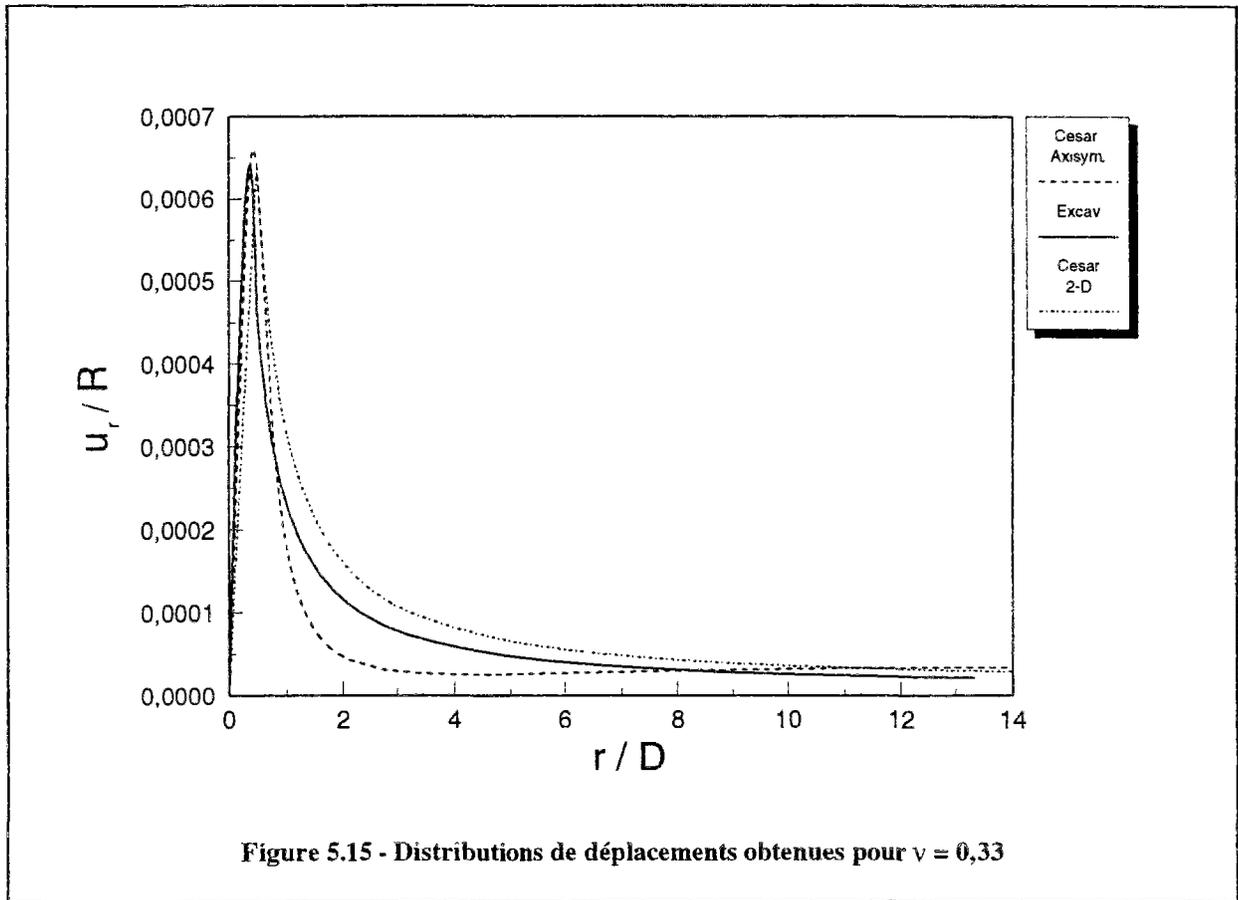
valeur du coefficient de Poisson ν en utilisant les (12) et (13). La valeur du module d'Young dans le noyau a été ajustée pour approcher au mieux les résultats donnés par le calcul axisymétrique.

	Module d'Young du terrain E (MPa)	Coefficient de Poisson du terrain ν	Coefficient de Poisson dans le noyau ν' $\nu' = \nu/(1+\nu)$	Module d'Young dans le noyau E' (MPa)	Pression appliquée dans le noyau $\Delta\sigma$ (kPa) $\Delta\sigma = [\nu/(1-\nu)]\Delta P$
Cas I	60	0,33	0,25	60 à 15	150
Cas II		0,20	0,167	60 à 6	75
Cas III		0,49	0,33	60 à 15	300

Tableau 5.1 - Paramètres utilisés en fonction du coefficient de Poisson du terrain

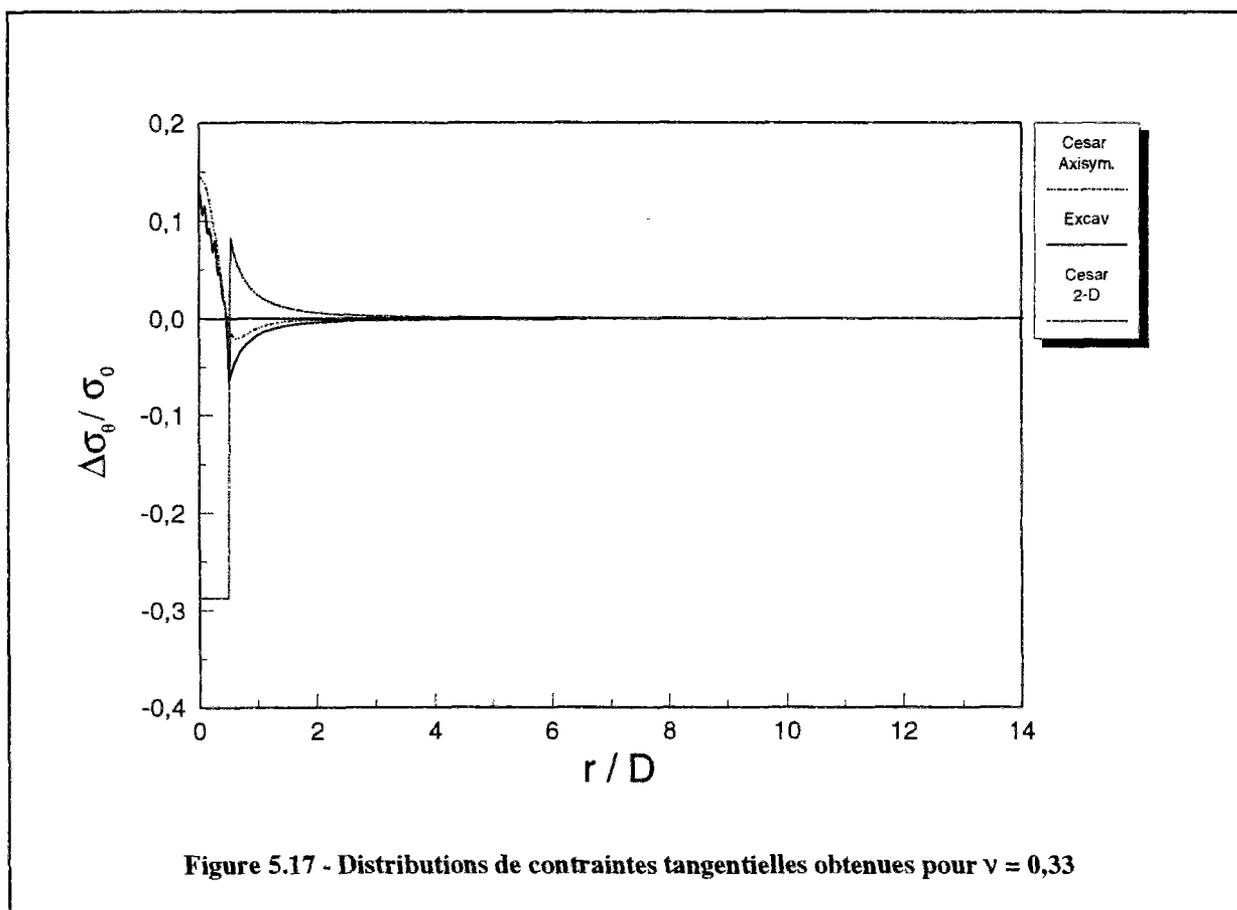
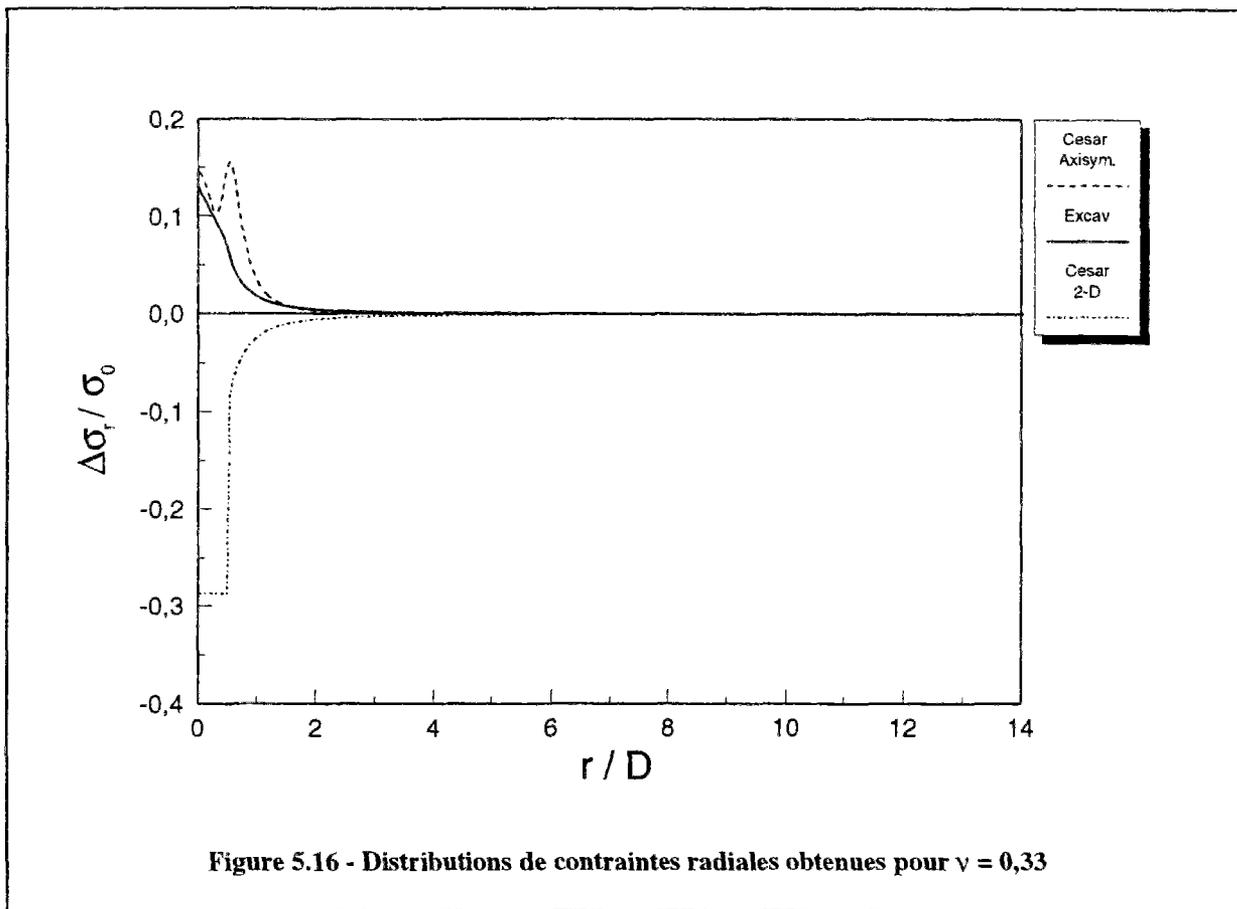
En ce qui concerne le calcul bidimensionnel avec application d'une pression radiale uniforme sur la périphérie de la zone à excaver, la valeur de cette pression a été choisie de manière à obtenir le même déplacement maximal que celui donné par le calcul axisymétrique.

La figure 5.15 permet de comparer les distributions de déplacement radial obtenues à partir de ces trois approches, dans le cas I, qui correspond à $\nu = 0,33$. On peut remarquer que les distributions données par le calcul axisymétrique et le code EXCAV, sont pratiquement identiques jusqu'à un diamètre de l'axe du tunnel. Par contre, au-delà de cette distance, le code EXCAV tend à surestimer légèrement le déplacement induit dans le terrain. En particulier, l'effet de la pressurisation du front peut être considéré comme nul pour le calcul axisymétrique à partir de trois diamètres du centre du tunnel, alors que cette distance est pratiquement le double pour le calcul effectué à l'aide du code EXCAV. La figure 5.15 montre que le code EXCAV permet d'obtenir des résultats plus proches de l'analyse axisymétrique qu'un calcul bidimensionnel avec application de pression radiale, qui surestime considérablement la zone d'influence de la pressurisation du front.



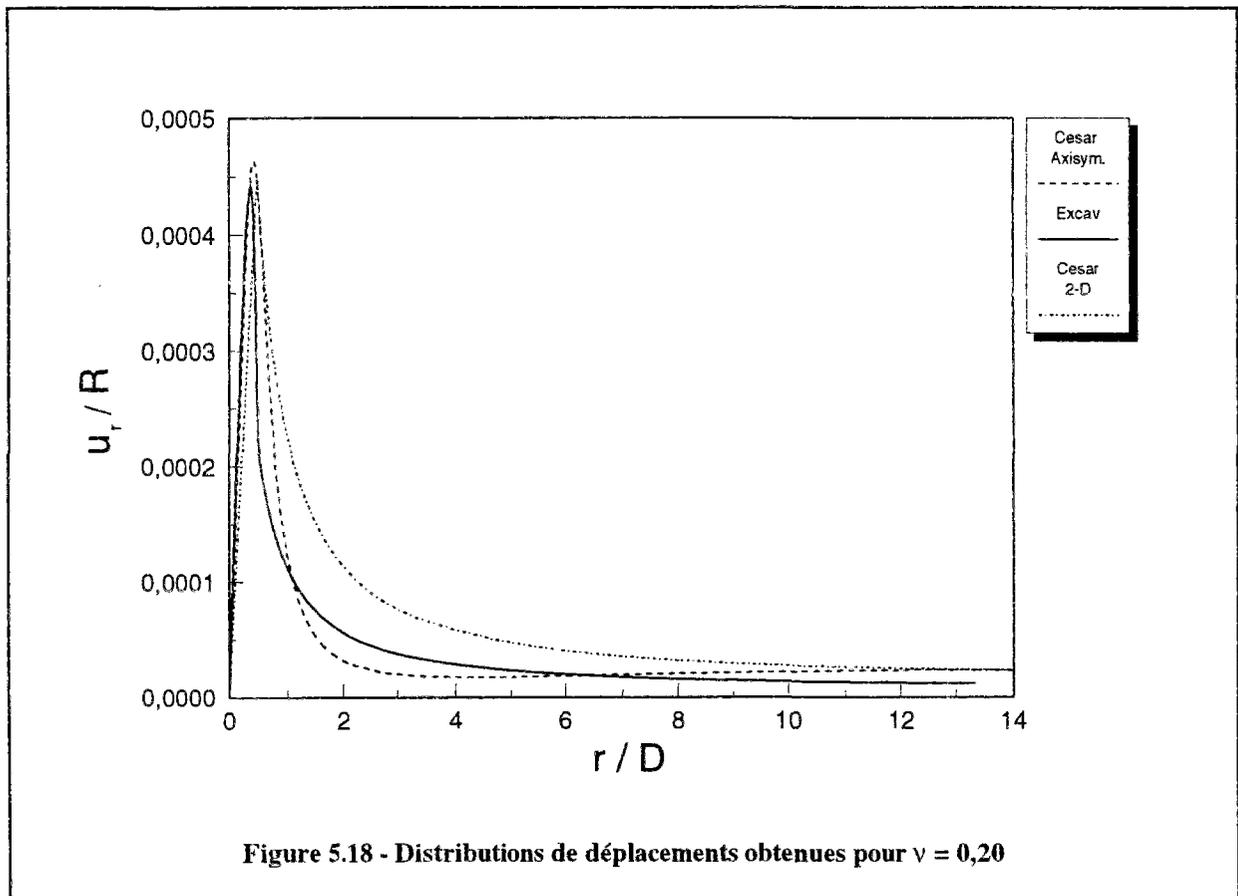
Les résultats concernant la contrainte radiale sont représentés sur la figure 5.16. On peut remarquer que le code EXCAV donne des résultats comparables à ceux issus du calcul axisymétrique. La principale différence entre les deux approches provient de l'existence d'un pic de contrainte dans le calcul axisymétrique, qui comme cela a été indiqué précédemment, pourrait résulter de la singularité constituée par le bord du front de taille. On constate également que l'étendue de la zone d'influence de la pressurisation du front est simulée de manière satisfaisante par le code EXCAV ; cette étendue est de l'ordre de deux rayons par rapport au centre du tunnel. La distribution de contrainte obtenue par le calcul bidimensionnel avec application d'une pression radiale sur le bord de la zone à excaver diffère considérablement des deux autres calculs, dans la mesure où elle conduit à une forte diminution de contrainte dans la zone à excaver.

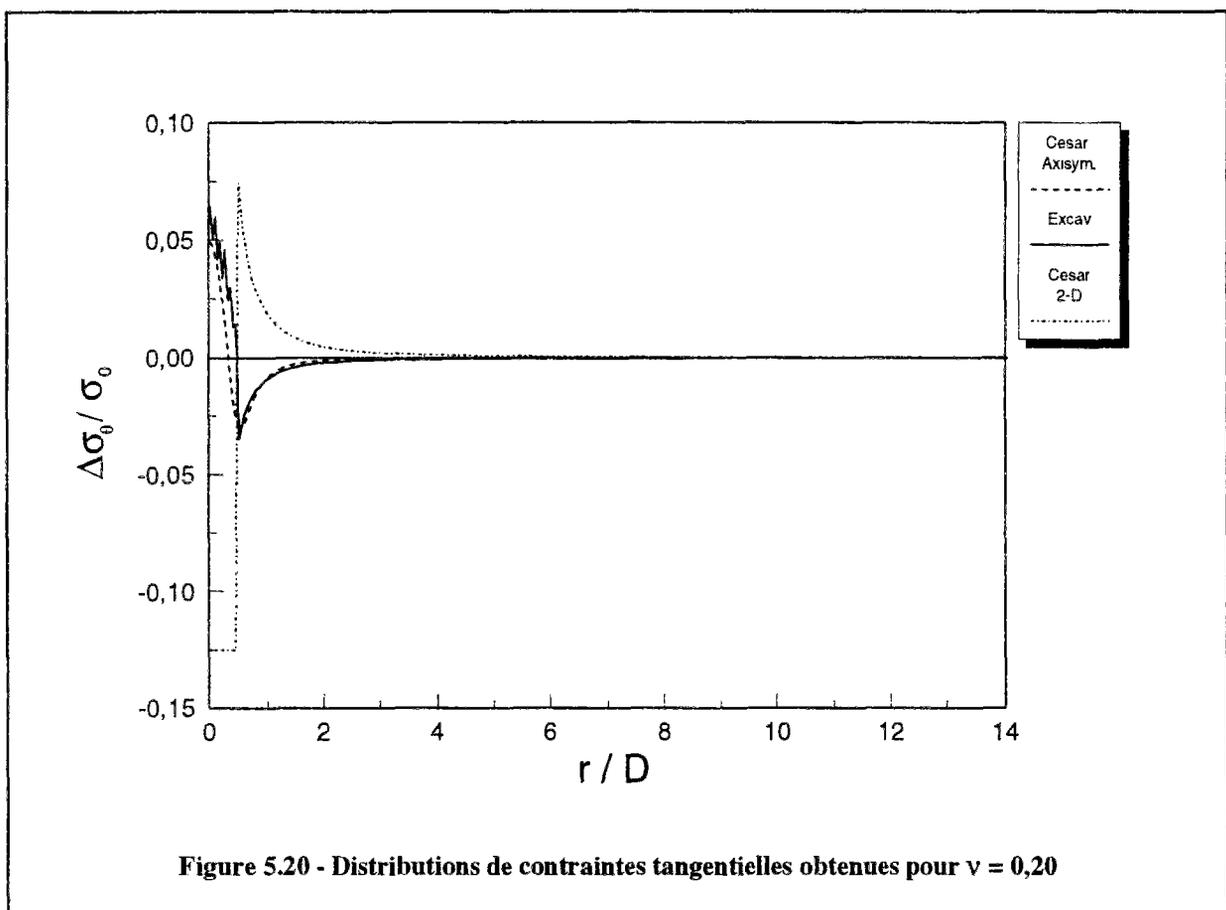
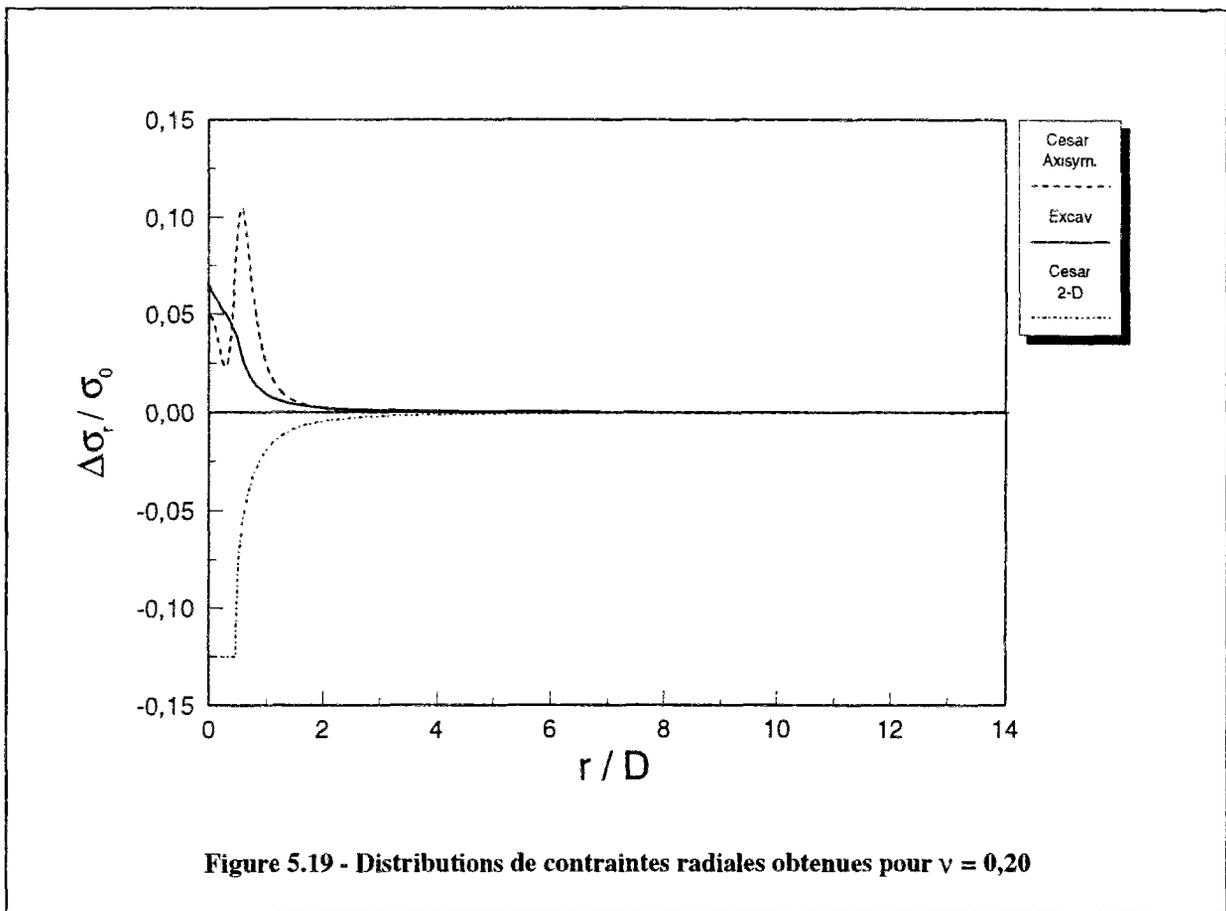
Les contraintes tangentielles données par le code EXCAV et le calcul axisymétrique (figure 5.17) sont relativement proches, à l'exception d'une légère surestimation de la variation de contrainte induite sur le bord du noyau, dans le cas du calcul à l'aide du code EXCAV. L'étendue de la zone d'influence de la pressurisation du front de taille est, dans les deux cas,

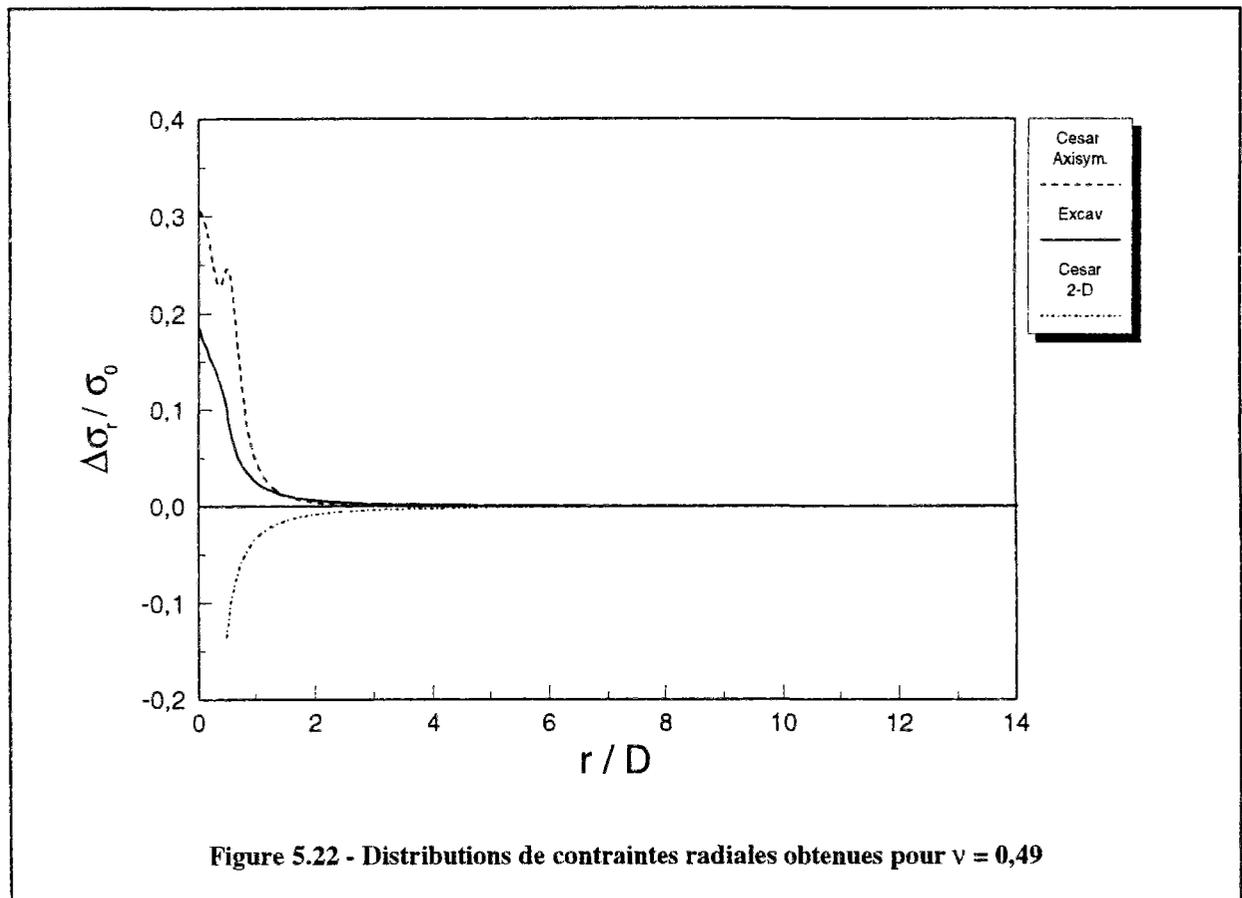
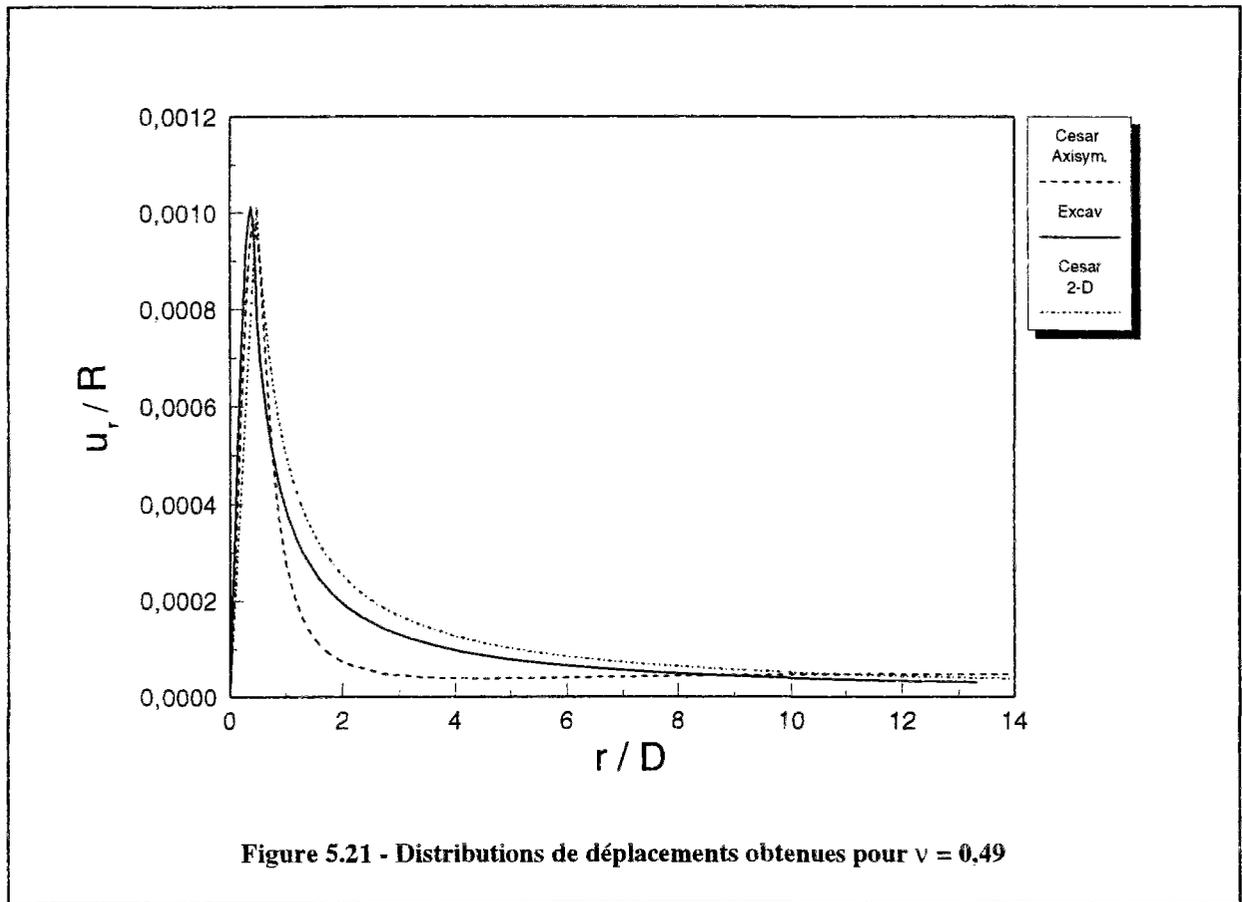


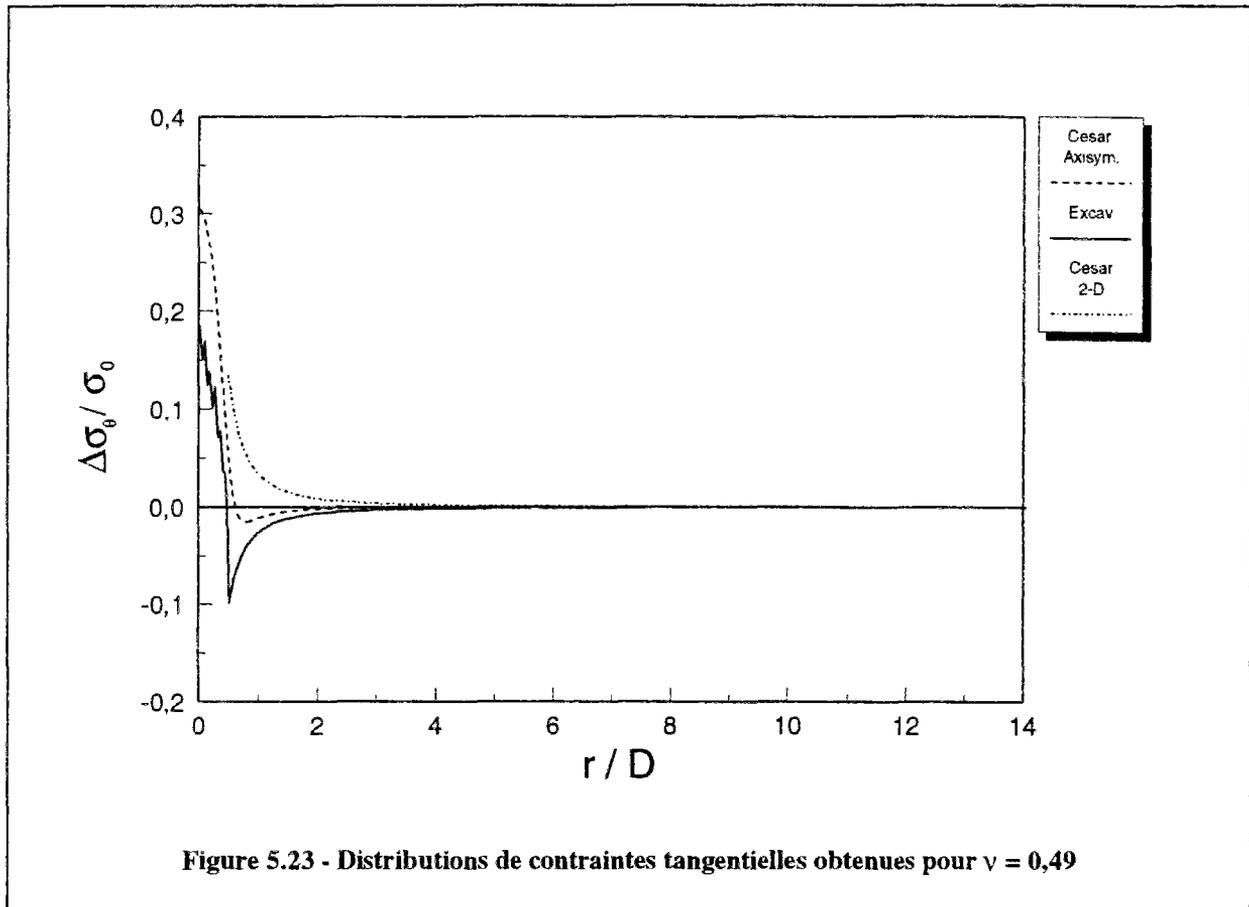
limitée à deux diamètres. En revanche, le modèle bidimensionnel avec application d'une pression radiale sur le bord du noyau à excaver conduit à une distribution de contrainte totalement différente de celle donnée par le modèle axisymétrique.

Les figures 5.18, 5.19 et 5.20 regroupent les résultats obtenus pour un coefficient de Poisson égal à $\nu = 0,20$ (cas II) et les figures 5.21, 5.22 et 5.23 les résultats obtenus pour $\nu = 0,49$ (cas III). Ces résultats conduisent à des conclusions analogues à celles obtenues dans le cas I. On remarque toutefois que, dans le cas II, le déplacement calculé est plus proche de la solution axisymétrique que pour $\nu = 0,33$. Ceci provient vraisemblablement du fait qu'on a été amené à appliquer une valeur plus importante du coefficient de ramollissement dans le noyau dans ce cas, pour mieux approcher les valeurs maximales de contraintes et de déplacement données par le calcul axisymétrique. Pour les mêmes raisons, les résultats obtenus dans le cas III (figure 5.21) sont moins satisfaisants que pour $\nu = 0,33$.





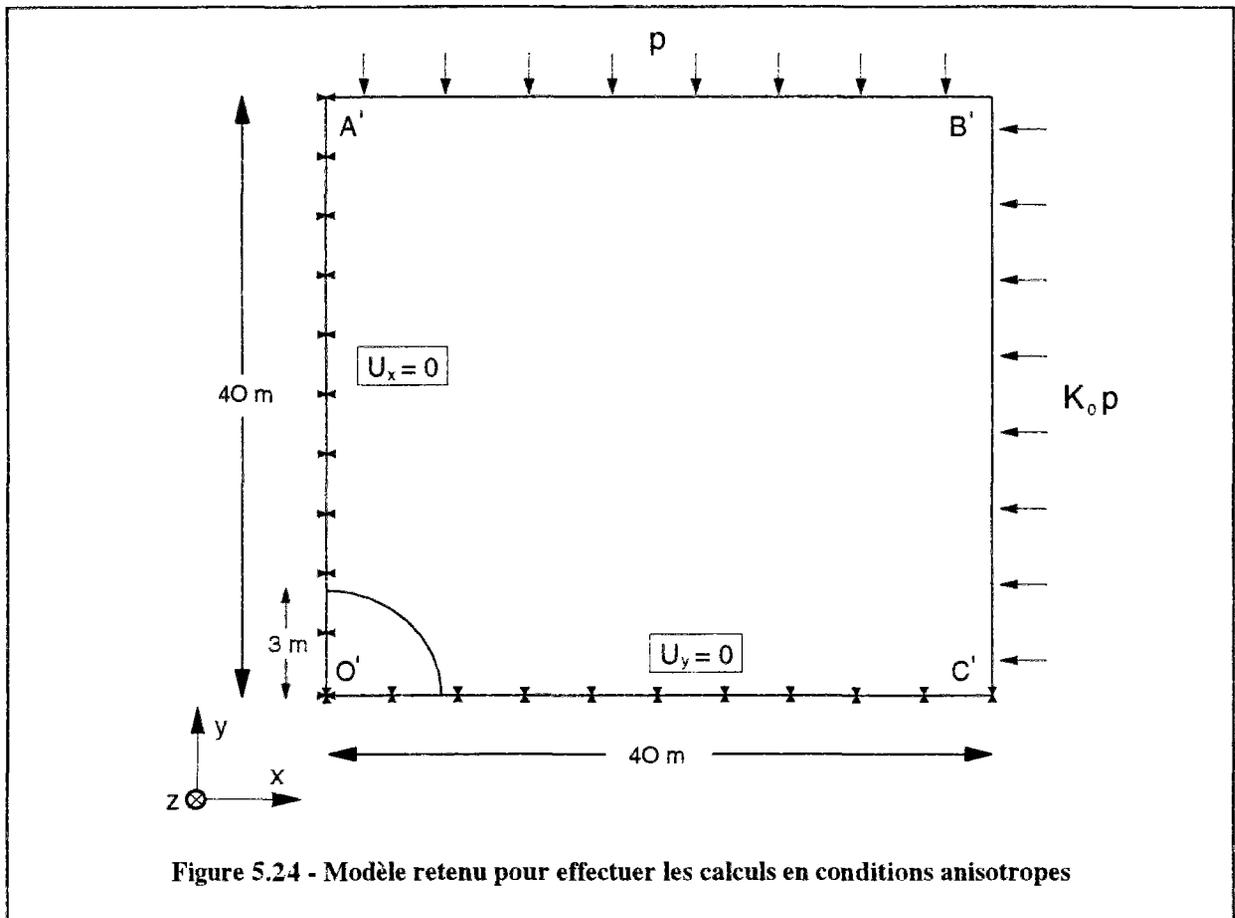




5.4.4.4 Comparaison des résultats donnés par le code EXCAV à ceux obtenus par des calculs tridimensionnels

Les calculs axisymétriques ont permis d'étudier l'aptitude du code EXCAV à simuler les effets d'une pressurisation du front de taille dans le cas d'un milieu homogène et isotrope. Une deuxième phase de validation a consisté à comparer les résultats donnés par EXCAV à ceux issus de l'analyse d'un cas véritablement tridimensionnel. Cette comparaison porte sur deux valeurs du coefficient des terres au repos $K_0 = 0,5$ et $2,0$.

Le modèle retenu pour les calculs effectués à l'aide du code EXCAV est représenté sur la figure 5.24. Les contraintes initiales sont obtenues en appliquant un chargement uniforme p sur le bord A'B' et un chargement $K_0 p$ sur le bord B'C'. Le déplacement est bloqué dans la direction x sur le bord O'A' et dans la direction y sur le bord O'C'. Les déplacements induits par ce chargement sont annulés après initialisation des contraintes. L'étape suivante de calcul consiste à augmenter les contraintes dans le noyau à excaver, comme dans le cas décrit précédemment.



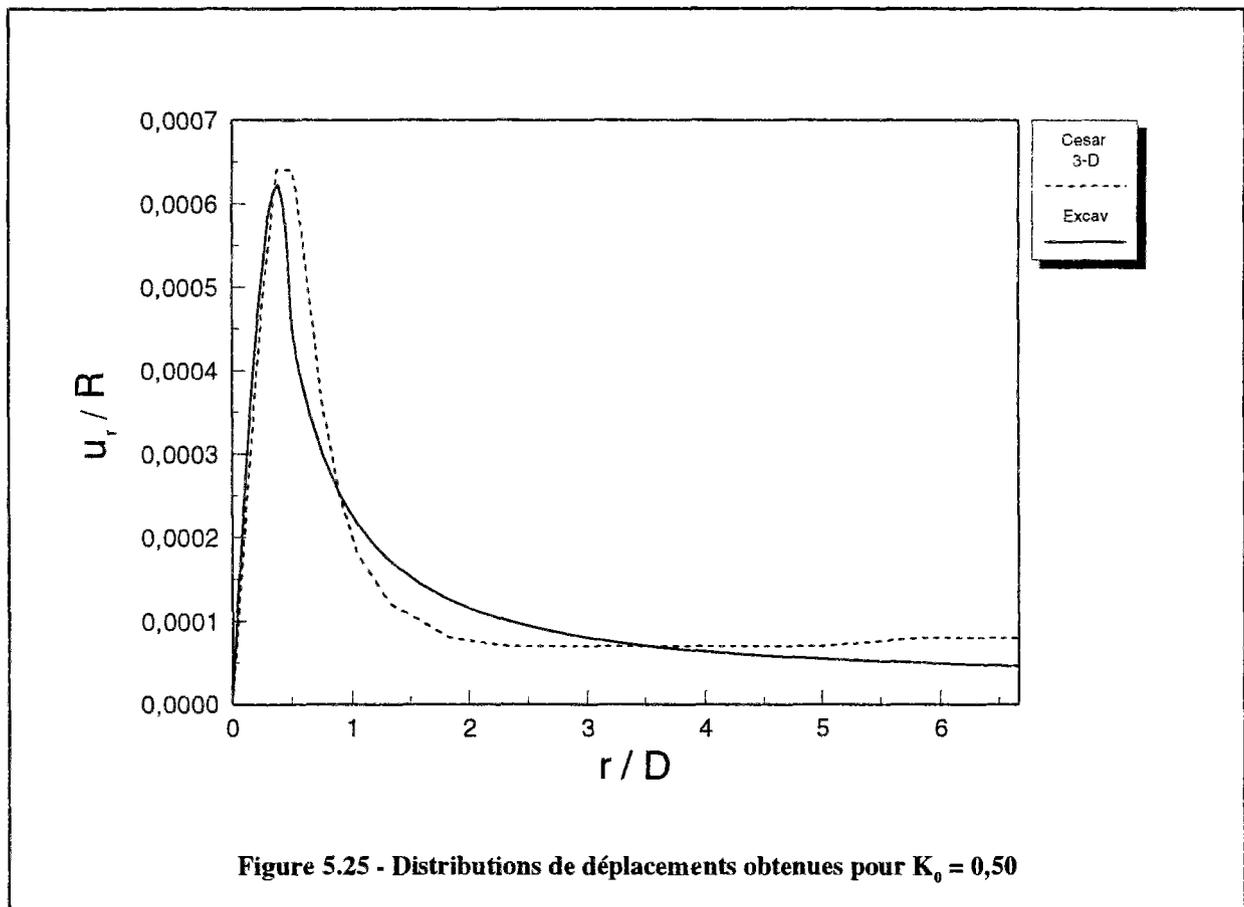
Les valeurs des paramètres prises en compte dans les calculs pour chaque valeur du coefficient des terres au repos K_0 considérée, sont données dans le tableau 5.2. La même approche, que dans le cas axisymétrique, a été suivie pour la détermination de ces paramètres.

Les comparaisons entre les deux types de calculs (EXCAV et tridimensionnel) ont porté sur les déplacements et les contraintes déterminés le long de l'axe horizontal issu du centre du tunnel, du fait que la réponse concernant l'axe vertical est pratiquement la même que celle obtenue par les calculs axisymétriques.

La figure 5.25 représente la distribution de déplacement horizontal obtenue pour un coefficient des terres au repos $K_0 = 0,5$. On remarque que le déplacement donné par les deux calculs dans la zone du noyau à excaver est pratiquement identique. Toutefois, on note une légère différence au-delà de cette zone, avec, d'une part, un déplacement légèrement sous-estimé pour $x \leq D$ et d'autre part, une légère surestimation de la zone d'influence de la pressurisation avec le code EXCAV ($3,5D$ au lieu de $2D$ pour le calcul tridimensionnel).

Coefficient des terres au repos K_0	0,5	2,0
Contrainte initiale verticale σ_v	300 kPa	300 kPa
Contrainte initiale horizontale σ_h	150 kPa	600 kPa
Module d'Young du terrain E	60 MPa	
Coefficient de Poisson du terrain ν	0,33	
Module d'Young introduit dans le noyau E'	60 à 25 MPa	
Coefficient de Poisson introduit dans le noyau $\nu' = \nu/(1+\nu)$	0,25	
Pression appliquée dans le noyau $\Delta\sigma = [\nu/(1-\nu)]\Delta P$	150 kPa	

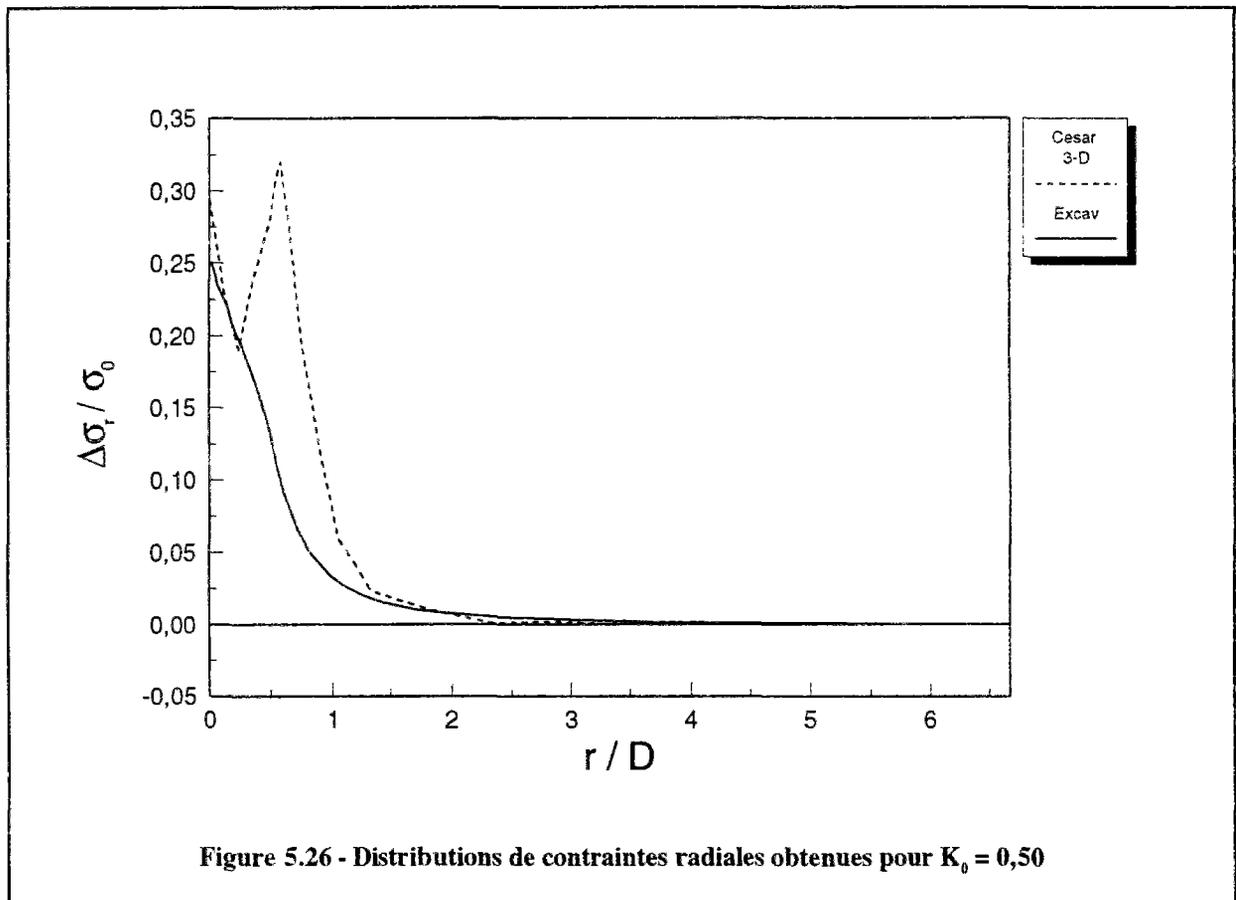
Tableau 5.2 - Paramètres pris en compte dans la comparaison au calcul tridimensionnel



Les distributions de contraintes radiales données par les deux approches sont comparées sur la figure 5.26. Comme dans le cas axisymétrique, on obtient des résultats relativement semblables, si ce n'est la présence d'un pic au niveau du bord de la zone à excaver dans le cas tridimensionnel.

La contrainte verticale donnée par les deux modèles est représentée sur la figure 5.27. On peut remarquer une bonne concordance entre les résultats obtenus à partir des deux approches, à l'exception d'une légère surestimation de la réduction de contrainte calculée sur le bord de la galerie avec le code EXCAV.

Les résultats obtenus pour un coefficient des terres au repos $K_0 = 2,0$ sont représentés sur les figures 5.28, 5.29, et 5.30. On peut remarquer que les distributions de déplacements et de contraintes sont analogues à celles obtenues avec $K_0 = 0,5$; c'est-à-dire, pour une valeur de pressurisation ΔP donnée, l'augmentation de contrainte $\Delta\sigma_r$ induit dans le terrain ne dépend pas du coefficient des terres au repos K_0 .



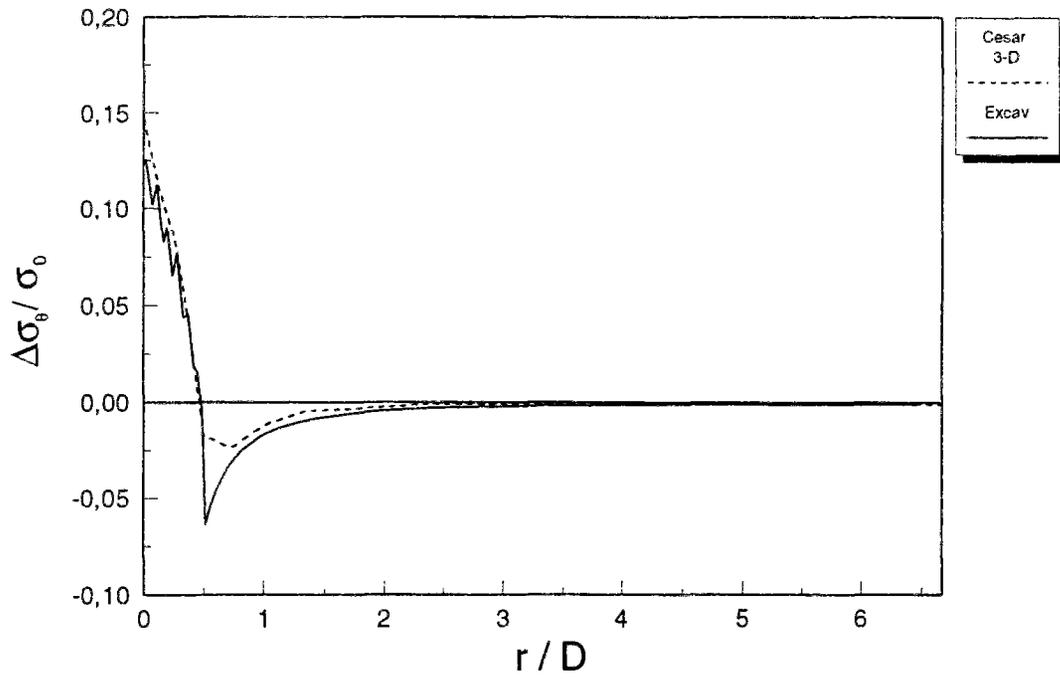


Figure 5.27 - Distributions de contraintes tangentielles obtenues pour $K_0 = 0,50$

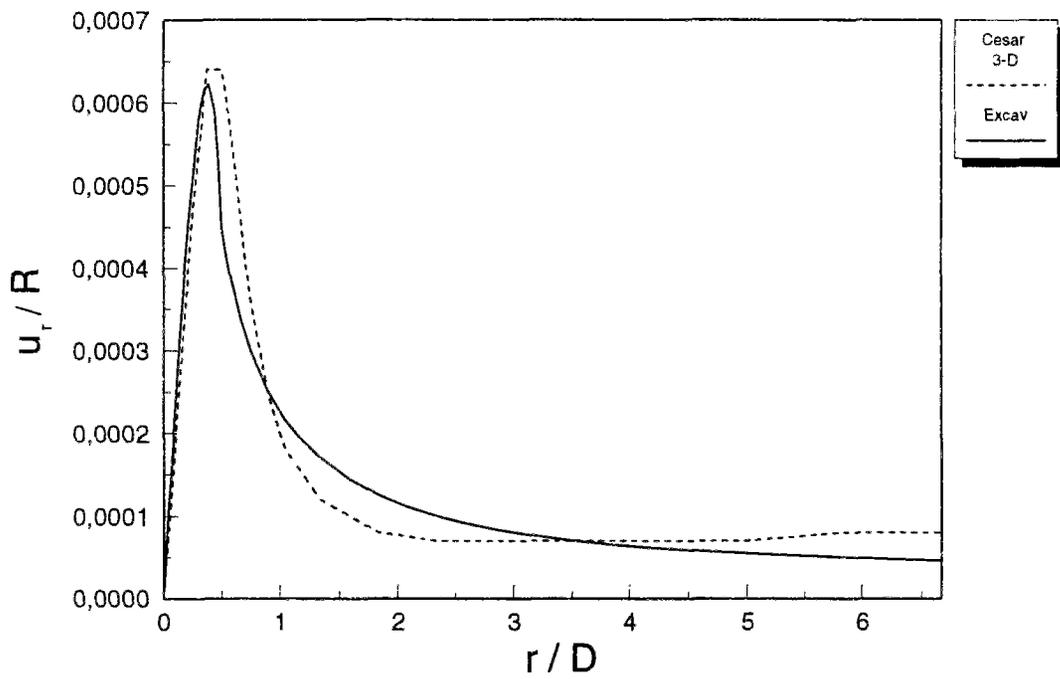
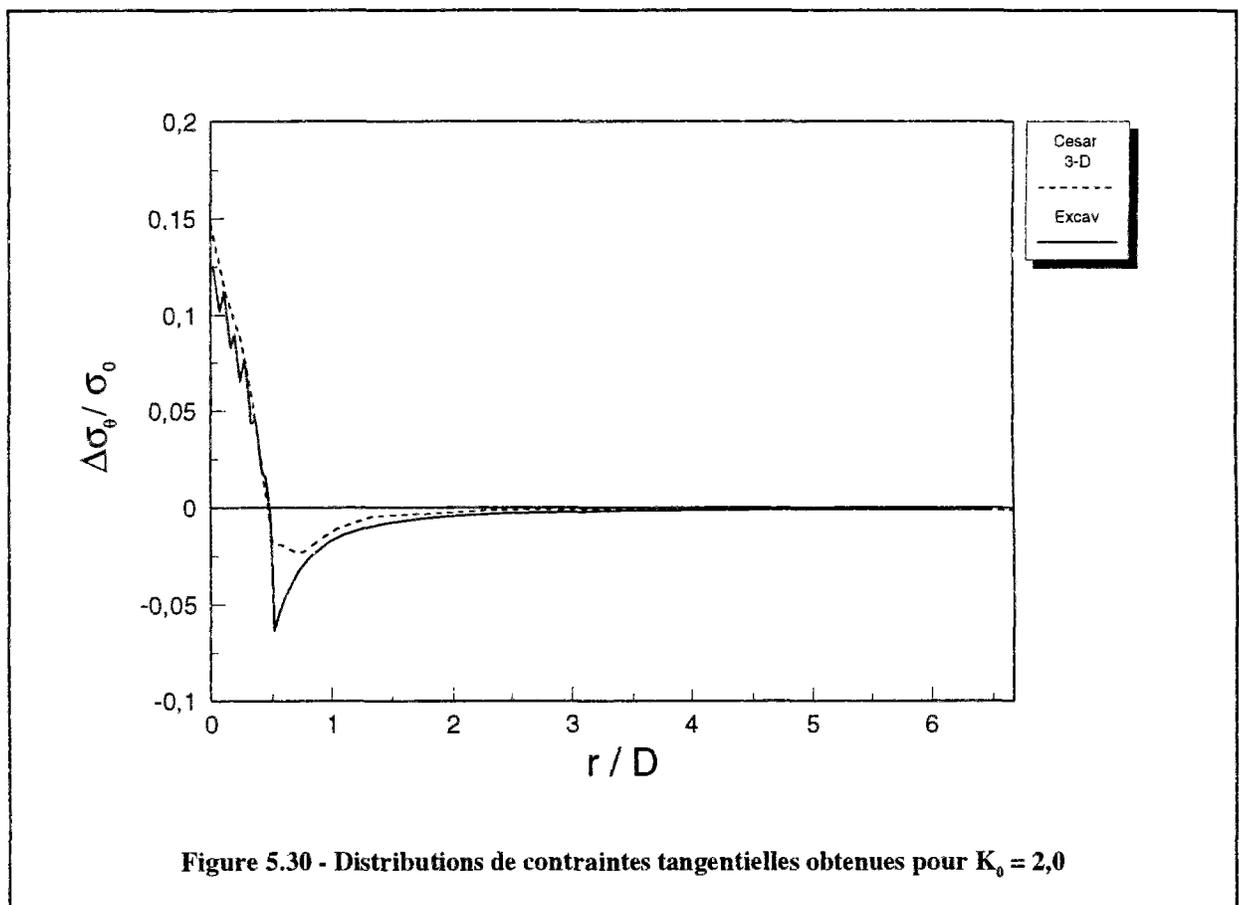
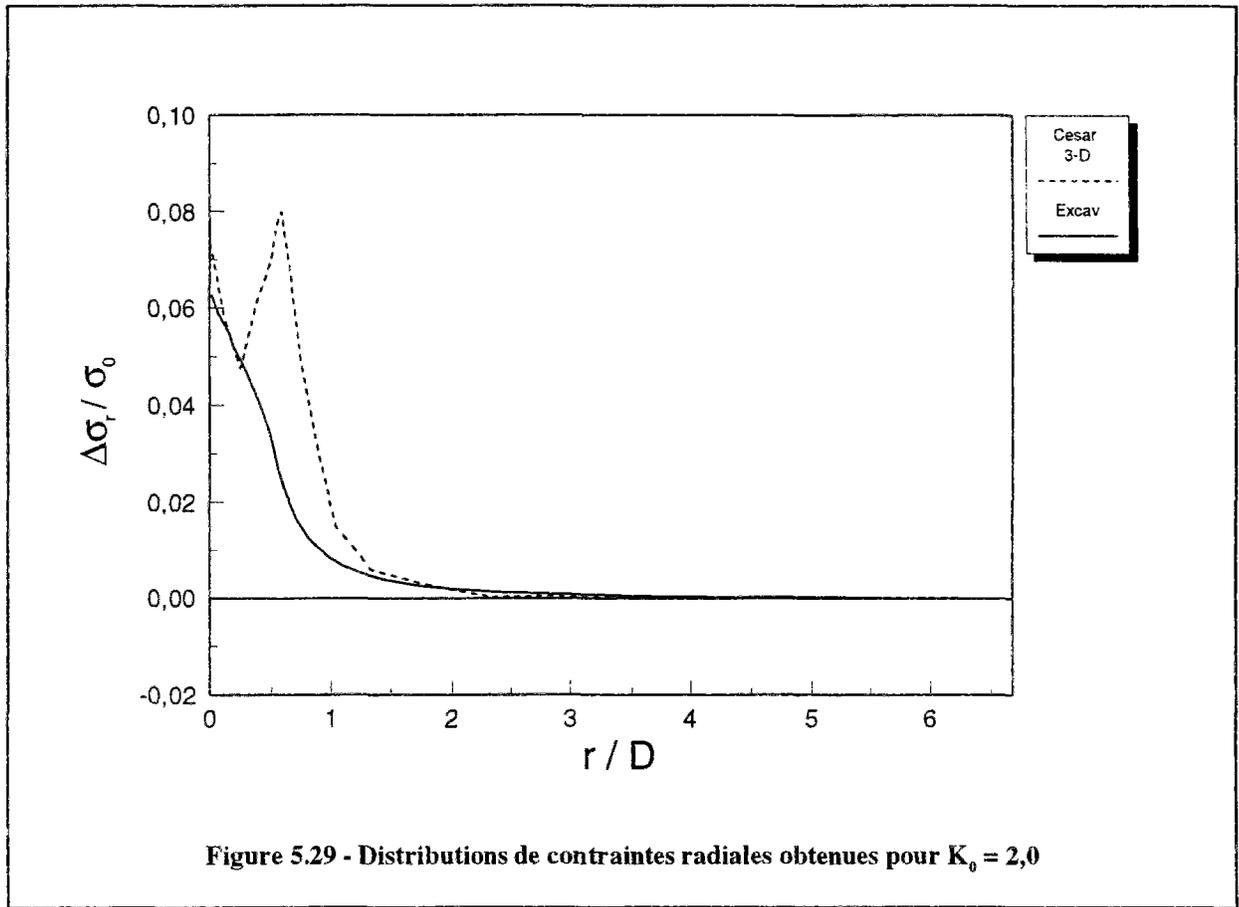


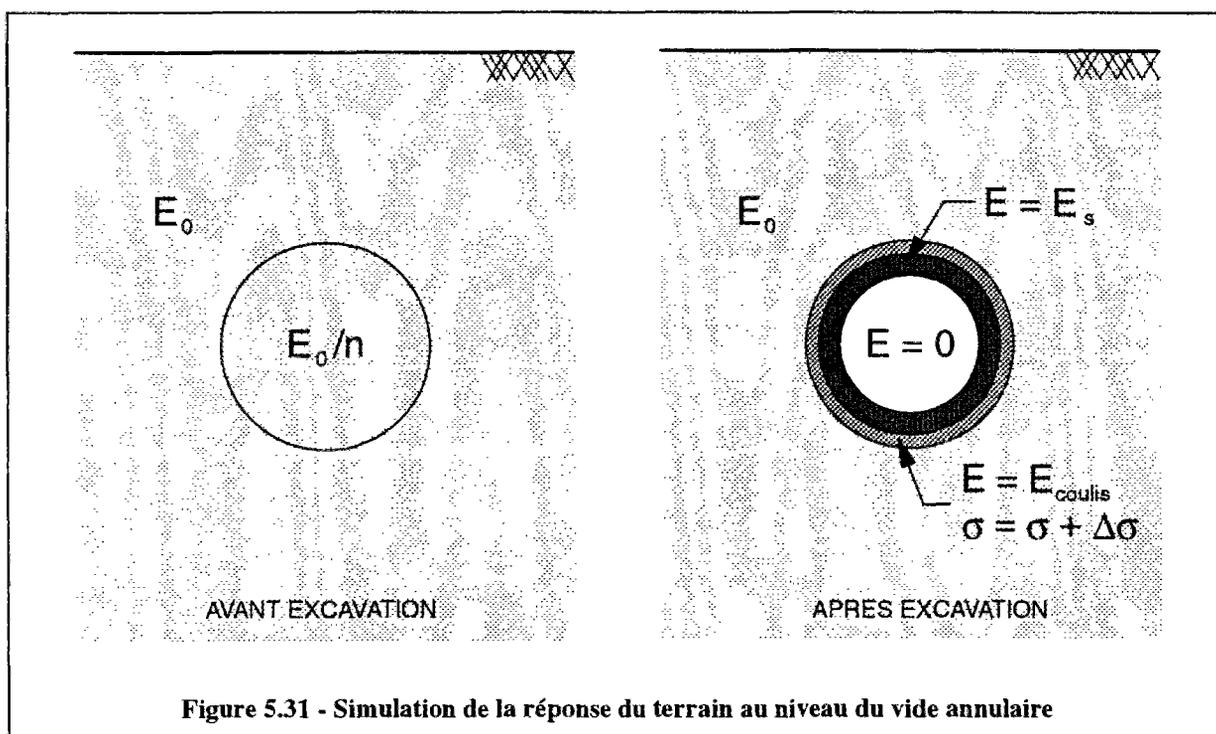
Figure 5.28 - Distributions de déplacements obtenues pour $K_0 = 2,0$



5.4.5 Simulation des déplacements induits au niveau du vide annulaire

L'influence du vide annulaire sur la déformation du massif encaissant a été décrite précédemment, dans le chapitre 3. On a envisagé de simuler cet effet de manière similaire à celle utilisée pour représenter la pressurisation du front de taille. Après la phase de ramollissement le module se trouve réduit à une valeur E/n (n étant le coefficient de ramollissement) dans la zone à excaver, alors qu'il reste égal à sa valeur initiale dans le reste du massif (figure 5.31a). Dans le modèle développé dans le code EXCAV, les phases d'excavation et de mise en place du revêtement ont été simulées à partir de la procédure suivante (figure 5.31b) :

- suppression des éléments dans la zone à excaver (le module étant remis à zéro) ;
- activation des éléments représentant le revêtement ;
- introduction, au niveau du vide annulaire d'éléments ayant les caractéristiques du coulis injecté, la pression du coulis étant simulée par une augmentation des contraintes dans les éléments situés dans le vide annulaire ;
- application des efforts d'excavation sur le pourtour du noyau à excaver.



Cette procédure permet de simuler aussi bien la convergence du terrain, due une injection insuffisamment efficace du vide annulaire que le refoulement du terrain induit par la pression appliquée au coulis, en ajustant l'augmentation de contrainte $\Delta\sigma$ introduite dans le vide annulaire.

5.4.5.1 Description des calculs effectués

Les calculs ont été réalisés pour les mêmes conditions que celles décrites au paragraphe 5.4.4. La première étape de calcul consiste à produire un champ de contraintes isotrope d'intensité égale à 300 kPa. L'étape suivante consiste à réaliser, d'une part, l'excavation du noyau, et d'autre part, la mise en place du revêtement et le remplissage du vide annulaire. Dans cette simulation destinée à étudier la réponse du terrain au niveau du vide annulaire, la phase concernant le ramollissement de la zone à excaver n'a pas été prise en compte, ceci afin de dissocier la réponse du terrain induite par le vide annulaire de celle provoquée par la pressurisation du front.

Les valeurs des paramètres prises en compte dans les calculs sont représentées sur le tableau 5.3. Le terrain à l'état initial a les mêmes caractéristiques que dans les calculs précédents. Après l'excavation du noyau, le revêtement mis en place est supposé être constitué d'un anneau de béton. Le vide annulaire, d'une épaisseur de 0,20 m, est supposé rempli par un coulis de module plus faible que celui du massif encaissant. Dans cette zone, les contraintes initiales sont augmentées de $\Delta\sigma$ par rapport à leur valeur initiale. Trois valeurs de $\Delta\sigma$ ont été considérées : 100 kPa, 150 kPa, 200 kPa.

	Module d'Young E	Coefficient de Poisson v	Epaisseur
MASSIF	60 MPa	0,33	-
SOUTÈNEMENT	36.000 MPa	0,25	0,20 m
COULIS	6 MPa	0,33	0,20 m

Tableau 5.3 - Paramètres pris en compte dans le calcul de la réponse du terrain au niveau du vide annulaire

Les distributions de déplacement radial obtenues à partir de cette procédure sont représentées sur la figure 5.32. On remarque que le terrain est refoulé du fait de l'augmentation de la pression $\Delta\sigma$ appliquée dans le vide annulaire. Le déplacement est maximal au niveau du coulis injecté et diminue progressivement à mesure qu'on s'éloigne du bord du tunnel. La zone affectée par la mise en place du coulis sous pression s'étend à peu près à 6 diamètres par rapport au centre du tunnel.

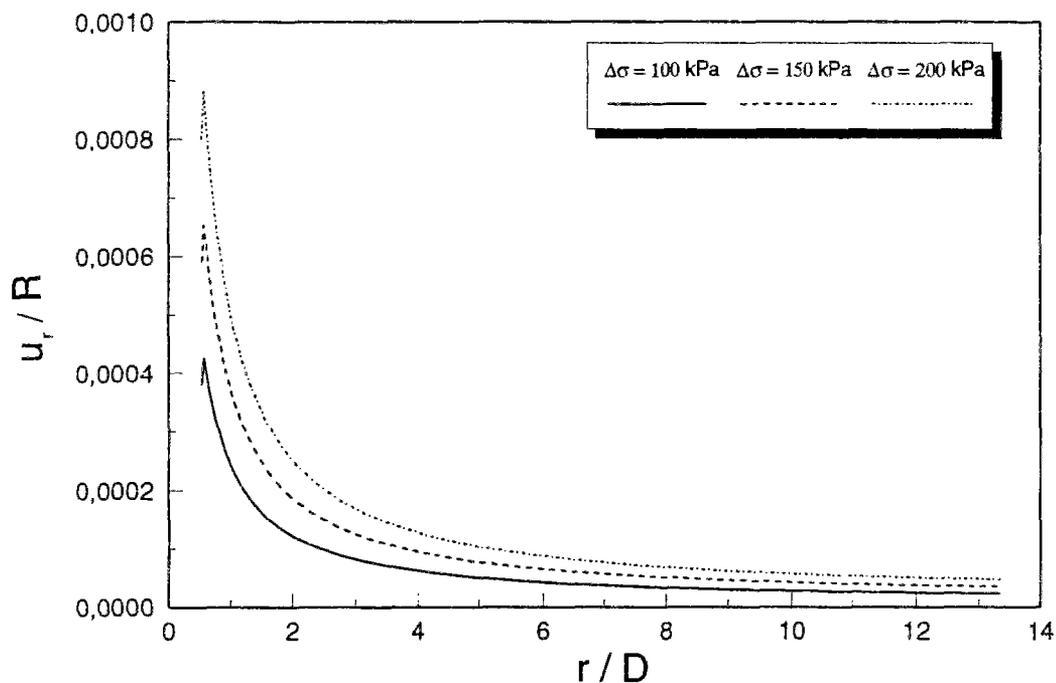
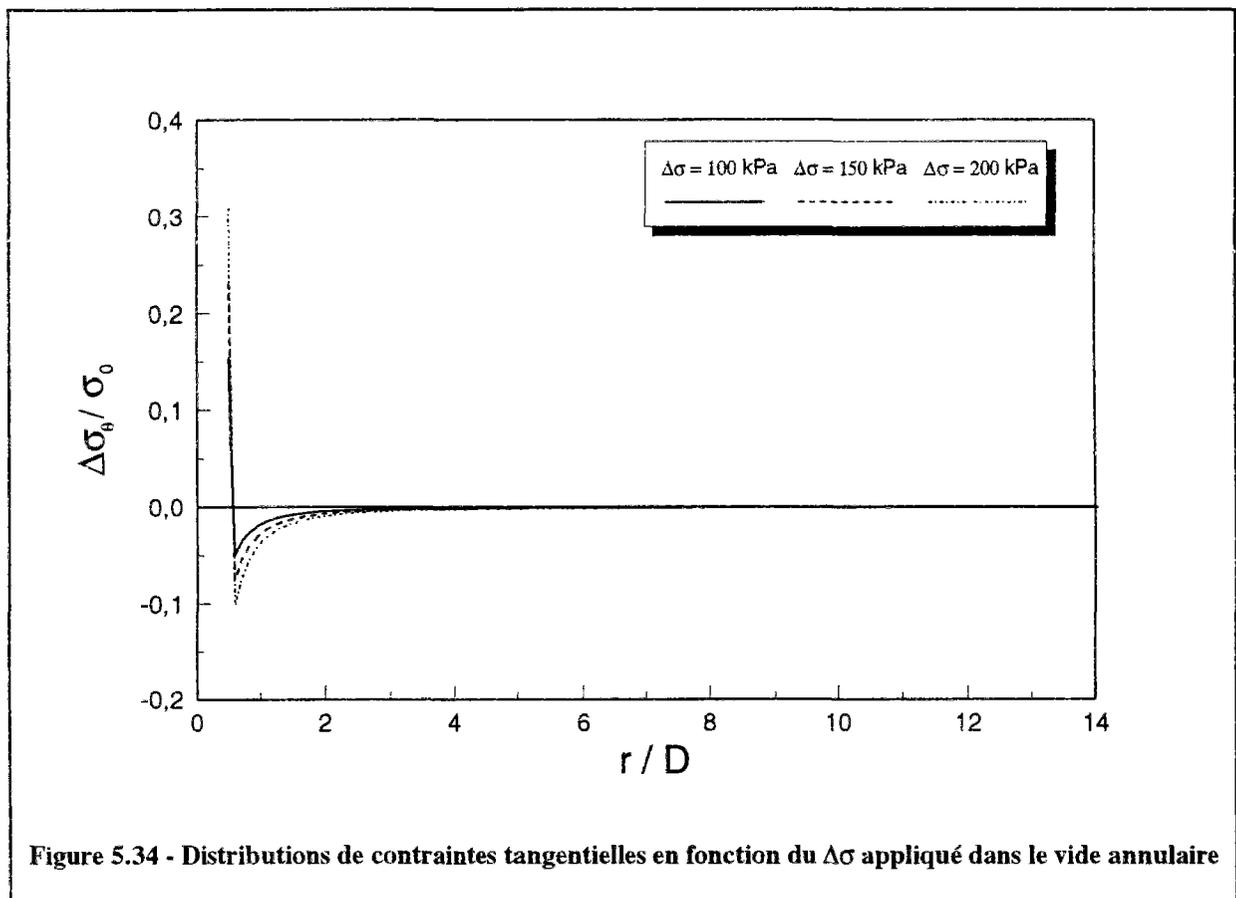
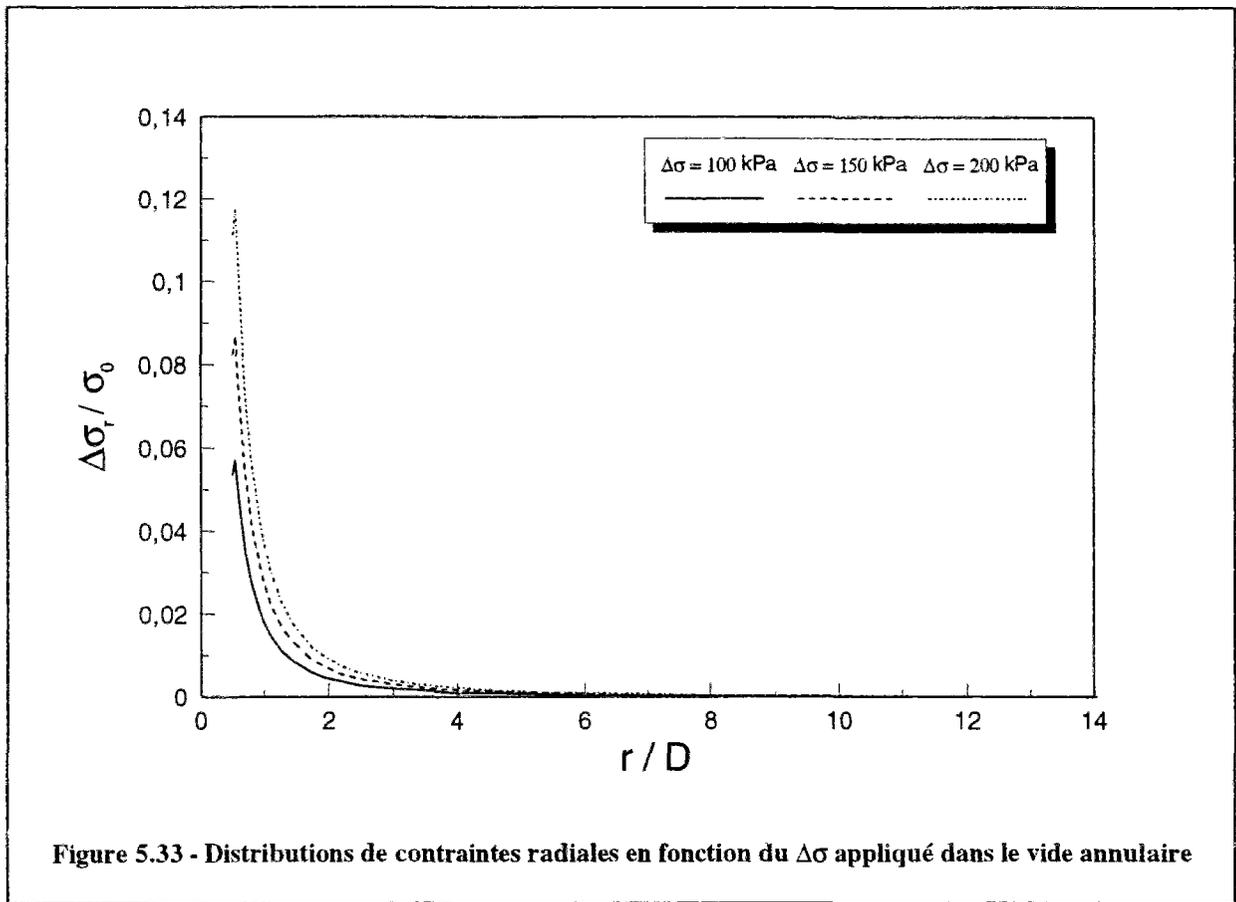


Figure 5.32 - Distributions de déplacements en fonction du $\Delta\sigma$ appliqué dans le vide annulaire

Les contraintes radiales et tangentielles données par ce calcul sont représentées sur les figures 5.33 et 5.34. Elles montrent que la pression appliquée dans le vide annulaire a pour effet d'augmenter la contrainte radiale, principalement à proximité du tunnel, cet effet disparaissant approximativement à trois diamètres du centre du tunnel. La contrainte tangentielle subit en revanche une diminution au niveau du terrain situé près du vide annulaire. On peut également remarquer une augmentation localisée de contrainte à l'intérieur du vide annulaire. La zone d'influence de l'injection du vide annulaire est également limitée, comme pour la contrainte radiale, à trois diamètres du centre du tunnel.

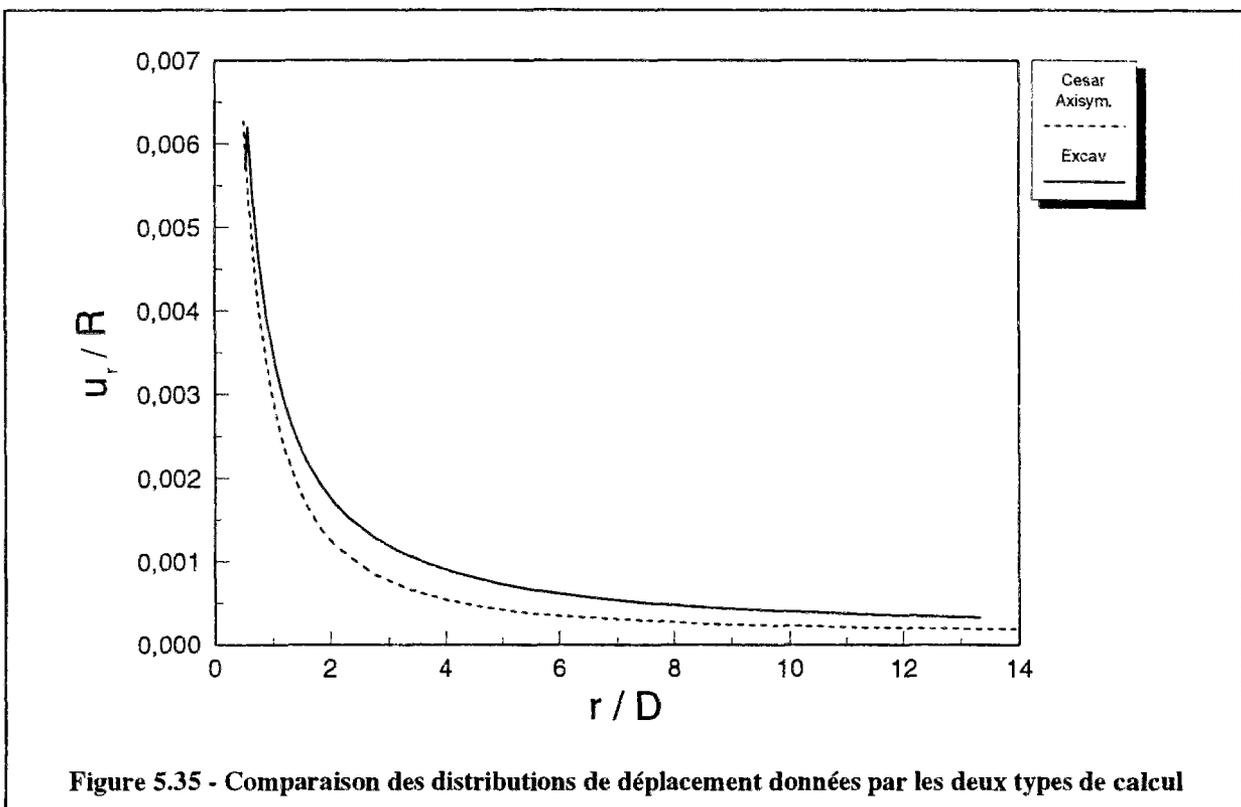


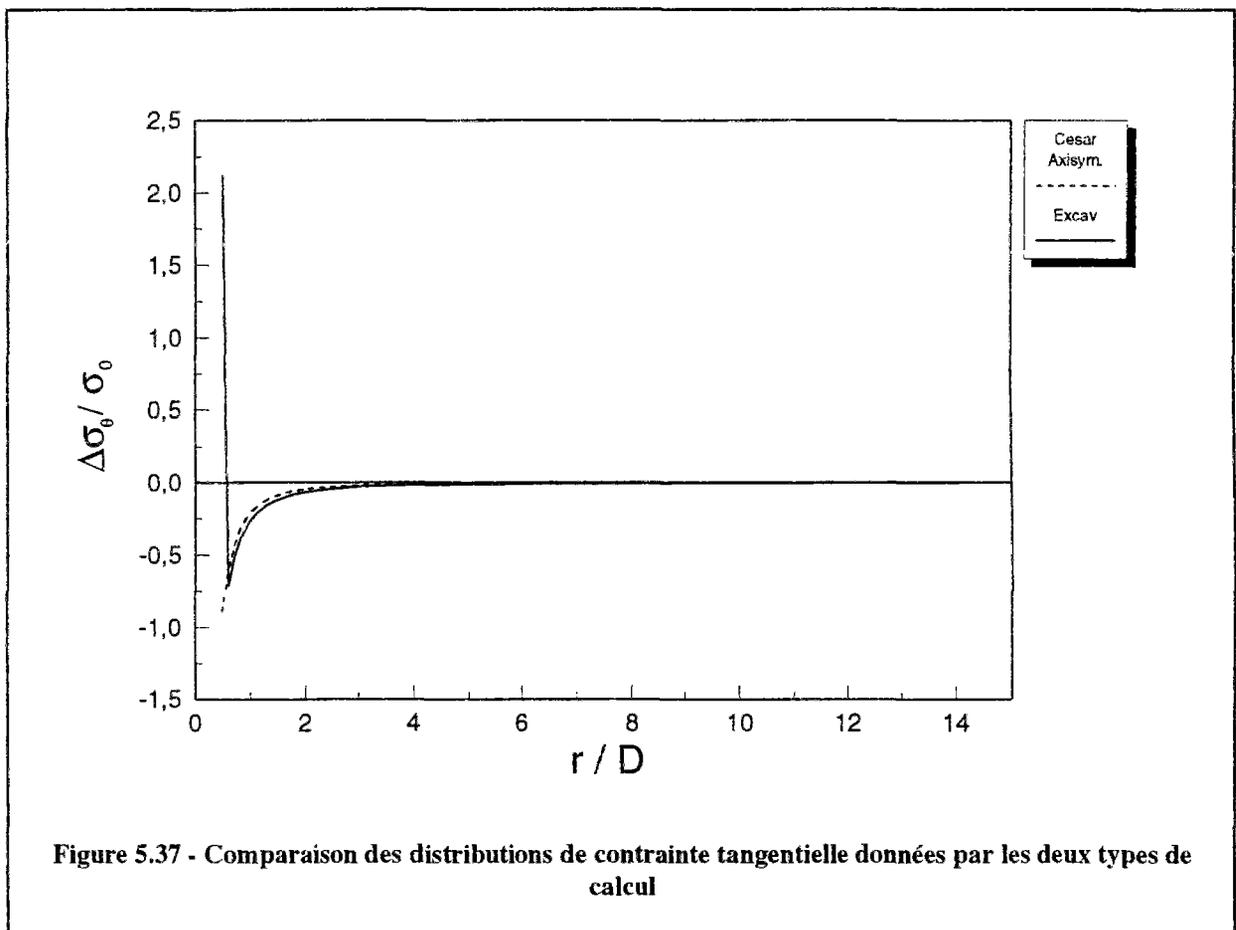
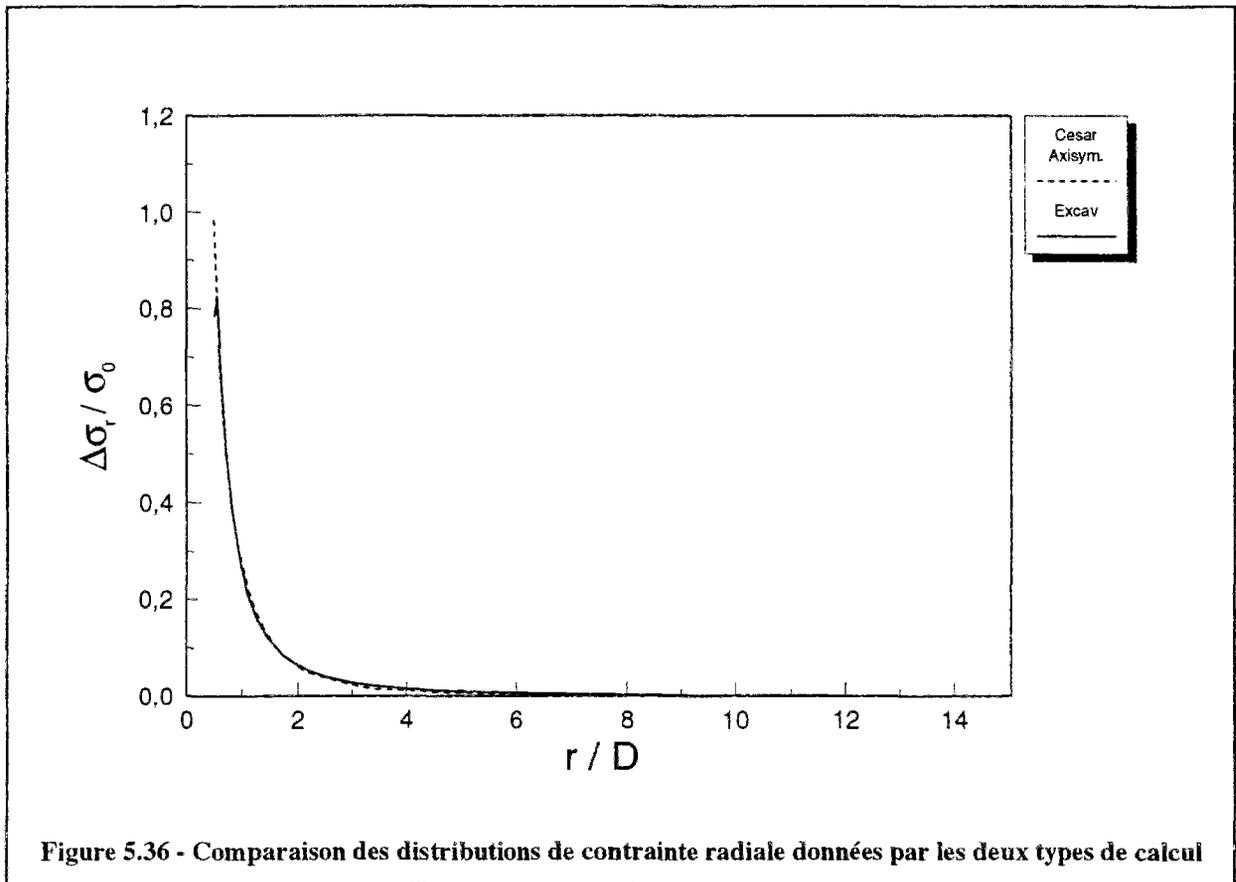
5.4.5.2 Comparaison des résultats

Les résultats des calculs issus de cette analyse ont été comparés à ceux donnés par des calculs axisymétriques. La comparaison a été basée sur le cas de figure correspondant à l'application d'une pression sur toute la périphérie du tunnel, qui a été étudié au chapitre précédent, en se plaçant à une distance du front de taille de 6 m (pour laquelle on peut considérer que l'effet du front de taille est négligeable)

Les résultats concernant les déplacements obtenus par les deux calculs sont représentés sur la figure 5.35. On peut remarquer, sur cette figure, que le déplacement obtenu à l'aide du code EXCAV est relativement proche de celui donné par le calcul axisymétrique. On note, toutefois, une légère surestimation du déplacement par le code EXCAV à partir d'un diamètre du centre du tunnel.

Les résultats concernant les contraintes radiale et tangentielle sont représentés sur les figures 5.36 et 5.37. Ils mettent en évidence une bonne cohérence entre les deux types de calculs à l'exception des valeurs obtenues dans la zone du vide annulaire. Cette différence est plus importante pour la contrainte tangentielle ; elle est probablement due, dans le cas du calcul par le code EXCAV, à la présence du revêtement dont la rigidité est nettement plus forte que celle du terrain encaissant.





5.5 CONCLUSIONS

La méthode du ramollissement est un modèle de calcul bidimensionnel qui permet de prendre en compte les effets tridimensionnels liés au creusement d'une cavité dans un massif, par une modification du module du terrain dans la zone du noyau à excaver. Cette méthode, initialement conçue pour des procédés d'excavation traditionnels, a été modifiée en vue de son adaptation au creusement par bouclier à front pressurisé. Cette adaptation a été réalisée en tenant compte des résultats obtenus à partir des calculs axisymétriques ; on a notamment pris en compte la réponse du terrain à une distance $z = 0,5r$ devant le front de taille, où le déplacement radial atteint sa valeur maximale.

La simulation de la pressurisation du front de taille dans un calcul bidimensionnel constitue un point délicat, dans la mesure où la sollicitation est en réalité appliquée dans la direction axiale du tunnel, c'est-à-dire dans la direction perpendiculaire au plan du calcul. Les modèles classiques ne permettent pas de refléter complètement l'état de contrainte et de déplacement induit dans l'ensemble du massif par une telle sollicitation. La méthode du ramollissement présente l'avantage, par rapport aux autres méthodes, de tenir compte, dans les calculs, du comportement du noyau à excaver. Dans la version d'origine, les effets dus au creusement qui se produisent en avant du front de taille sont pris en compte, d'une part, par la modification du module du sol situé dans le noyau à excaver et, d'autre part, par l'annulation des contraintes dans cette zone. L'approche proposée consiste à appliquer une augmentation $\Delta \underline{\underline{\sigma}}$ des contraintes dans la zone à excaver (au lieu d'annuler ces contraintes), afin de simuler les déformations induites en avant du front par la surpression ΔP appliquée. Cette augmentation a été appliquée sous forme d'une distribution isotrope de contraintes, d'amplitude maximale au centre du noyau à excaver et diminuant linéairement vers le bord du noyau. Un calcul simplifié en élasticité linéaire a permis d'établir une relation donnant la valeur de l'augmentation maximale de contrainte à introduire dans le noyau, pour une variation de pression ΔP au front de taille.

Les calculs effectués avec cette méthode ont permis de mettre en évidence que le coefficient de ramollissement a un effet considérable sur l'état de déformations et de contraintes obtenu :

- une étude paramétrique a montré qu'on peut s'approcher des résultats donnés par les calculs axisymétriques en augmentant la valeur du coefficient de ramollissement ;
- une recherche systématique de la valeur du module à introduire dans le noyau à excaver a montré que la meilleure solution consiste à appliquer un module qui diminue linéairement du centre vers le bord du noyau à excaver.

La comparaison des résultats donnés par le calcul axisymétrique et le code EXCAV modifié ont montré que, pour $\nu = 0,33$:

- les distributions de déplacement sont quasi identiques dans la zone à excaver, le code EXCAV ayant toutefois tendance à surestimer légèrement le déplacement induit dans le terrain au-delà de cette zone (la zone d'influence de la pressurisation est limitée à trois diamètres pour le calcul axisymétrique et à six diamètres pour le code EXCAV) ;
- les distributions de contraintes radiales montrent que les deux calculs donnent des résultats pratiquement identiques, la différence principale étant constituée par l'existence d'un pic de contrainte donné par le calcul axisymétrique, qui pourrait résulter de la singularité créée dans ce modèle par le bord du front de taille ;
- les distributions de contraintes tangentielles obtenues à partir des deux modèles sont relativement proches.

L'étude de deux autres valeurs du coefficient de Poisson ($\nu = 0,20$ et $\nu = 0,49$) conduit à des conclusions analogues à celles obtenues pour $\nu = 0,33$.

Les comparaisons aux calculs tridimensionnels donnent également des résultats satisfaisants ; on remarque, toutefois, une surestimation des déplacements par le code EXCAV au-delà de la zone du noyau à excaver.

La simulation du vide annulaire a été réalisée en appliquant le même principe utilisé pour représenter la pressurisation du front, c'est-à-dire en introduisant une augmentation de contrainte dans la zone du vide annulaire. Les résultats obtenus montrent une cohérence satisfaisante avec ceux donnés par les calculs axisymétriques aussi bien pour les contraintes que pour les déplacements.

CHAPITRE 6

INSTRUMENTATION DU COLLECTEUR VL4 DU DEPARTEMENT DU VAL DE MARNE

6.1 INTRODUCTION

L'état de déformations et de contraintes induit dans le terrain encaissant et l'ouvrage de soutènement par la réalisation d'un tunnel, dépendent des propriétés géotechniques du terrain, de l'état des contraintes initiales, de la méthode de creusement, du type de soutènement et de l'expérience du personnel.

Les méthodes de calculs qui ont été décrites dans les chapitres précédents ont pour but d'améliorer les moyens de prédire les conséquences du creusement sur les déformations du terrain encaissant et les efforts repris par le soutènement.

La complexité des phénomènes qui se produisent pendant la construction de l'ouvrage, ainsi que les incertitudes liées tant à la connaissance du terrain qu'aux techniques de réalisation, rendent la modélisation difficile. Il est donc nécessaire de valider les résultats de calcul par comparaison avec des mesures effectuées sur des ouvrages instrumentés.

Les mesures peuvent être effectuées aux différents stades de la vie d'un ouvrage ; avant le creusement (pour le calage des instruments de mesure), pendant les travaux (à court terme) et après la réalisation de l'ouvrage (à long terme). Le présent chapitre sera consacré à

l'interprétation des mesures effectuées à court terme, sur le collecteur VL4, construit dans le département du Val de Marne ; ces mesures concernent à la fois le terrain encaissant et l'ouvrage de soutènement.

Le programme "Seine Propre", entrepris par le département du Val de Marne en 1987, prévoyait la construction d'un réseau de collecteurs souterrains destinés à acheminer les eaux usées, collectées en amont de Paris, vers une nouvelle station d'épuration, en cours de réalisation à Valenton.

Le collecteur VL4 (Vitry-Créteil), réalisé dans le cadre de ce projet, a fait l'objet d'une campagne d'instrumentation détaillée. Ce collecteur, long d'environ 2 km, a été creusé à une profondeur moyenne de 9 m, à l'aide d'un bouclier à pression de boue bentonitique, dans des terrains meubles et en présence d'eau. Le profil instrumenté se situe près du PM 1200. Cette section a été choisie car l'ouvrage passe, à ce niveau, dans un massif relativement homogène, constitué d'alluvions anciennes. Le but de cette auscultation était de mesurer la réponse du terrain encaissant et de l'anneau de soutènement sous l'effet du creusement. La zone de mesures a donc été équipée : (1) au niveau du terrain, d'un dispositif de mesure comprenant des inclinomètres, des tassomètres et des plots de nivellement en surface ; (2) au niveau de l'anneau, de témoins sonores de déformations.

6.2 PRESENTATION DU PROJET

6.2.1 Présentation générale

Le collecteur Vitry-Créteil (VL4) est destiné à acheminer les eaux usées entre le carrefour Pompadour à Créteil et le quai Pompadour à Choisy-le-Roi. L'ouvrage (figure 6.1) longe l'autoroute A.86 au sud et passe successivement sous la RN.186, la RN.6, les voies SNCF Paris-Marseille, la voie des Marais à Créteil, Le Parc Interdépartemental des Sports de Choisy-le-Roi, le domaine privé de Gaz de France et le CD 38.

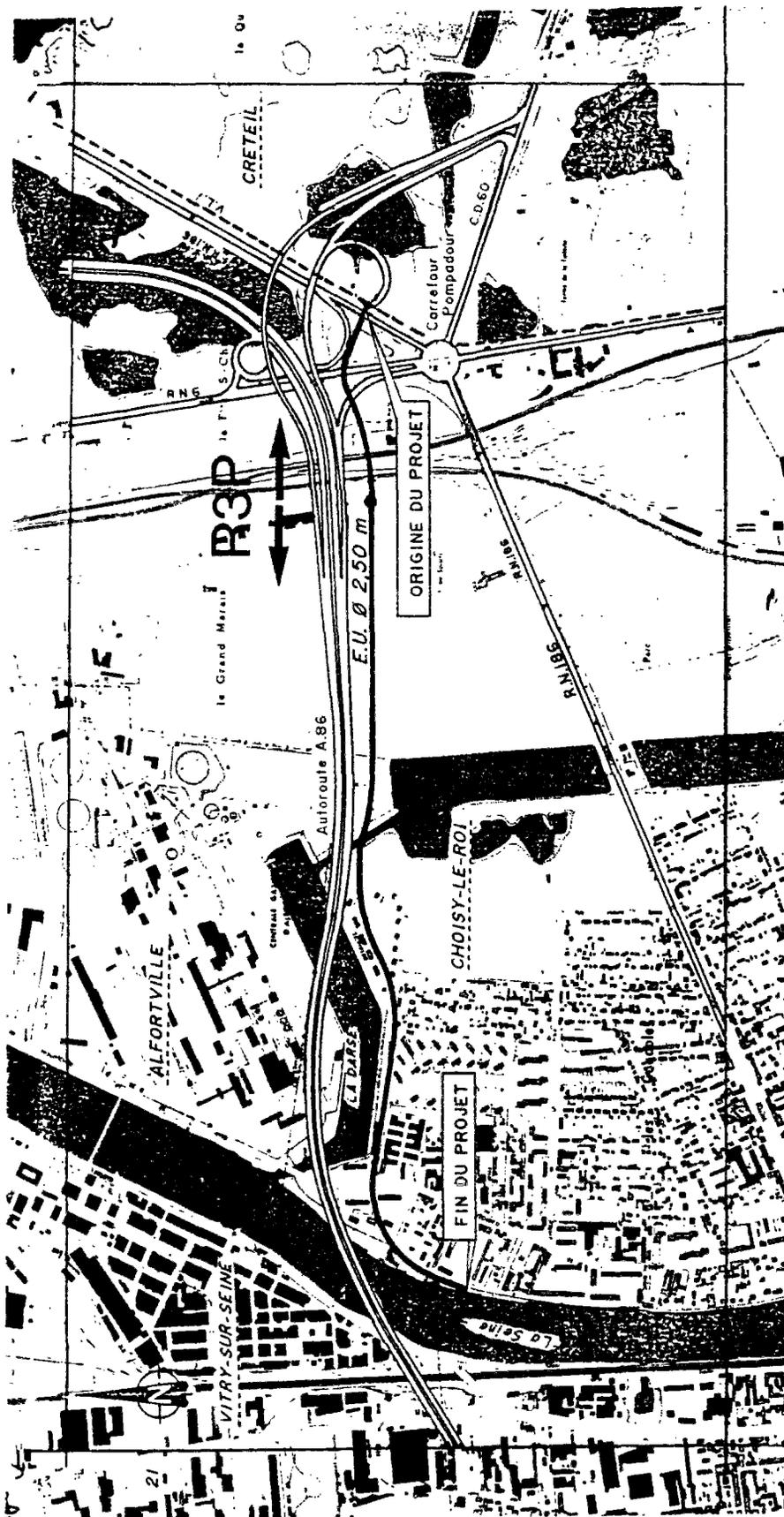


Figure 6.1 - Vue générale du projet

La longueur totale du projet est de 2100 m. La section instrumentée se situe à 1200 m à l'ouest du puits R 3P indiqué sur la figure 6.1. A ce niveau, le tunnel suit un profil rectiligne le long de la Darse de Gaz de France.

6.2.2 Conditions géotechniques

Les conditions géotechniques rencontrées le long du projet sont décrites dans le mémoire de synthèse du dossier géologique, géotechnique et hydrogéologique préparé par le département du Val de Marne.

Le profil en long, correspondant à la partie de l'ouvrage située autour de la section instrumentée, (du PM 1070 au PM 1240) est schématisé sur la figure 6.2. Il comprend :

- une couche de remblais d'épaisseur variable en surface ;
- une couche d'alluvions modernes, d'une épaisseur moyenne de 3,5 m, constituée de limons et sables fins ;
- une couche d'alluvions anciennes de 5 à 6 m d'épaisseur ;
- un substratum constitué de calcaire de Saint-Ouen.

L'axe de l'ouvrage se situe, au niveau du PM 1200, à 7,75 m de profondeur (niveau 27 NGF), le profil excavé étant entièrement constitué d'alluvions anciennes. La nappe phréatique se situe au niveau 30 NGF, à une profondeur moyenne de 5 m.

Les caractéristiques géotechniques des terrains sont rassemblées sur le tableau 6.1.

	γ (kN/m ³)	w_L	I_p	w (%)	k (m/s)	C_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	P_f (MPa)	E (MPa)
Alluvions Modernes : sables fins limoneux, limons sableux, limons	18	27±7	10±2	22±3	-	-	-	20	0,48	5,1
Limons Argileux	20	46±7	20±3	40±7	2,4 10 ⁻⁴ à 3,5 10 ⁻³	60	-	-	0,40	3,0
Alluvions anciennes	18	-	-	-	-	-	-	30	1,50-2,50	15,0-35,0

Tableau 6.1 - Caractéristiques des matériaux rencontrés sur le projet VL4

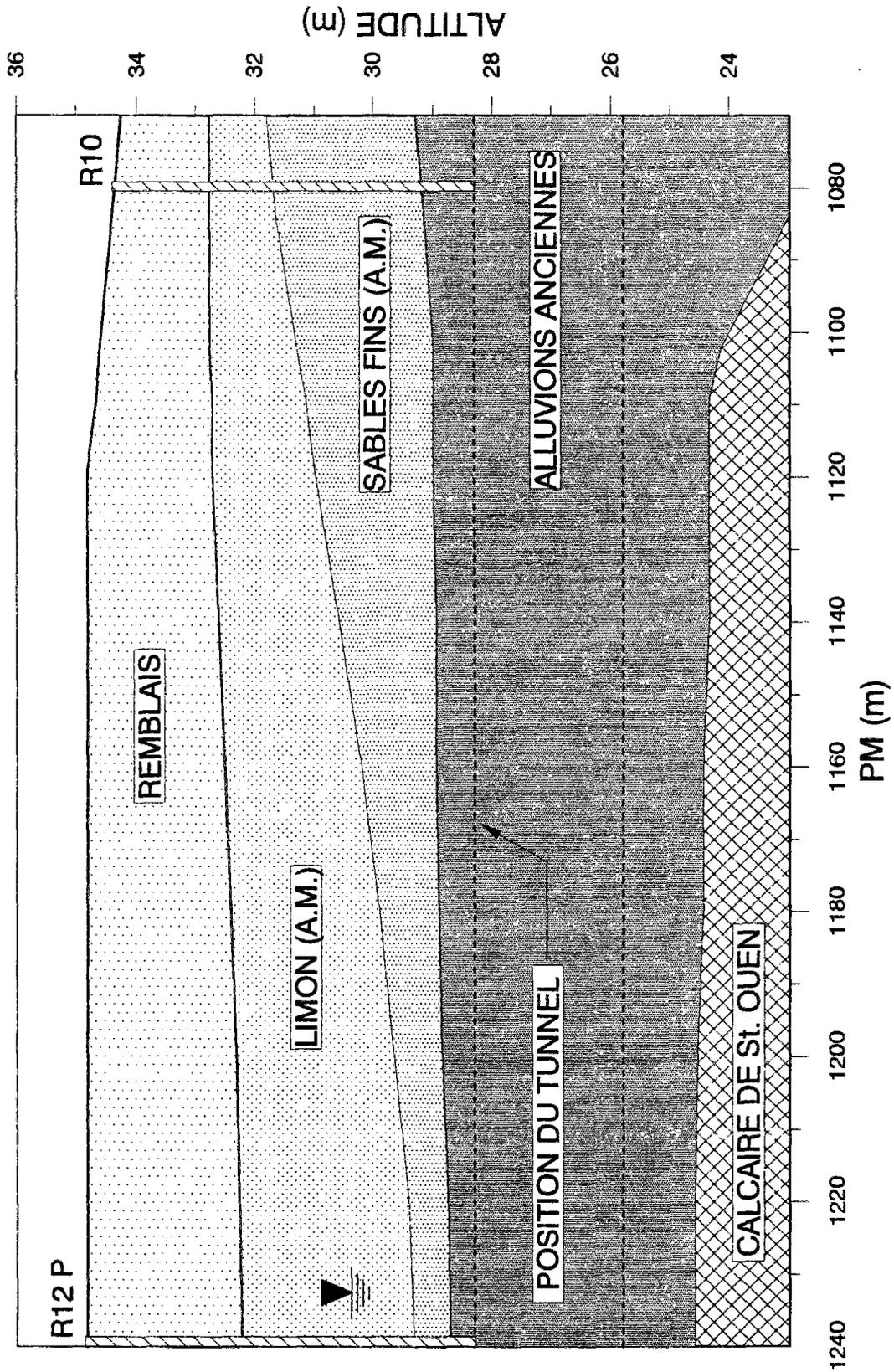


Figure 6.2 - Profil géologique

6.2.3 Méthode de réalisation

L'ouvrage a été creusé à l'aide d'un bouclier à pression de boue FIVES CAIL BABCOCK (figure 6.3), long de 5,60 m et de 3,35 m de diamètre extérieur. La machine est équipée de 10 vérins de poussé de 100 t. Le disque de coupe comprend 50 outils de coupe et 9 molettes ; sa puissance est de 90 kW et sa vitesse de rotation de 0 à 1,8 tr/mn dans les deux sens. Le soutènement du front de taille est assuré à l'aide d'une boue bentonitique C-Forage, distribuée par la Société Française des Bentonites et Dérivés, dosée à 55 kg/m³. Les pressions recommandées pour le creusement (Mohkam, 1990) sont, en moyenne, de 65 kPa.

Un anneau composé de voussoirs préfabriqués de 15 cm d'épaisseur est installé à l'avancement à l'arrière de la machine. La valeur théorique du vide annulaire (différence entre diamètre excavé et diamètre extérieur du soutènement) est de 150 mm. Cet espace est rempli d'un coulis inerte. Le remplissage s'effectue en continu, pendant la phase de foration, à l'aide de quatre tubes d'injection équi-répartis sur la périphérie de la queue de la jupe. Un ouvrage définitif, constitué d'un anneau de béton coulé en place, de 20 cm d'épaisseur moyenne, est exécuté après creusement de l'ensemble du tunnel.

6.3 INSTRUMENTATION DU MASSIF ENCAISSANT

6.3.1 Profil d'instrumentation

L'instrumentation, installée dans le terrain près du PM 1200 (figure 6.4) comprend :

- cinq inclinomètres ;
- cinq extensomètres de forage ;
- un canevas de 35 plots de nivellement en surface.

L'essentiel des appareils de mesures en profondeur sont effectivement implantés au PM 1200 : il s'agit des inclinomètres I1 à I4 et des extensomètres E1 à E4. Les deux autres tubes (inclinomètre I5 et extensomètre E5) se situent au PM 1205.

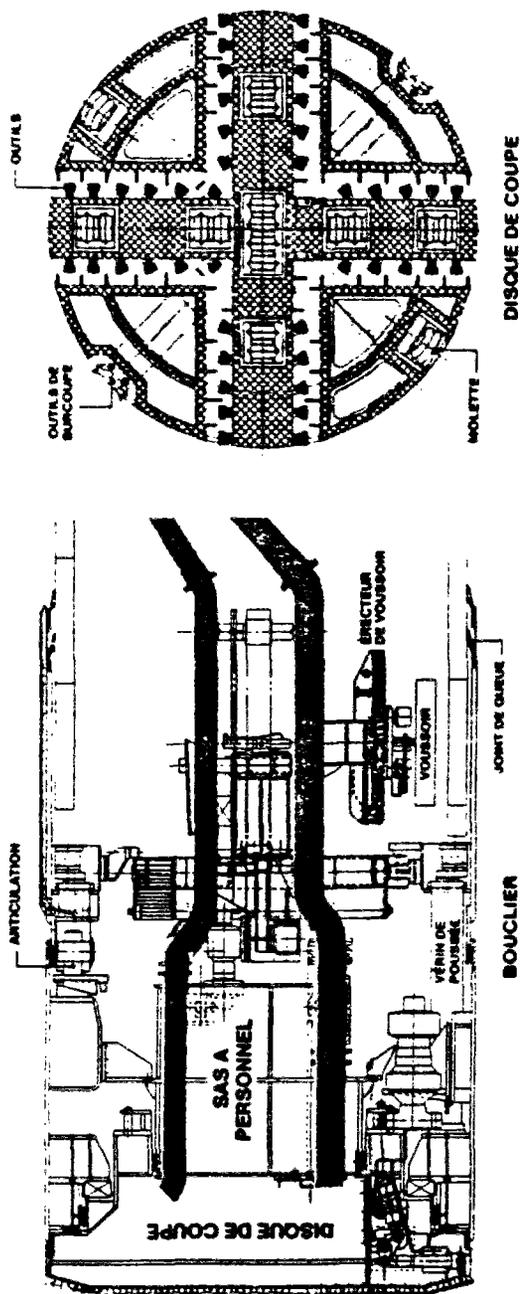


Figure 6.3 - Tunnelier à pression de boue (FIVE CAIL BABCOCK)
 (D'après le document descriptif du chantier, préparé par le Département du Val de Marne)

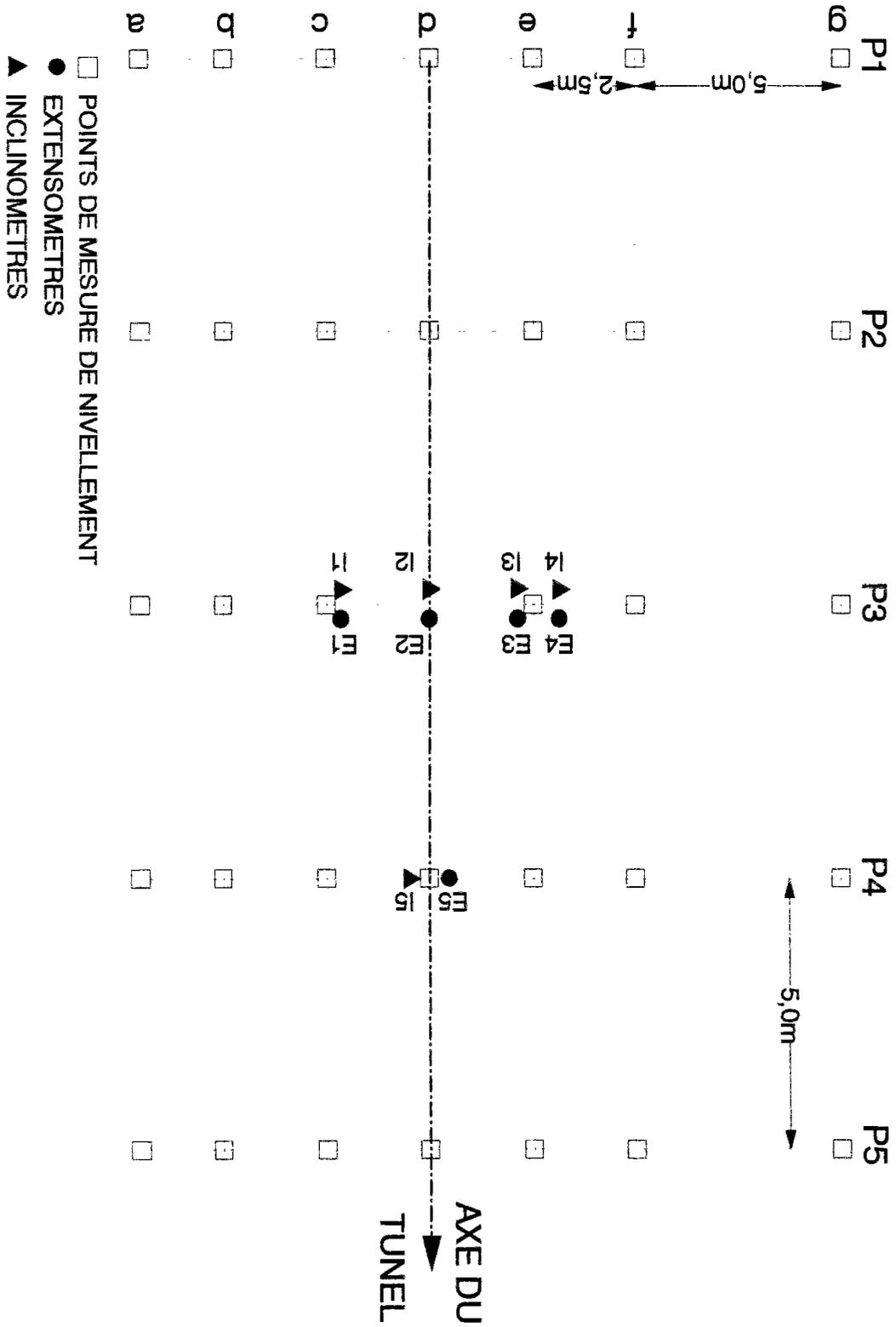


Figure 6.4 - Profil d'instrumentation (vue de dessus)

La figure 6.5 représente le dispositif de mesure installé au PM 1200. Les inclinomètres numérotés I1 et I3 et les extensomètres E1 et E3 ont été descendus à une profondeur de 15 m et sont situés à 2,15 m de part et d'autre du plan médian du tunnel. L'inclinomètre I4 et le tassomètre E4, également longs de 15 m, sont situés à 1 m de I3 et E3. L'inclinomètre I2 et le tassomètre E2, implantés au-dessus de l'axe du tunnel, ont été arrêtés à une profondeur de 5 m.

L'instrumentation du PM 1205 était destinée à observer le comportement du terrain situé au niveau de l'axe du tunnel, avant le passage de la machine. Le profil instrumenté se compose seulement de deux tubes, I5 et E5, longs de 15 m. Ces appareils, qui étaient situés sur la trajectoire du tunnelier, ont été détruits au moment du passage de la machine au PM 1205 ; l'arrivée du front au niveau des tubes de mesure a pu être identifiée précisément à l'aide d'un forage d'alarme, installé au PM 1204.

6.3.2 Planning des mesures

Le planning des mesures prévoyait deux prises de zéro pour chacun des deux profils instrumentés, suivies d'une série de mesures, correspondant à 15 positions différentes du front de taille, autour du PM 1200 (tableau 6.2). La campagne de mesure a duré environ 40 heures ; elle a été complétée par une autre intervention, au moment du passage de la machine au PM 1250. L'essentiel des mesures prévues a pu être effectué, à l'exception des relevés inclinométriques au moment du passage du front aux PM 1208, 1209 et 1212, qui ont dû être annulés, du fait d'un mauvais fonctionnement du système de mesure.

Les mesures de nivellement pendant cette auscultation ont été prises par trois intervenants différents :

- le CEBTP, pour les PM 1191, 1196, 1198, 1199, 1200, 1201, 1202, 1203, 1204 et 1205 ;
- le géomètre de chantier, pour les PM 1113, 1183, 1185, 1188, 1206, 1207, 1221, 1224 et 1230 ;
- le cabinet DURANT, pour les PM 1209, 1212, 1214, 1215 et 1216.

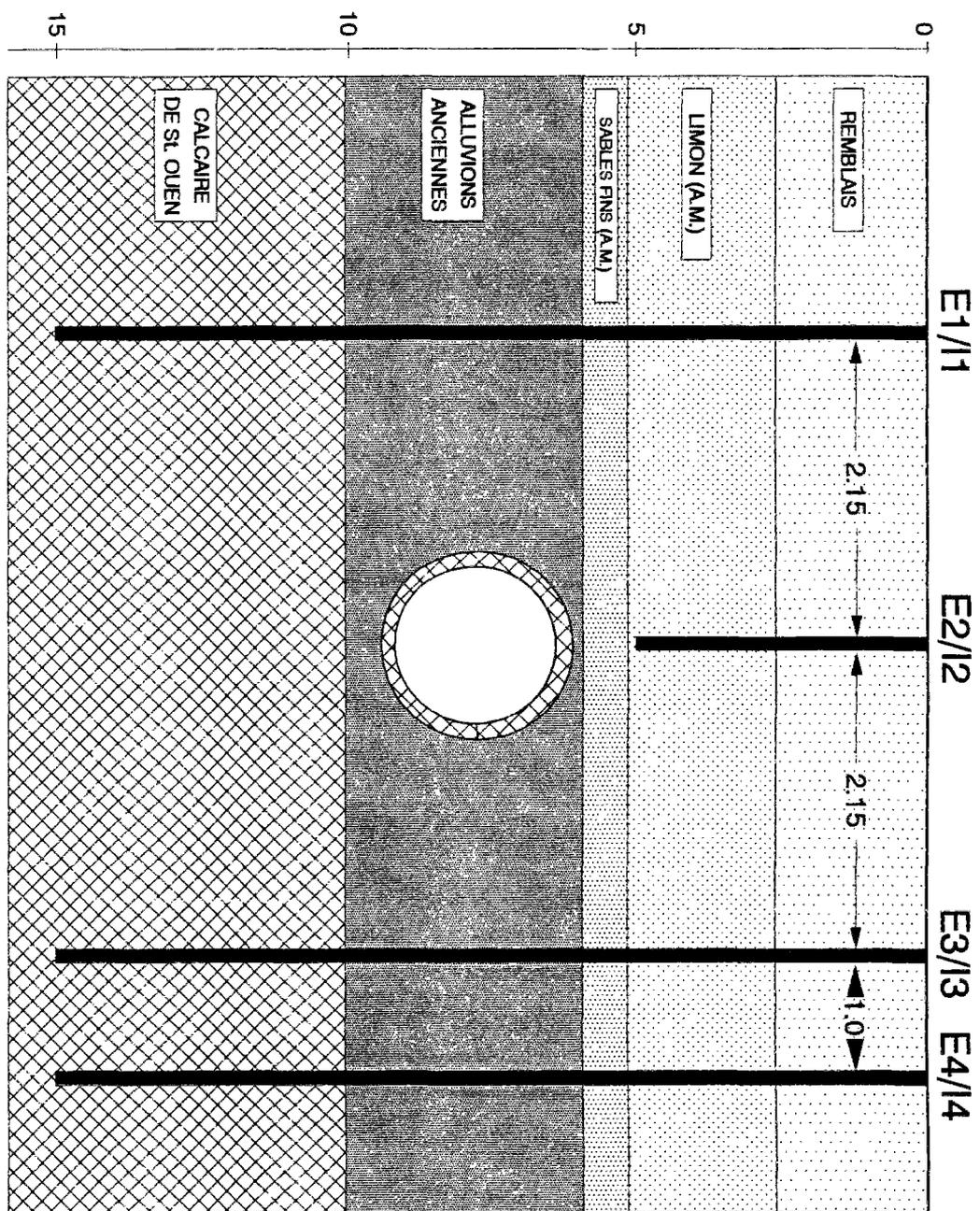


Figure 6.5 - Coupe transversale du profil d'instrumentation installé au PM 1200

	I1 à I4	E1 à E4	I5 E5	NIVELLEMENT EN SURFACE	DATE	DEBUT DES MESURES*	FIN DES MESURES*
ZERO	0	0	0	-	02-11-90	-	-
ZERO	0 BIS	0 BIS	0 BIS	-	28-11-90	-	-
PM 1191	1	1	1	1	07-01-91	10h30	11h30
PM 1196	2	2	2	2	07-01-91	14h35	16h35
PM 1198	3	3	3	3	07-01-91	17h30	18h30
PM 1199	4	4	4	4	07-01-91	19h50	21h30
PM 1200	5	5	5	5	07-01-91	22h40	23h30
PM 1201	6	6	6	6	08-01-91	00h25	01h15
PM 1202	7	7	7	7	08-01-91	02h20	03h05
PM 1203	8	8	8	8	08-01-91	04h10	05h05
PM 1204	9	9	9	9	08-01-91	06h30	07h20
PM 1205	10	10	-	10	08-01-91	11h15	12h05
PM 1206	11	11	-	11	08-01-91	13h30	14h05
PM 1207	12	12	-	12	08-01-91	16h25	17h40
PM 1208	13**	13	-	13	08-01-91	18h15	19h00
PM 1209	14**	14	-	14	08-01-91	19h55	20h40
PM 1212	15**	15	-	15**	08-01-91	23h40	00h05
PM 1250	16	16	-	16	12-01-91	04h30	05h45

* mesures d'inclinomètres et d'extensomètres

** ces mesures n'ont pu être effectuées

Tableau 6.2 - Plannig des mesures

La première de ces trois séries de mesures n'ayant pu être exploitée, seules ont été prises en compte, dans ce rapport, les mesures relatives aux PM 1113 à 1188 et 1206 à 1230.

Le CEBTP a également réalisé les mesures extensométriques et inclinométriques dans le terrain, ainsi que et les mesures extensométriques sur l'ouvrage de soutènement.

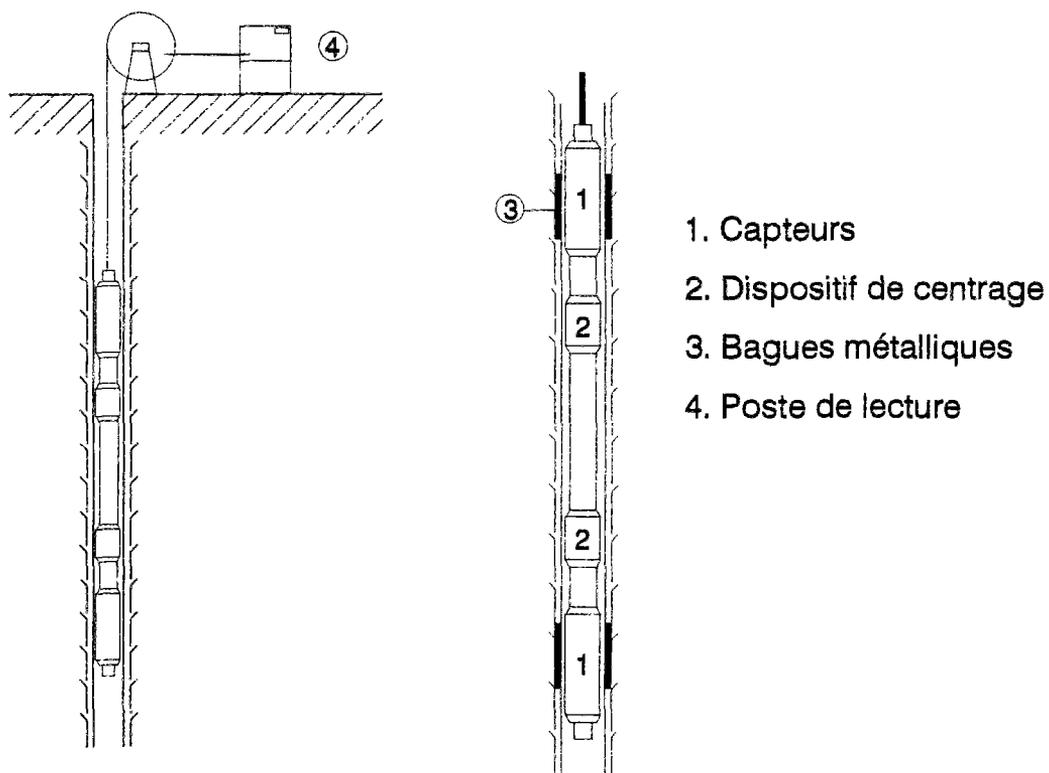
6.3.3 Appareils de mesure

6.3.3.1 Extensofors

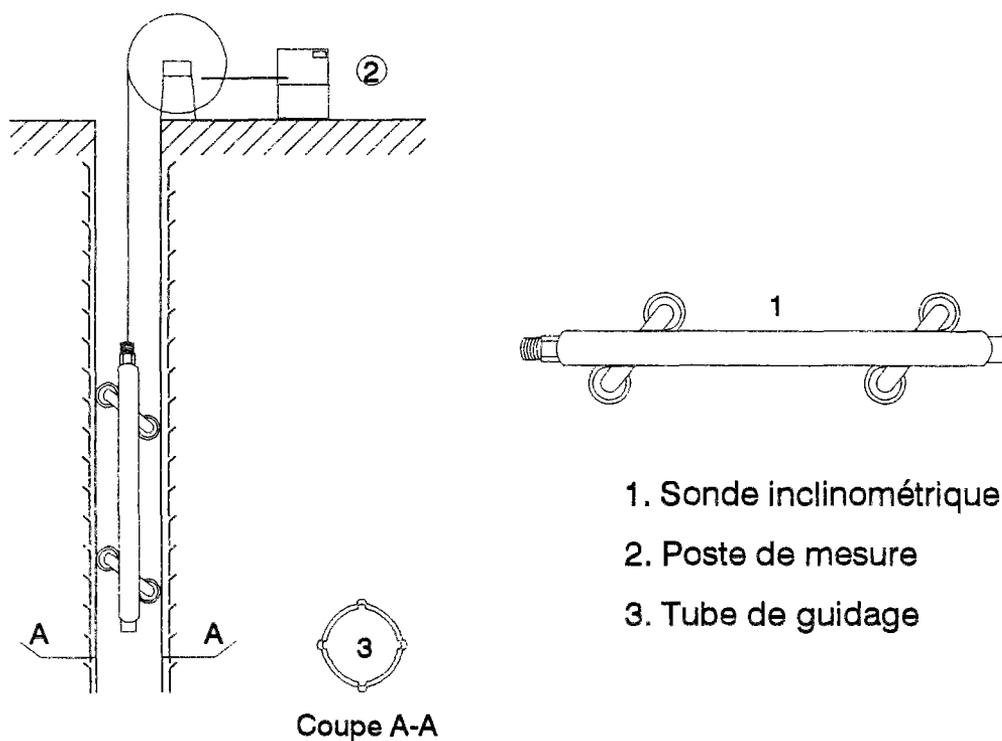
L'extensofor est un extensomètre mobile de forage (type Telemac), conçu pour mesurer les déplacements relatifs du massif le long de l'axe du forage (figure 6.6a). La mesure est effectuée le long d'un tube, installé à l'intérieur du forage ; l'appareil de mesure se présente sous la forme d'une torpille de 28 mm de diamètre et de 1,55 m de longueur comportant à chaque extrémité un capteur de déplacement inductif. Des bagues métalliques, solidaires du tube, sont scellées, au terrain à intervalles réguliers le long forage. Elles forment, avec les capteurs de déplacement de l'appareil, des circuits inductifs oscillants, dont on mesure la fréquence. Les valeurs de fréquences mesurées, étant fonction de la distance entre les bagues, permettent d'accéder (après application d'un coefficient extensométrique linéaire) au déplacement relatif entre deux bagues consécutives. On en déduit la valeur de la compression (diminution de la distance entre les bagues) ou de la dilatation (augmentation de la distance entre les bagues) du terrain situé entre les deux bagues.

6.3.3.2 - Inclinomètres

L'inclinomètre, ou clinomètre de forage (type Telemac-MPF1), permet de mesurer les mouvements transversaux (i.e. horizontaux dans le cas d'un forage vertical) d'un tube mis en place à l'intérieur du forage (figure 6.6b). L'appareil de mesure est constitué d'une sonde inclinométrique comprenant deux couples de roulettes. Ce dispositif permet le déplacement de la sonde à l'intérieur du tube ; le mouvement est guidé par 2 systèmes de rainures disposées à angle droit dans le tube. Dans le cas de l'auscultation des tunnels, l'orientation des rainures est généralement choisie de manière à permettre la mesure des déplacements horizontaux dans les



a - EXTENSOFOR



b - CLINOMETRE

Figure 6.6 - Appareils de mesures

directions parallèle et perpendiculaire à l'axe du tunnel. Les appareils installés au niveau du PM 1200 autorisent la prise de mesures tous les mètres, le long du tube ; le déplacement relatif entre deux niveaux successifs est lu directement sur un poste de mesure digital.

6.4 MESURES DE NIVELLEMENT

Les mesures de nivellement en surface ont été effectuées pour des positions du front comprises entre le PM 1113 et le PM 1230. La mesure prise au PM 1188 est considérée comme mesure de zéro, la zone instrumentée se situant alors hors de la zone d'influence de la machine. Certaines mesures étant inexploitable, seuls les relevés des profils P1, P2 et P3 (cf. figure 6.4), correspondant au passage du front aux PM 1206, 1207, 1209, 1212, 1214, 1215 et 1216 ont été retenus (cf. annexe C-I). Ces résultats sont rassemblés sur les figures 6.7 à 6.9, où sont représentés les tassements observés dans un plan perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage, pour différentes positions du front. Ces profils de tassements ont une allure classique de cuvette (Peck, 1969). Pour chaque ligne de mesures (P1, P2, P3), les cuvettes correspondant aux différentes positions du front considérées sont pratiquement identiques. Ceci résulte vraisemblablement des distances importantes séparant le front de taille et les lignes de mesures : ces distances étant supérieures à 16 m pour la ligne P1 et à 11 m pour la ligne P2, les résultats représentés sur les figures 6.7 et 6.8 correspondent à des niveaux de tassements à court terme pratiquement stabilisés. Seules les deux premières séries de mesures relevées sur la ligne P3 (figure 6.9) présentent une allure différente, avec des cuvettes de tassement relativement plates, au-dessus du tunnel ; elles correspondent au passage du front aux PM 1206 et 1207, i. e. à une distance des points de mesures au front de taille de 6 à 7 m. Compte tenu de la longueur de la machine (5,60 m), l'aplatissement observé des courbes de tassement pourrait traduire l'effet stabilisateur associé à la présence du bouclier. A partir du PM 1208, la cuvette de tassement se creuse brutalement et prend une allure analogue à celle constatée sur les lignes P1 et P2. Ces constatations semblent indiquer que la distance de stabilisation à court terme des tassements en surface serait de l'ordre d'une dizaine de mètres derrière le front de taille. Pour les trois lignes de mesures (P1, P2, P3) la valeur maximale du tassement, observée au-dessus de l'axe de l'ouvrage est de l'ordre de 5 mm.

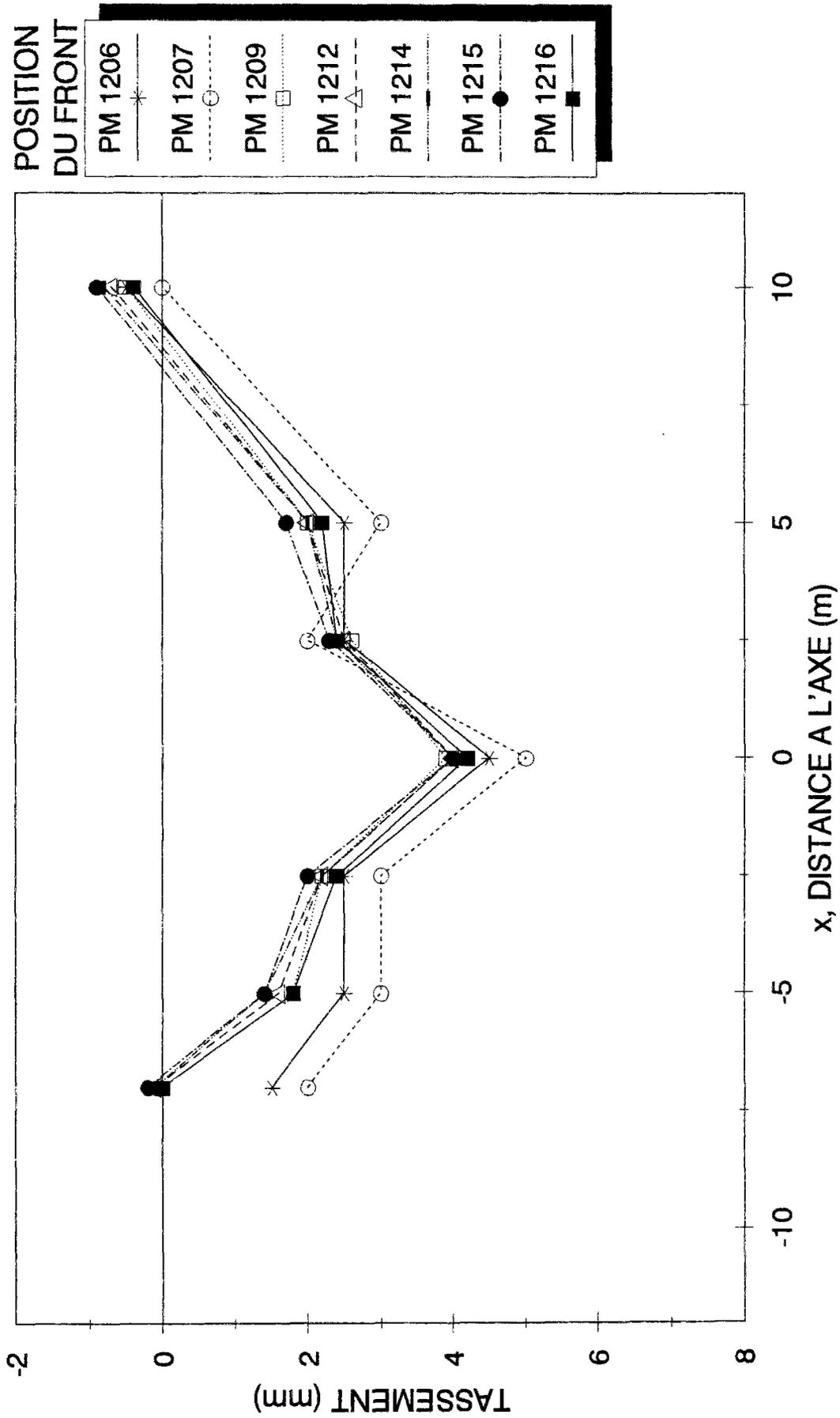


Figure 6.7 - Profils transversaux de tassement obtenus sur la ligne P1

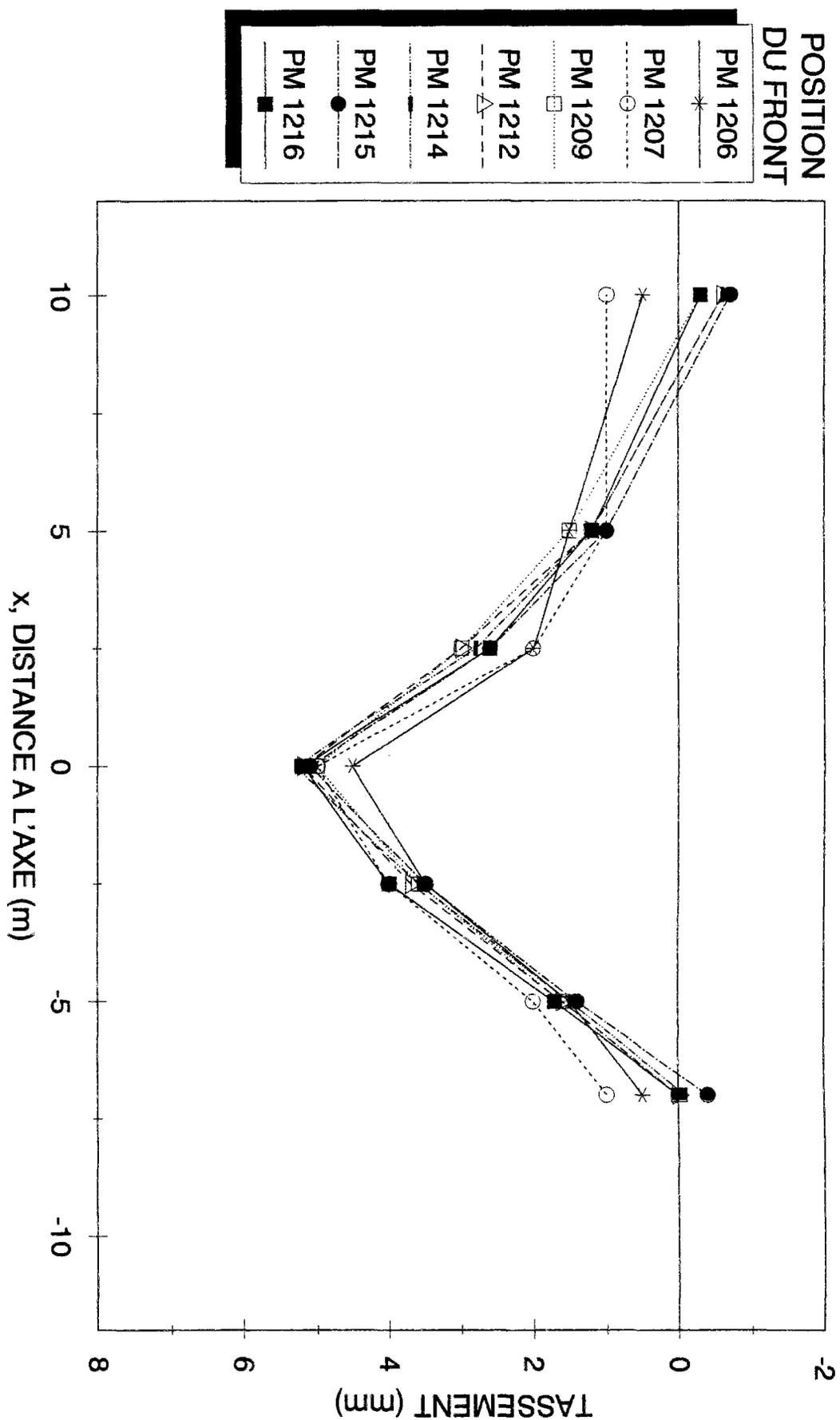


Figure 6.8 - Profils transversaux de tassement obtenus sur la ligne P2

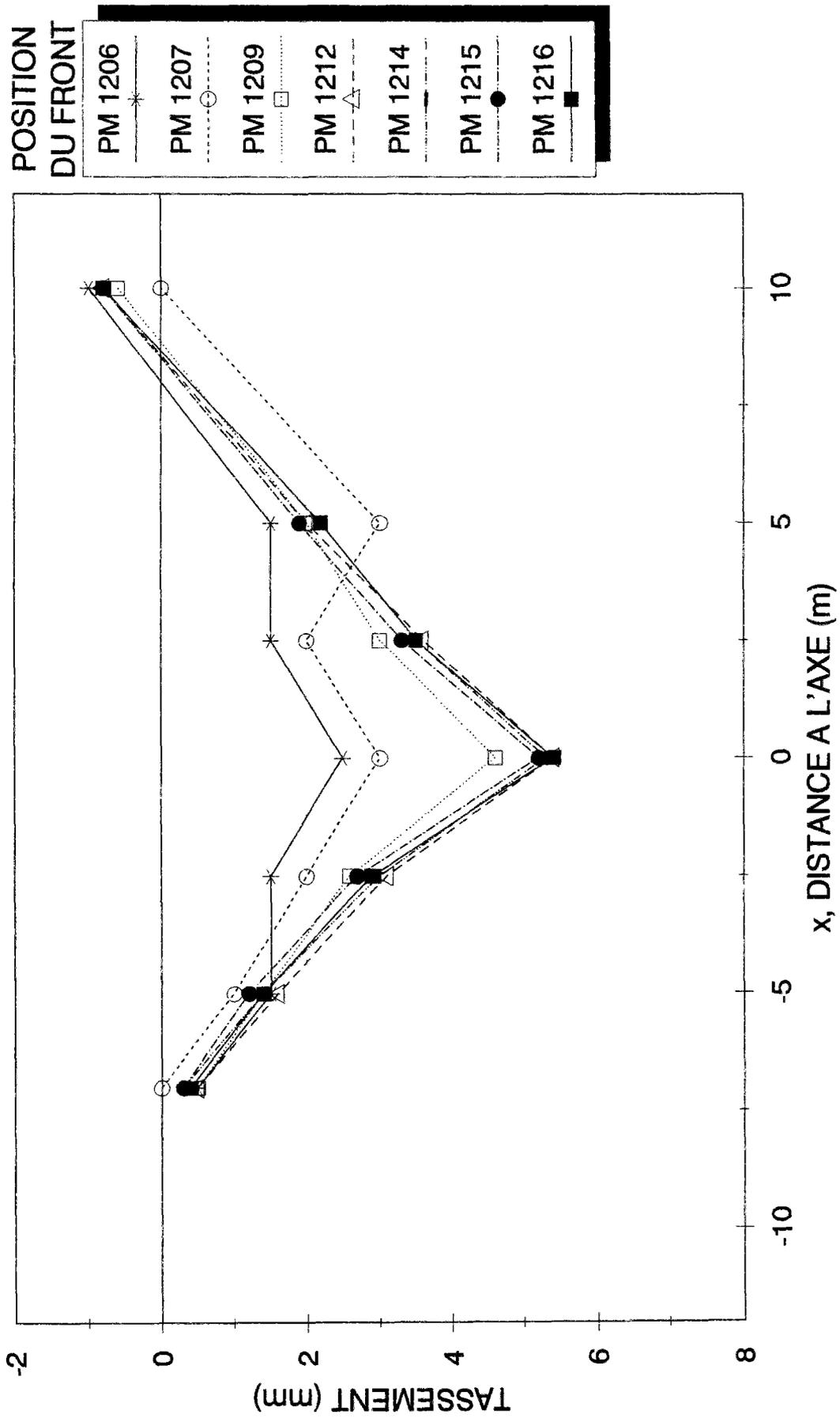


Figure 6.9 - Profils transversaux de tassement obtenus sur la ligne P3

Les profils de tassements représentés sur les figures 6.7 à 6.9 ont, dans l'ensemble, une allure de courbe de Gauss inversée, semblable à celle proposée par Peck (1969). Selon ce modèle, le tassement $s(x)$ à une distance x du plan médian du tunnel peut s'exprimer en fonction de la valeur maximale du tassement s_{\max} , observée au-dessus de l'axe de l'ouvrage et de l'étendue de la courbe de tassement, caractérisée par la distance i du point d'inflexion de la gaussienne au plan médian :

$$s(x) = s_{\max} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (1)$$

Les tassements enregistrés sur les lignes P1, P2, P3 sont rassemblés sur la figure 6.10 (les résultats correspondant au passage du front aux PM 1206 et 1207 ont été omis, ainsi que les valeurs négatives, peu vraisemblables, enregistrées à 10 m du plan médian du tunnel). Les points de mesure correspondants peuvent, pour l'essentiel, être encadrés par deux courbes de Gauss, de paramètres de distribution $2i/D$ (D étant le diamètre de l'ouvrage) respectivement égaux à 1,3 et 2,5.

L'influence de la distance de la ligne de mesure au front de taille sur les tassements observés en surface est examinée, de façon détaillée, sur les figures 6.11 à 6.13, où les tassements observés au niveau des lignes P1, P2, P3 sont tracés en fonction de la position relative du front de taille par rapport à la ligne de mesure. Les profils représentés sur ces figures correspondent à trois séries de plots de nivellement, disposées le long de l'axe du tunnel (cf. figure 6.4) :

- d (figure 6.11), sur l'axe ;
- c (figure 6.12) et e (figure 6.13), situées à 2,5 m de part et d'autre de l'axe.

Les trois lignes de mesures (P1, P2, P3) conduisent à des profils de tassements longitudinaux analogues (la largeur des fuseaux de tassements représentés sur les figures 6.11, 6.12, 6.13 étant, en général, de l'ordre du millimètre). Ces profils présentent une allure classique (Hanya, 1977), avec une initiation du tassement en avant du front de taille, suivi d'une phase d'accélération, puis de stabilisation. Les mesures disponibles ne permettent cependant pas de déterminer précisément le point d'amorçage du tassement ; ce point pourrait se situer à une distance de l'ordre de 5 à 10 m devant le front de taille. Sur les profils c et e

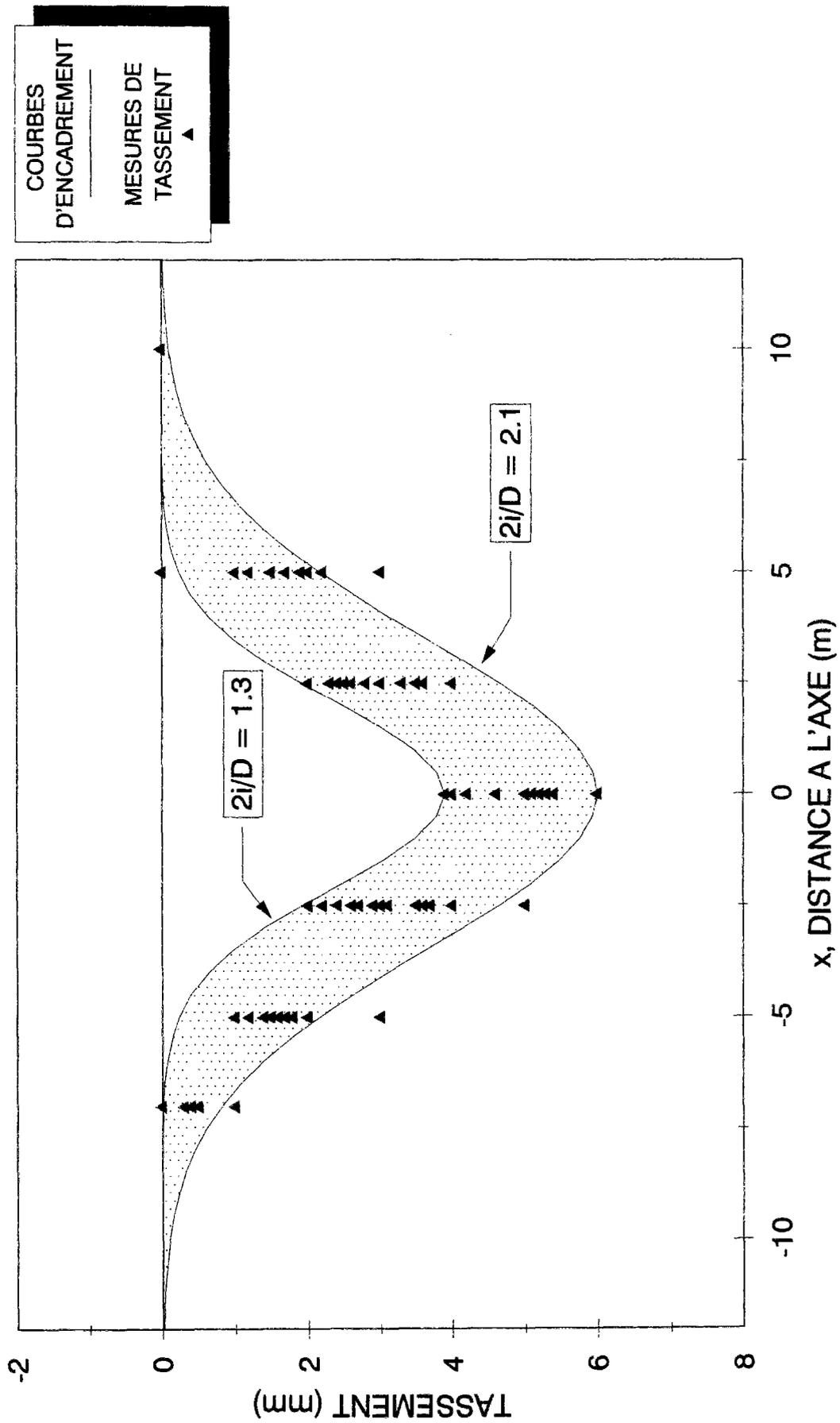


Figure 6.10 - Encadrement des cuvettes de tassement observées sur les lignes P1, P2 et P3

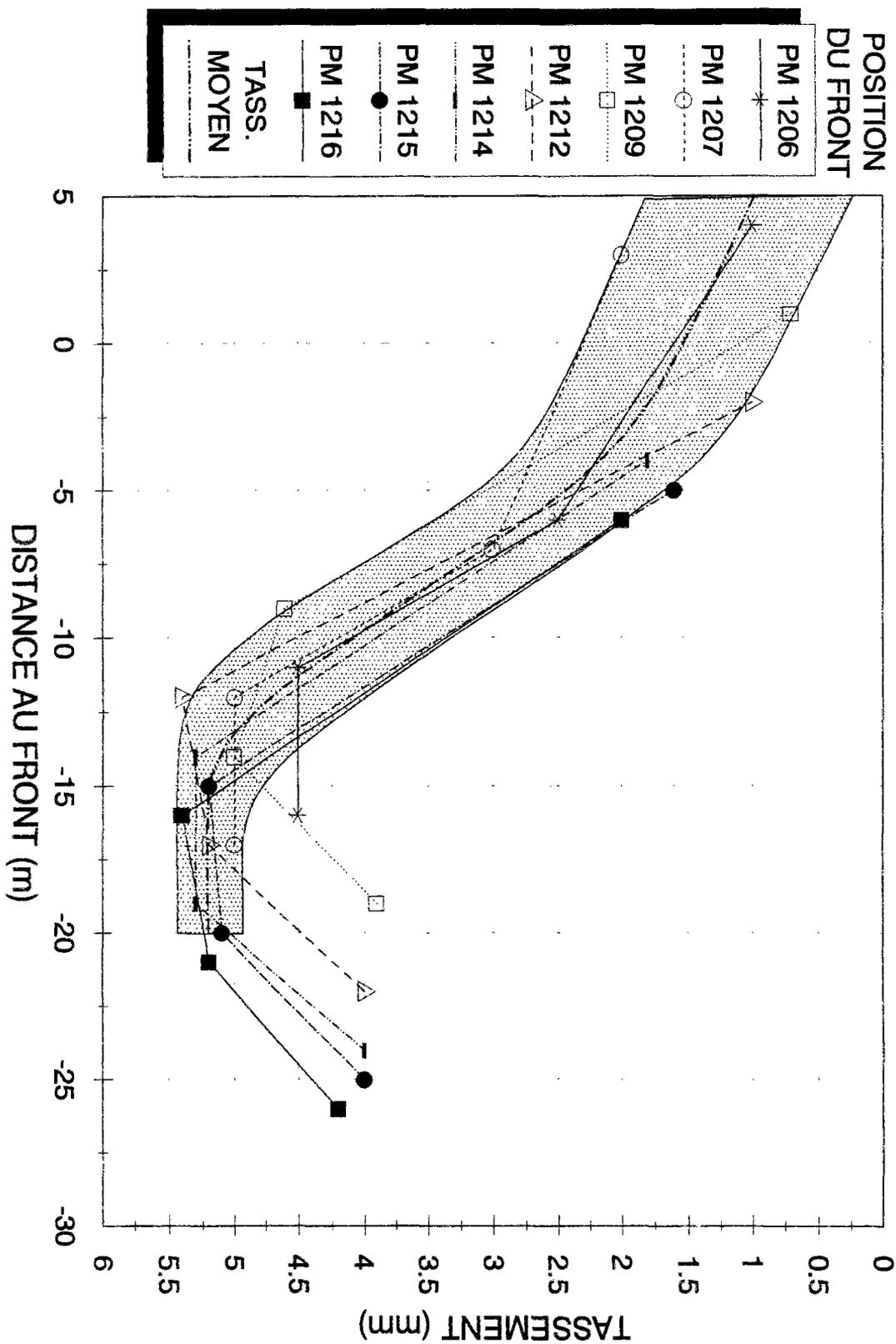


Figure 6.11 - Profils longitudinaux de tassements mesurés sur l'axe du tunnel (ligne d)

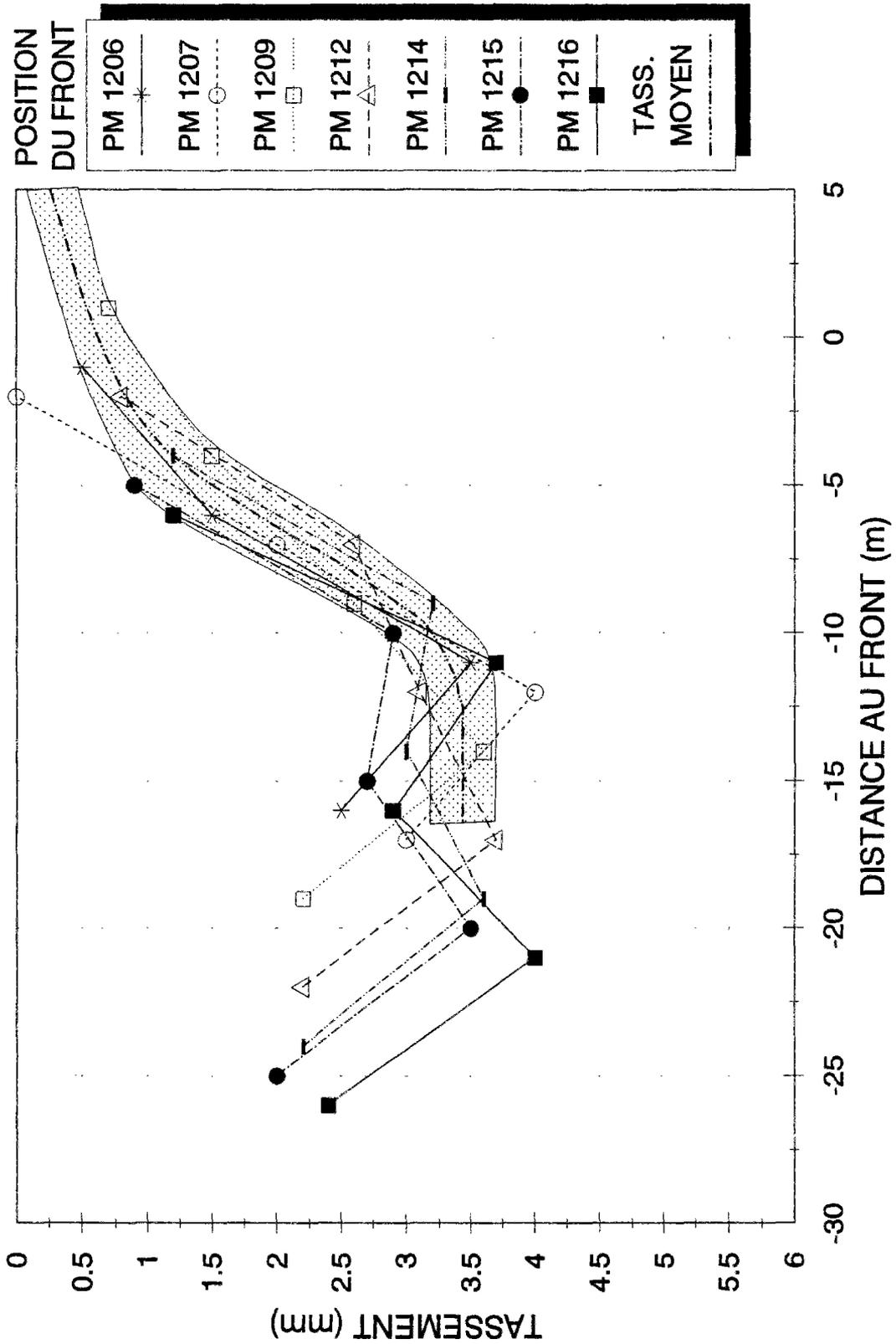


Figure 6.12 - Profils longitudinaux de tassements mesurés à -2,5 m de l'axe du tunnel (ligne c)

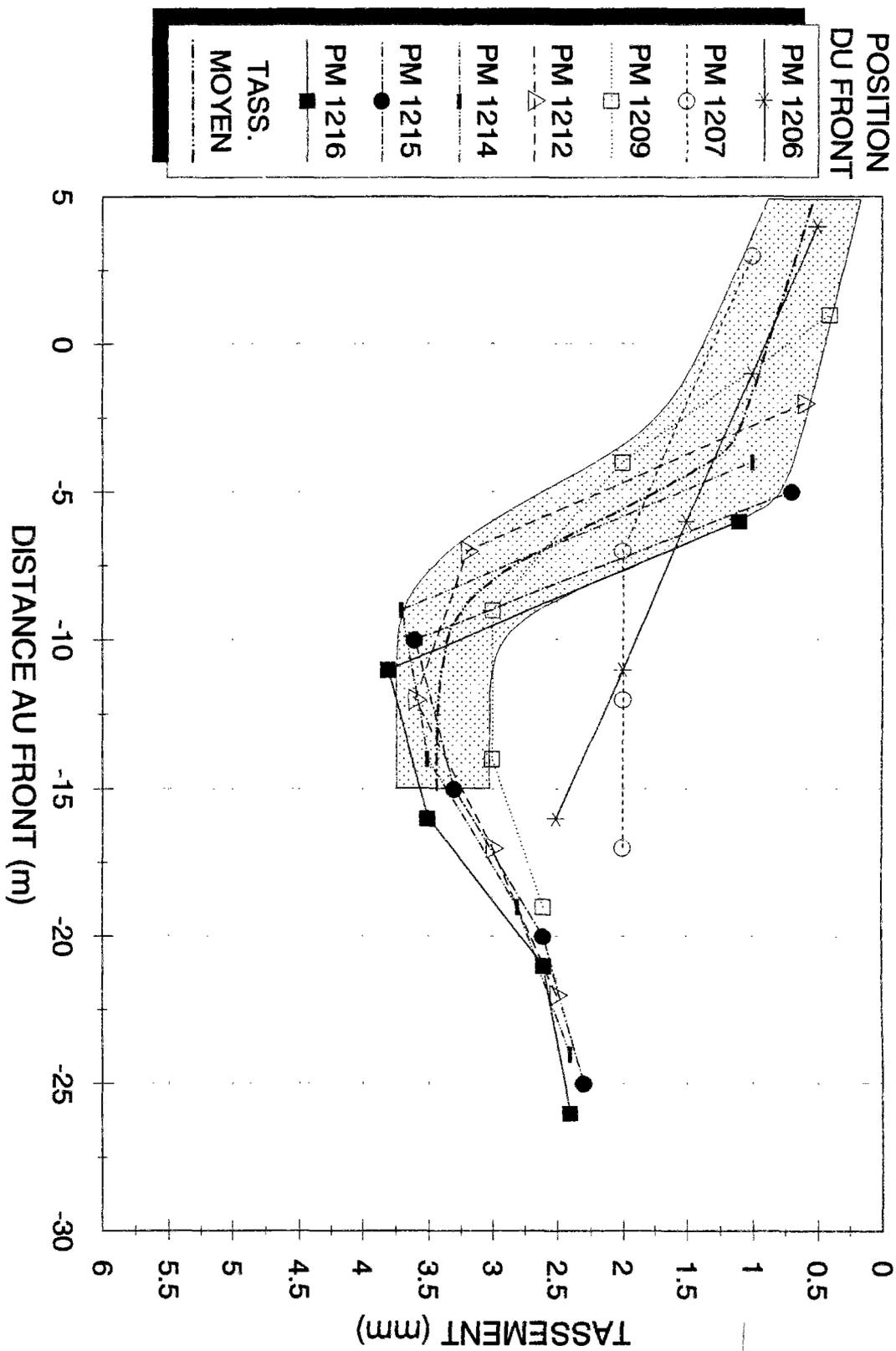


Figure 6.13 - Profils longitudinaux de tassements mesurés à 2,5 m de l'axe du tunnel (ligne e)

(figures 6.12 et 6.13), on observe une augmentation marquée de tassement entre 5 m et 10 m derrière le front, les déplacements se stabilisant à 3,5 mm. Le tassement au-dessus de l'axe (figure 6.11) atteint une valeur stabilisée de 5 mm, à une dizaine de mètres derrière le front de taille, ce qui est cohérent avec les observations faites sur les coupes transversales de tassements, obtenues sur la ligne P3 (figure 6.9).

6.5 EXTENSOMETRES

6.5.1 Mesures extensométriques

Les résultats des mesures extensométriques sont donnés à l'annexe C-II. Ces appareils ne fournissant que des mesures de déformations dans le terrain, leur interprétation, en termes de tassements, suppose la connaissance du déplacement absolu d'au moins un point du tube ; ceci est généralement obtenu par nivellement de la tête du tube. Les difficultés rencontrées dans l'analyse des mesures de nivellement ne permettent malheureusement pas de connaître, de manière précise, les valeurs des tassements engendrés en surface, au moment du passage de la machine ; toutefois les profils longitudinaux de tassement représentés sur les figures 6.11 à 6.13 fournissent une estimation de l'évolution du tassement en surface en fonction de la position de la machine. Les tassements moyens obtenus à partir de ces courbes (correspondant aux lignes médianes des fuseaux de tassements) ont donc été utilisés comme référence pour traduire en terme de déplacements verticaux les déformations mesurées par les extensomètres.

Les estimations des tassements ainsi obtenues sont représentées sur les figures 6.14 à 6.18. On a supposé, dans l'intégration des mesures de déformations, que le tassement à un mètre de profondeur était identique à celui estimé en surface, ce qui revient à négliger la déformation du premier mètre de terrain, situé sous la surface du sol (le dispositif utilisé ne permet pas de déterminer la déformation du terrain entre 0 et 1 m de profondeur) ; les résultats de mesures montrent qu'une telle hypothèse est raisonnable pour le cas examiné. Sur ces figures, le tassement (déplacement vertical) est donné en fonction de la profondeur, pour huit positions différentes du front (PM 1196, 1200, 1201, 1203, 1205, 1208, 1209 et 1250) ; ces positions ont été sélectionnées car elles correspondent aux évolutions les plus significatives des profils de tassements, pour les extensomètres E1 à E4 (l'extensomètre E5 étant détruit par le bouclier, seules 9 mesures aux PM 1191, 1196, 1198, 1199, 1200, 1201, 1202, 1203, 1204

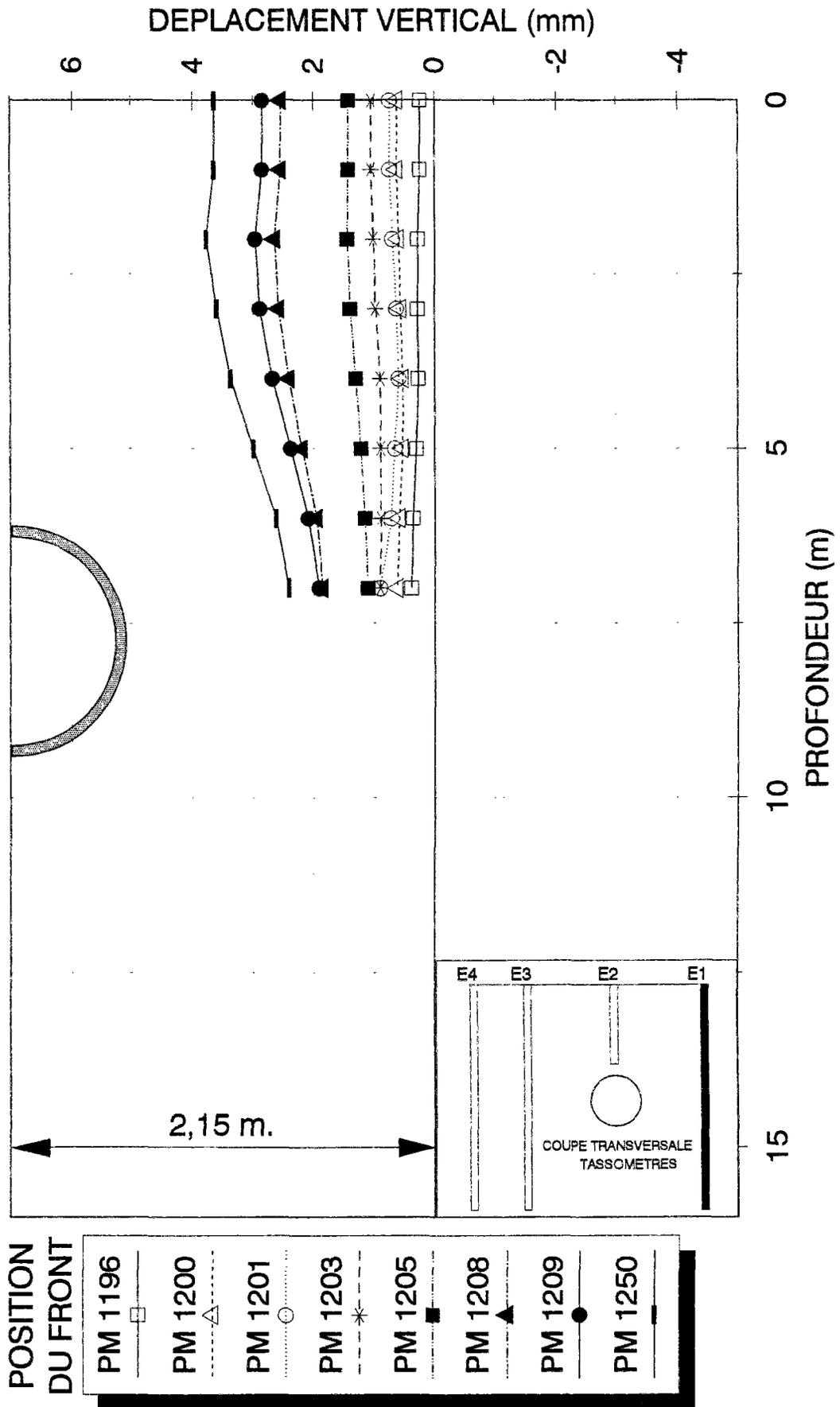


Figure 6.14 - Collecteur VL4 - Tassements estimés au PM 1200 - Extensomètre E1

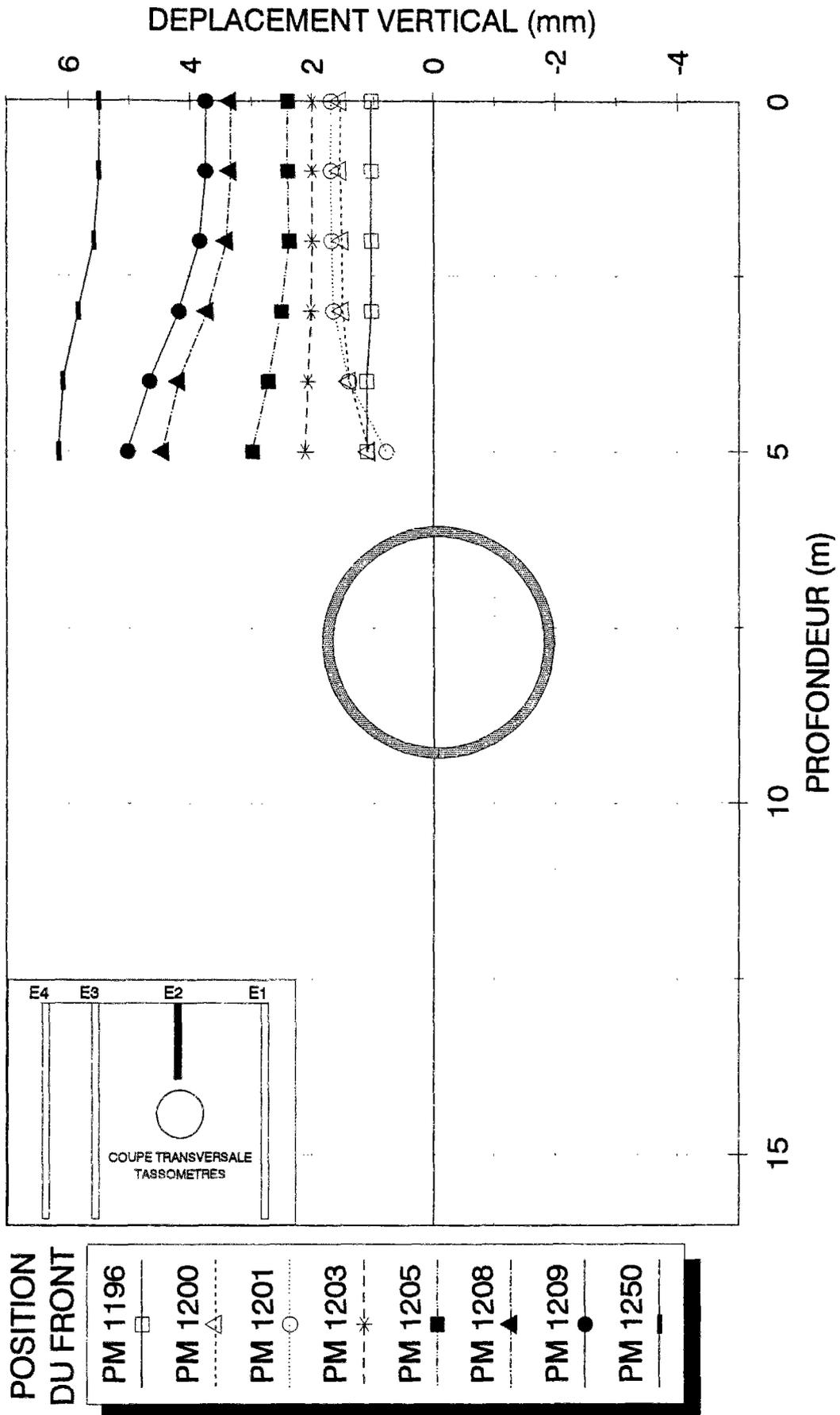


Figure 6.15 - Collecteur VL4 - Tassements estimés au PM 1200 - Extensomètre E2

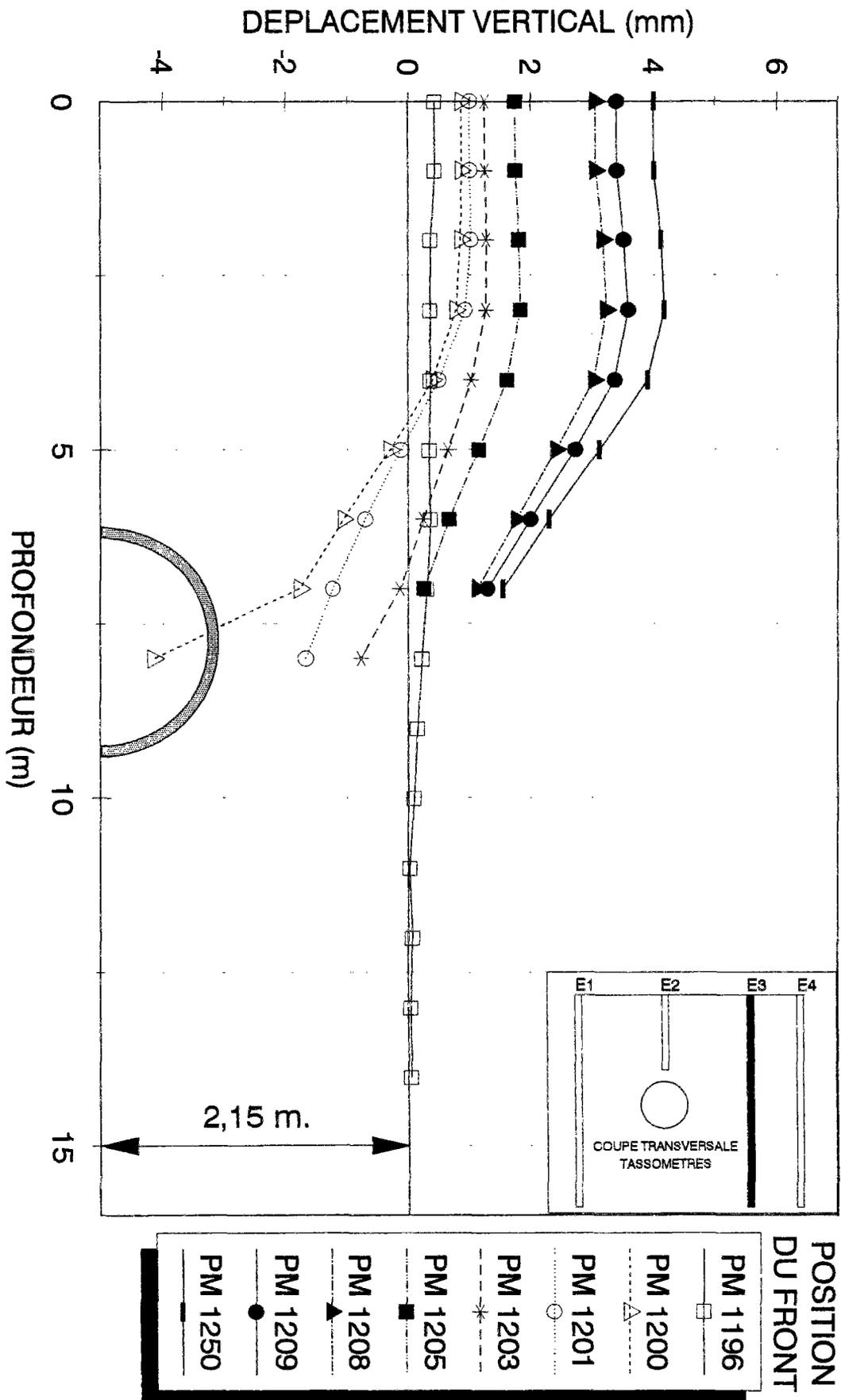


Figure 6.16 - Collecteur VL4 - Tassements estimés au PM 1200 - Extensomètre E3

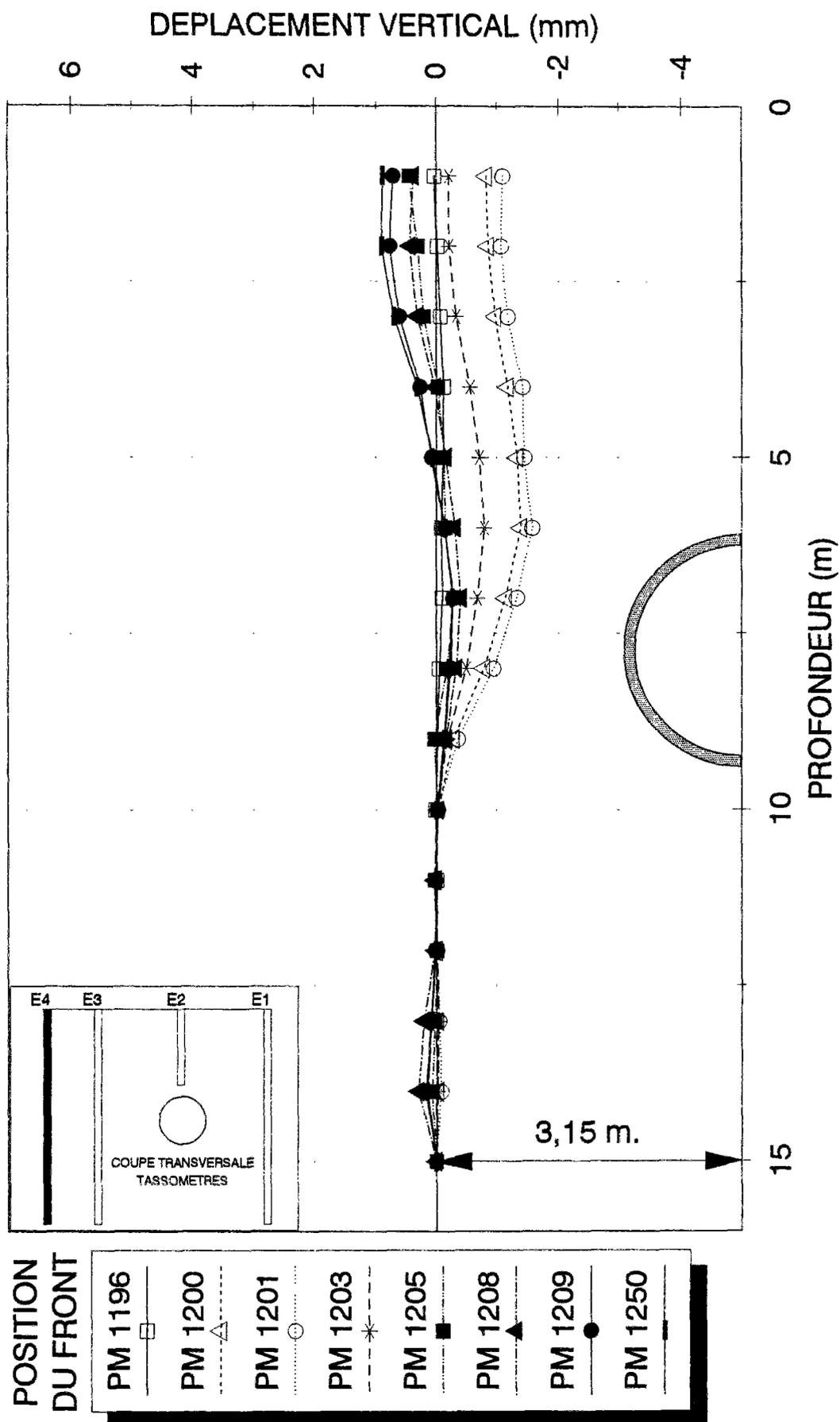


Figure 6.17 - Collecteur VL4 - Tassements estimés au PM 1200 - Extensomètre E4

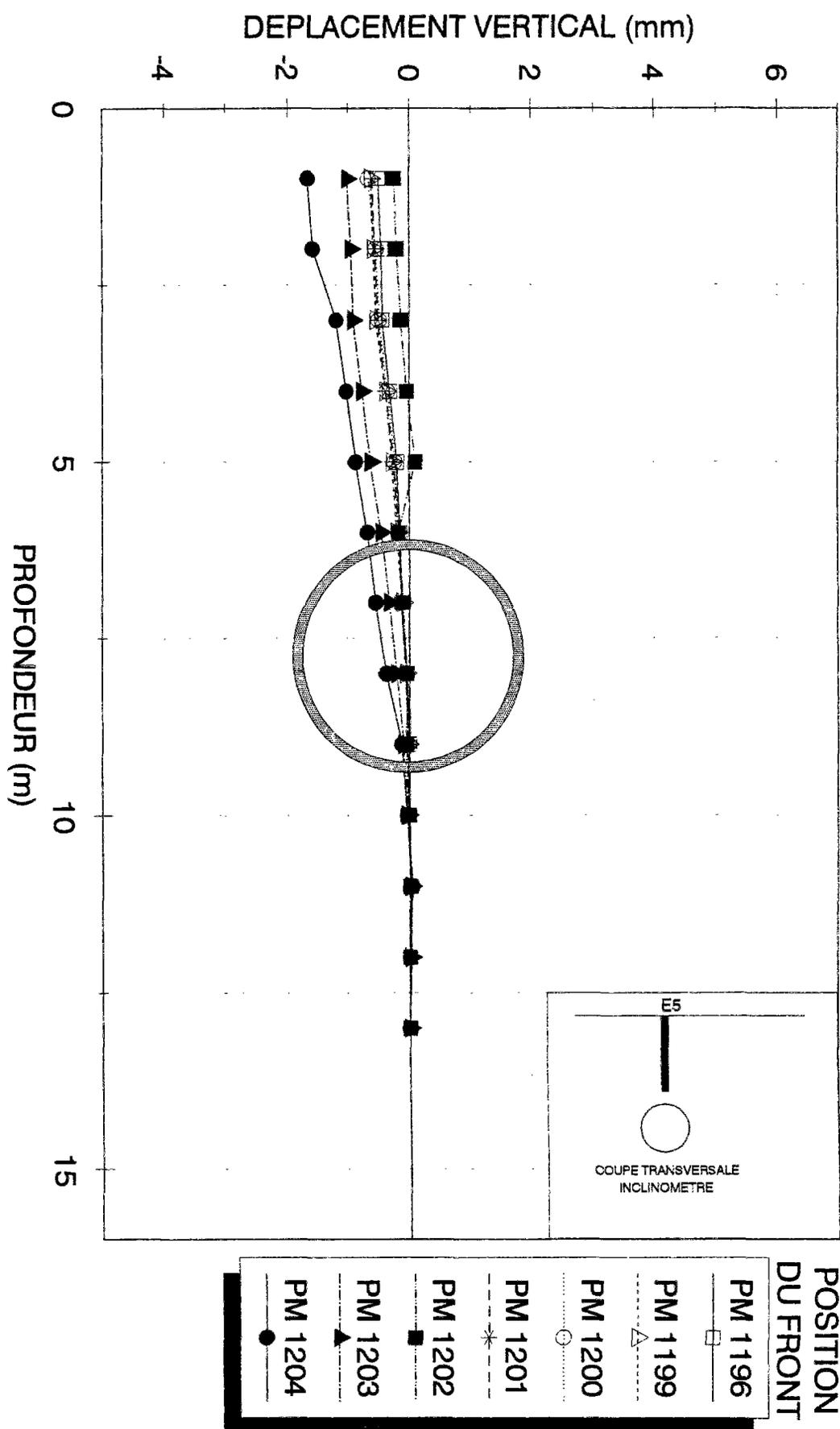


Figure 6.18 - Collecteur VL4 - Tassements estimés au PM 1205 - Extensomètre E5

sont disponibles pour cet appareil). Il est clair que la méthode utilisée pour déduire les déplacements verticaux des mesures de déformations le long du tube suppose une répétition identique du profil longitudinal de tassement pour chaque position du front et ne permet, en toute rigueur, que de fournir des indications approximatives sur les tassements induits dans le terrain par le creusement. Ces profils de tassement sont en réalité affectés non seulement par la nature du terrain mais aussi par l'utilisation de la machine. La cohérence des mesures de nivellement constatée sur les figures 6.7 à 6.9 semble indiquer que l'approche choisie devrait conduire à des estimations raisonnables des distributions des tassements avec la profondeur, pour le dispositif de mesure installé au PM 1200. Toutefois, des différences ont été observées dans la réponse du terrain entre les PM 1200 (E2, I2) et 1205 (E5, I5) et cette méthode ne peut prétendre aboutir à une détermination précise des tassements dans le terrain. D'autre part, détermination du nivellement en surface n'est, en toute rigueur, nécessaire, pour accéder au tassement le long du tube, que pour l'extensomètre E2, situé au-dessus de la clé de l'ouvrage. Pour les autres appareils (E1, E3, E4, E5), la base du tube, qui est scellée hors de la zone d'influence du tunnel (15 m de profondeur), peut être considérée comme fixe pendant le creusement et peut donc être choisie comme origine dans l'intégration des mesures de déformations. Cette méthode a été utilisée pour évaluer les tassements sur les appareils E4 et E5. Pour E1 et E3, les mesures ayant dû être arrêtées à 7 m de profondeur (en raison du blocage de la sonde à cette profondeur) à partir du PM 1198, la même procédure que pour l'extensomètre E2 a dû être appliquée.

6.5.2 Interprétation des mesures extensométriques

Les mesures effectuées sur l'extensomètre E1 sont représentées sur la figure 6.14. On observe, entre les PM 1196 et 1203 (de 4 m avant à 3 m derrière le front), un tassement uniforme sur toute la hauteur de mesure, de l'ordre de 1 mm. Le tassement augmente brusquement au PM 1208 (8 m derrière le front) avant de se stabiliser progressivement ; la valeur maximale du tassement, estimée, en tête de tube, au PM 1250 est de 3,5 mm. Les trois derniers profils de tassements (PM 1208, 1209 et 1250) présentent une allure identique, avec :

- un déplacement en bloc du terrain entre 0 et 3 m de profondeur ;
- une diminution du tassement avec la profondeur entre 3 et 7 m.

Ces mesures mettent en évidence une zone de compression des terrains situés à 2,15 m de l'axe du tunnel (côté E1), entre 3 et 7 m de profondeur.

Un phénomène analogue, mais plus accentué peut être observé sur l'extensomètre E3 (figure 6.16). La compression au-delà de 4 m de profondeur est plus marquée que pour E1 et atteint son maximum au PM 1200, c'est à dire au moment du passage du bouclier à proximité de la ligne de mesure. Le tassement estimé en tête de tube est de 3,5 mm au passage du front au PM 1209 et atteint 4 mm au PM 1250.

Les résultats obtenus sur l'extensomètre E4 sont représentés sur la figure 6.17. Les courbes de tassement ont une allure semblable à celles de E1 et E3 mais plus atténuée, ce qui est à attribuer à la distance plus forte de l'appareil à l'axe du tunnel (3,15 m). Les mesures relevées sur toute la hauteur du tube mettent en évidence une légère compression des terrains entre 4 et 6 m de profondeur. Elles indiquent un soulèvement, de l'ordre de 1 mm, au passage de la machine au PM 1200. Le tassement est nul au-delà de 10 m de profondeur ; la valeur maximale du déplacement en tête de tube est de 1 mm.

Trois phases de tassement peuvent être identifiées pour l'extensomètre E2, situé au-dessus de l'axe du tunnel (figure 6.15) :

- un tassement d'ensemble de l'ordre de 1 mm, sur toute la hauteur du tube, en avant du front de taille (PM 1196) ;
- une légère augmentation des tassements, entre 0 et 1 m derrière le front (PM 1200 et 1201), accompagnée d'une compression du terrain situé entre 3 et 5 m de profondeur ;
- à partir du PM 1205 (5 m derrière le front), l'évolution des déplacements avec la profondeur s'inverse et une zone de décompression se développe, entre 2 et 5 m de profondeur. Le tassement estimé au PM 1209 (9 m derrière le front) est inférieur à 4 mm en tête de tube et atteint 5 mm à 5 m de profondeur. Le tassement estimé au passage du PM 1250 est de l'ordre de 6 mm.

L'extensomètre E5, implanté au PM 1205 au niveau de l'axe du tunnel (figure 6.18) indique une tendance générale à une compression du terrain. La compression augmente à mesure que le bouclier s'approche du point de mesure. On peut remarquer, toutefois, que le soulèvement du terrain est plus fort proche de la surface qu'au niveau du tunnel, ce qui indique une dilatance dans cette zone. Cette contradiction met en cause la fiabilité des mesures effectuées au PM 1205 (cf. le paragraphe 5.11).

La figure 6.19 donne une représentation de la déformation finale du terrain déduite des mesures extensométriques effectuées au PM 1200 ; ce profil de déformation permet de mettre en évidence :

- deux zones de compression, situées de part et d'autre de la galerie ;
- une zone de décompression, entre 0 et 4 m au-dessus de la clé de l'ouvrage.

6.5.3 Interprétation des mesures brutes extensométriques

Dans le paragraphe précédent, les mesures extensométriques ont été traduites en termes de déplacement en utilisant les informations déduites des mesures de nivellement. Celles-ci ne permettent d'accéder qu'à une valeur moyenne du tassement de surface et ne peuvent donc conduire qu'à des profils approximatifs de déplacement verticaux dans le massif. Ceci, nous a amenés à effectuer une analyse indépendante des mesures extensométriques afin de mieux tirer parti de la précision de ces dernières.

Les figures 6.20 et 6.21 représentent les mesures extensométriques brutes cumulées à partir de la surface du sol, enregistrées sur les appareils E2 et E5 respectivement. Ces mesures donnent la déformation encaissée par le terrain jusqu'à la profondeur donnée, en fonction de la position du front de taille par rapport au PM de l'appareil de mesure (PM 1200 pour E2 sur la figure 6.20 et PM 1205 pour E5 pour la figure 6.21). La figure 6.20 relative à l'extensomètre E2, montre que le terrain ne subit aucune déformation jusqu'à 3 m devant le front de taille, aussi bien en surface qu'en profondeur. A partir de 3 m du front de taille, on remarque, entre 2 et 4 m de profondeur, une compression du terrain qui se poursuit jusqu'à 1 m après le passage du front de taille. La compression dans le terrain est plus forte dans la

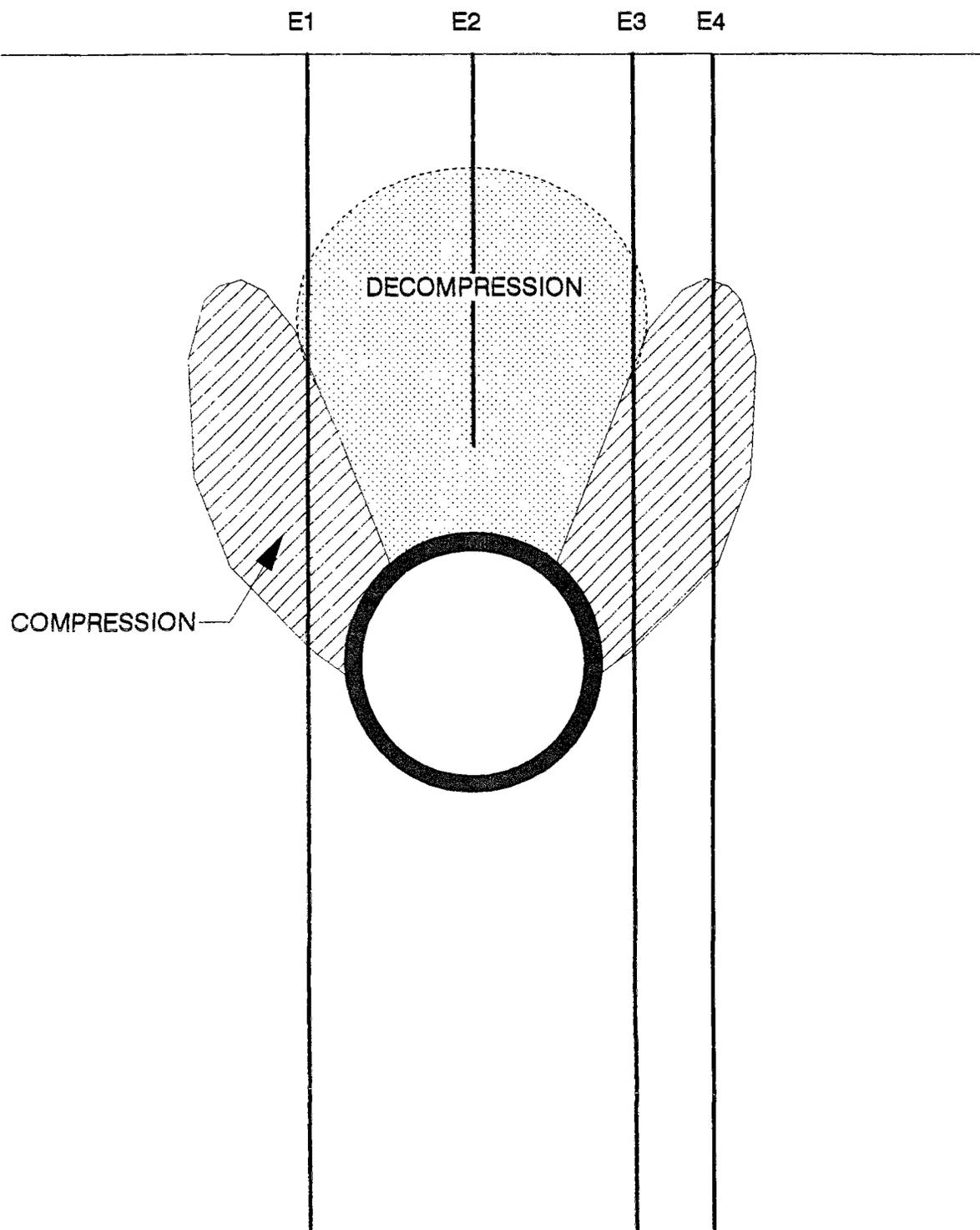


Figure 6.19 - Déformations finales du terrain

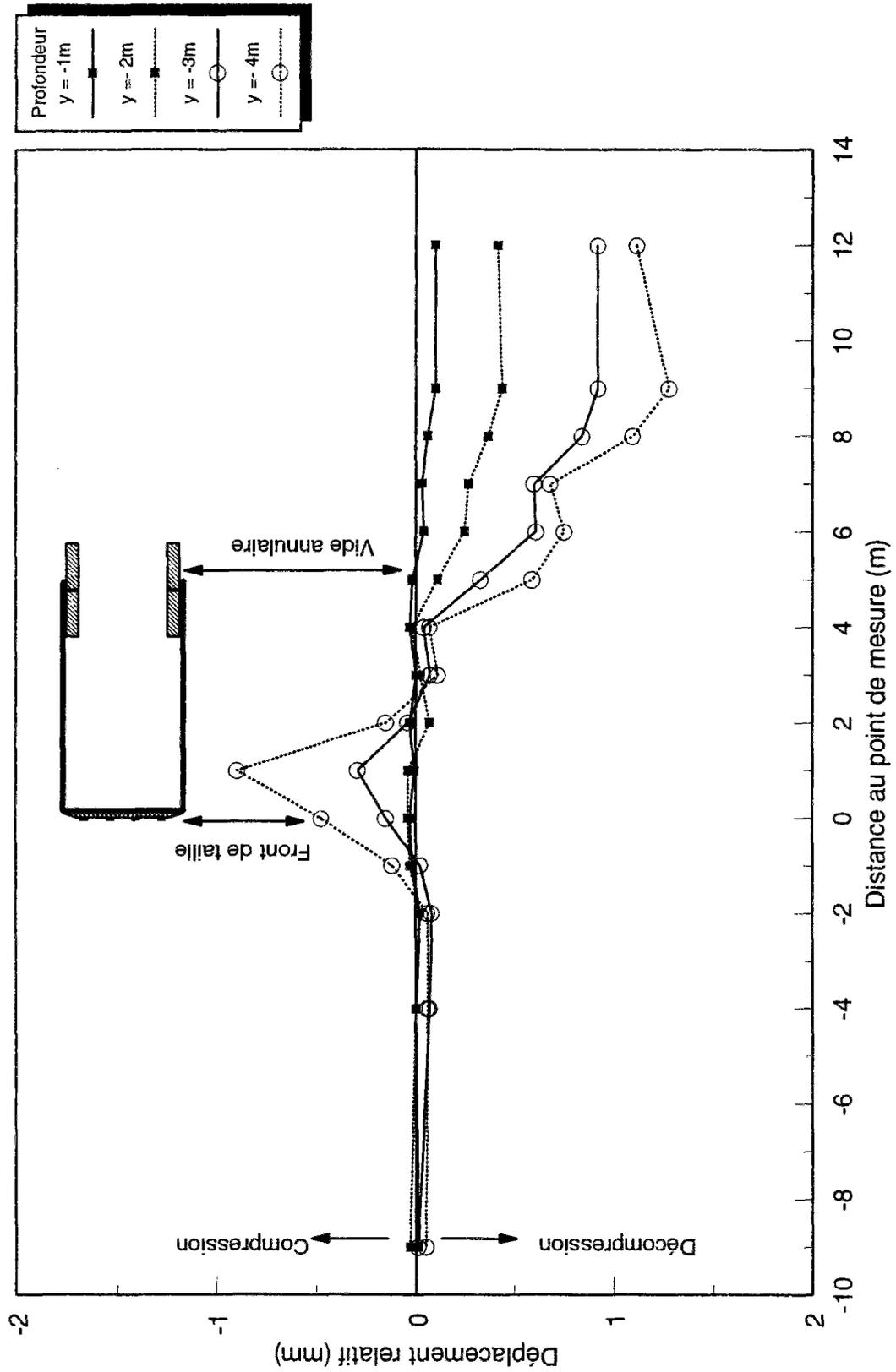


Figure 6.20 - Mesures relatives cumulées sur l'extensomètre E2

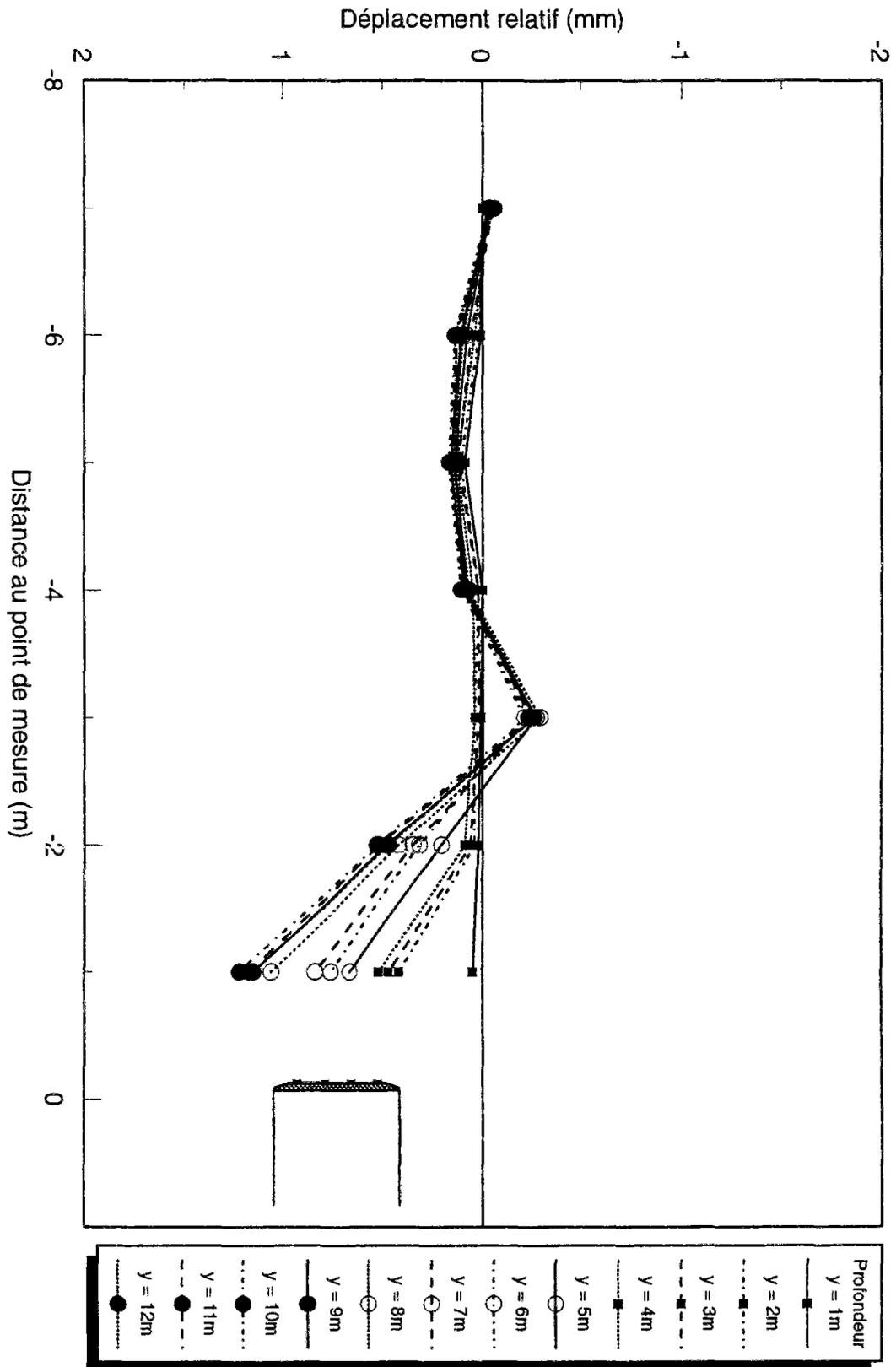


Figure 6.21 - Mesures relatives cumulées sur l'extensomètre E5

zone située proche de la machine (le maximum se produit à 4 m de profondeur), et diminue à mesure qu'on s'en éloigne. Le terrain situé entre la surface et 2 m de profondeur ne semble pas être affecté par ce phénomène. Cette compression du terrain est probablement due à la pression appliquée au front de taille qui affecte le terrain sur une distance approximativement égale à 4 m (la voûte du tunnelier étant située à 6 m de profondeur). Après le passage du front, la déformation du terrain tend à s'inverser. La dilatation du terrain continue à augmenter, après une légère stabilisation entre 3 et 4 m à l'arrière du front de taille. La zone affectée par ce phénomène se propage jusqu'à 2 m de profondeur. L'accroissement de la dilatation du terrain à cet endroit est probablement dû à la présence du vide annulaire, qui est rencontré à approximativement 5 m derrière le front de taille. Entre 2 et 4 m de profondeur, la réponse du terrain semble être affectée par l'injection de coulis sous pression qui tend à limiter la dilatation du terrain ; cet effet est ressenti à environ 6 m derrière le front de taille ; à partir de cette distance l'effet du coulis sous pression semble s'estomper, ce qui se traduit par une reprise de la dilatation du terrain, la stabilisation des déformations étant également observée à 10 m derrière front de taille.

Les déformations enregistrées sur l'extensomètre E5 (PM 1205) sont représentées sur la figure 6.21. Sur cette figure, le PM 1196 a été choisi comme mesure de zéro. Les mesures effectuées sur cet appareil montrent que le terrain ne subit pratiquement pas de déformation, voire une très légère décompression, jusqu'à 4 m devant le front de taille. A partir de cette distance, on remarque deux types de réponse en fonction de la profondeur : le terrain situé entre 0 et 4 m de profondeur ne subit aucune déformation jusqu'à une distance égale à deux mètres devant le front de taille, après laquelle apparaît une légère décompression ; au-delà de 4 m de profondeur on observe une compression du terrain qui a tendance à s'inverser au PM suivant, le terrain étant comprimé jusqu'à 1 m devant le front de taille.

La déformation du terrain mesurée sur l'extensomètre E5 est comparée à celle de l'extensomètre E2 sur la figure 6.22 pour deux profondeurs, 3 et 4 m. On peut remarquer que le terrain ne subit pas de mouvement significatif jusqu'à 4 m du front de taille aussi bien sur E2 que sur E5. Entre 3 et 4 m devant le front de taille, seul l'extensomètre E5 enregistre une

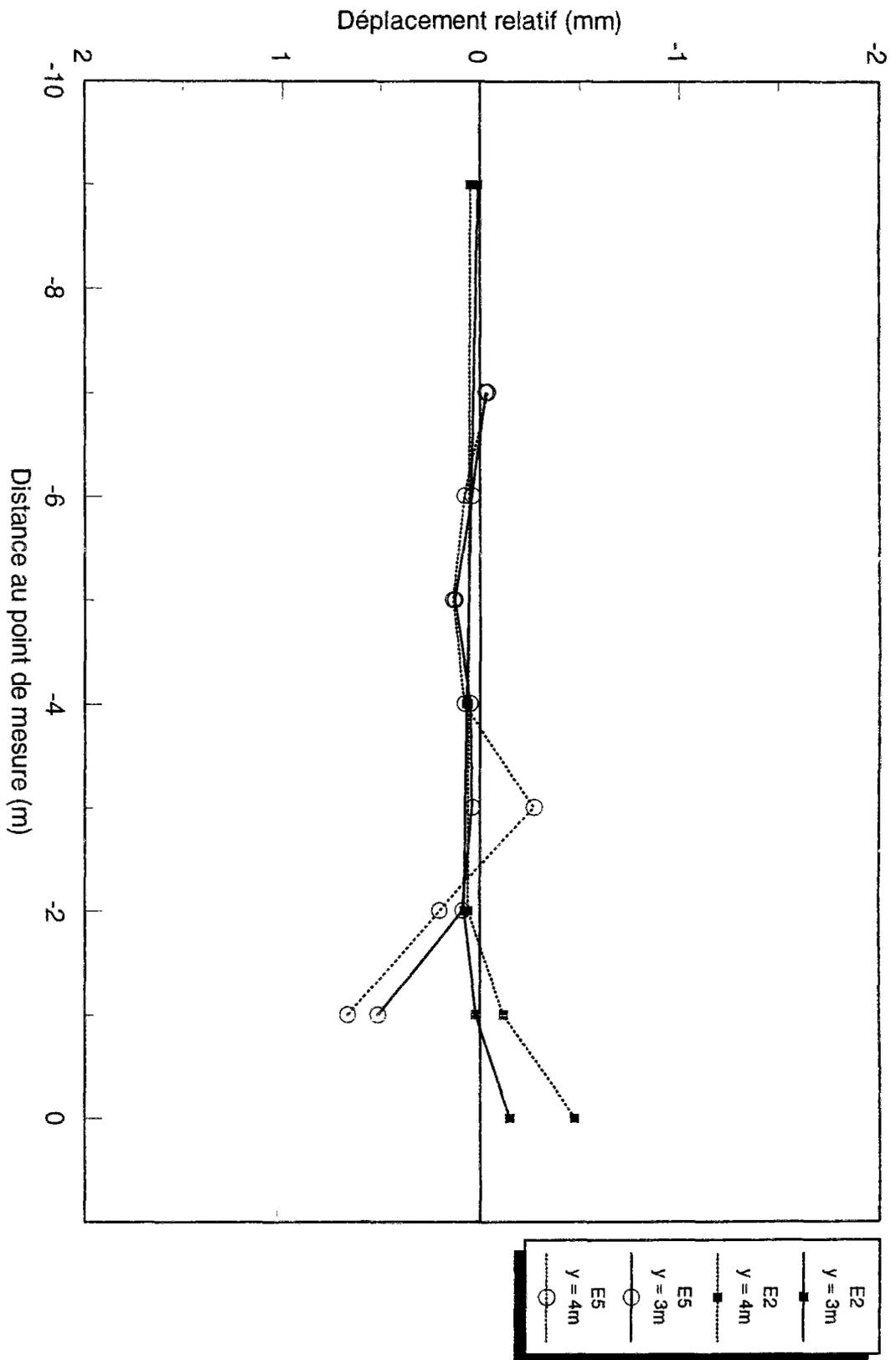


Figure 6.22 - Comparaison des mesures relatives enregistrées sur les extensomètre E2 et E5

légère compression à 4 m de profondeur. A partir de cette distance, les mesures effectuées mettent en évidence un comportement au niveau des deux appareils ; avec une compression sur extensomètre E2 entre 3 et 4 m de profondeur et une décompression pour l'extensomètre E5.

Les figures 6.23 et 6.24 représentent, pour les extensomètres E2 et E5, les déplacements relatifs cumulés, et les pressions appliquées au front de taille en fonction du temps. Dans les deux cas, la pression appliquée pour le maintien du front de taille à l'arrêt est de 60 kPa ; on remarque quelques augmentations de pression momentanées au moment des phases de creusement. Les moyennes des pressions enregistrées sont de 91 kPa pour l'extensomètre E2 et 81 kPa pour l'extensomètre E5, ces valeurs correspondent au tronçon compris entre les PM 1191 et 1200 et au tronçon compris entre le PM 1198 et le PM 1204 respectivement. On peut remarquer que, dans le cas de l'extensomètre E2, la pression appliquée est constamment supérieure à 60 kPa et que le terrain se soulève progressivement à partir du PM 1198 (figure 6.23). En revanche, pour l'extensomètre E5, on remarque que, entre le PM 1198 et 1201 la pression appliquée pendant le forage est relativement faible, et que le terrain subit une légère décompression. Entre les PM 1201 et 1202, le front est soumis à une pressurisation de l'ordre de 75 kPa pendant une durée considérable par rapport aux pics d'avancement observés, ce qui se traduit par une compression du terrain. Au niveau du PM suivant, l'application d'une pression inférieure à 50 kPa pendant un intervalle de temps relativement important, engendre cette fois, une décompression qui se poursuit jusqu'à ce que le front de taille arrive à 1 m de l'appareil de mesure.

6.6 INCLINOMETRES

6.6.1 Mesures inclinométriques

Les mesures de déplacements horizontaux, correspondant aux tubes I1 à I5, ont été effectuées dans les directions parallèle et perpendiculaire à l'axe du tunnel. L'ensemble des résultats est donné à l'annexe C-III. En ce qui concerne l'analyse des déplacements observés, on s'est limité aux enregistrements les plus significatifs, correspondant aux mesures

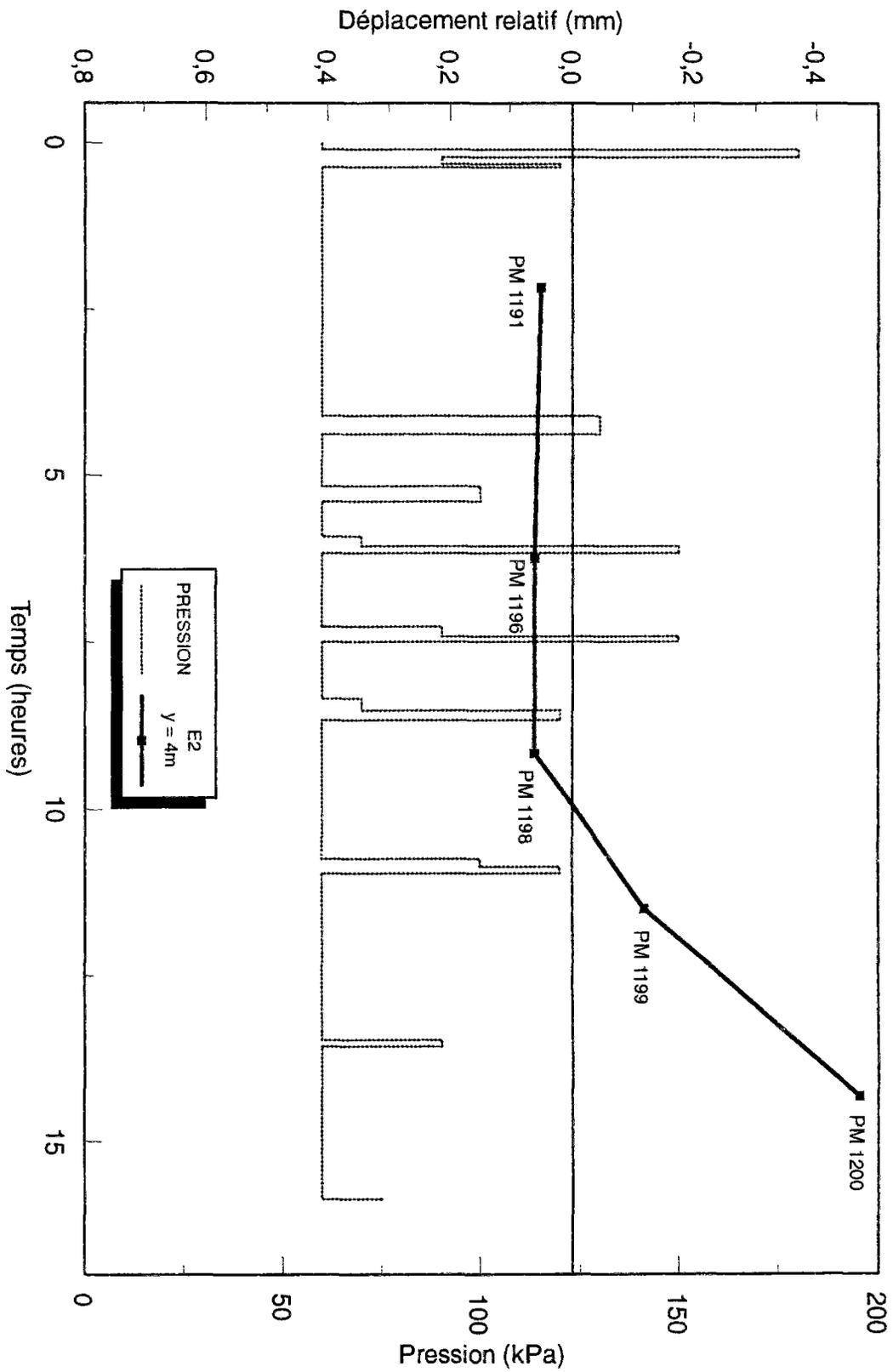


Figure 6.23 - Déformations et pressions de boues enregistrées en fonction de l'avancement au PM 1200

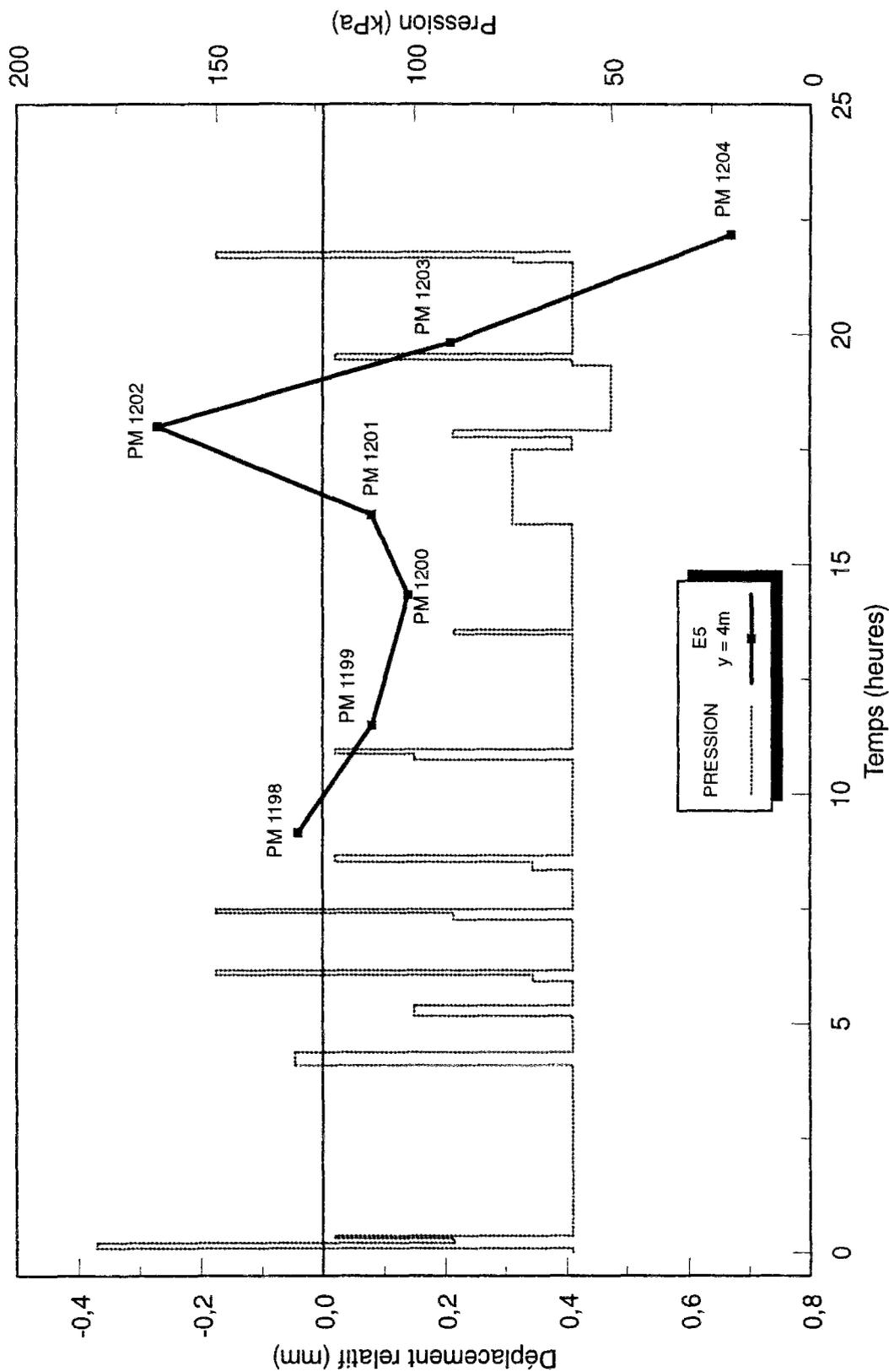


Figure 6.24 - Déformations et pressions de boues enregistrées en fonction de l'avancement au PM 1200

transversales pour les inclinomètres I1, I3 et I4 et longitudinales pour I2 et I5. Seules ont été retenues les mesures prises au passage du front aux PM 1196, 1199, 1200, 1201, 1202, 1203, 1205 et 1207. Les déplacements horizontaux correspondant à ces huit positions du front de taille sont tracés en fonction de la profondeur, sur les figures 6.25 à 6.29.

Ces résultats ont été obtenus en cumulant, à partir de la base des tubes, les valeurs des déplacements relatifs, relevées entre chaque point de mesure. Des corrections d'angles ont été appliquées aux inclinomètres I1, I3 et I4 pour les profondeurs comprises entre 12 et 16 m, afin de ramener à zéro les déplacements enregistrés à des profondeurs situées hors de la zone d'influence du tunnel (les mesures inclinométriques non-cumulées et non-corrigées sont données dans les tableaux de l'annexe C-IV). L'interprétation des mesures effectuées ne tient pas compte des valeurs mesurées aux têtes des tubes inclinométriques, c'est-à-dire aux valeurs obtenues entre 0 et 1 m de profondeur, dans la mesure où ces valeurs sont influencées par la rigidité du matériau de scellement.

6.6.2 Interprétation des mesures inclinométriques

6.6.2.1 Direction transversale (I1, I3, I4)

Les figures 6.25, 6.27 et 6.28 représentent les déplacements mesurés sur les inclinomètres I1, I3 et I4 pendant le passage de la machine à proximité du PM 1200. Les valeurs négatives des déplacements correspondent à une convergence du terrain vers le tunnel et les valeurs positives à un refoulement du sol. Les trois séries de profils inclinométriques présentent des allures analogues. En général, on observe, en avant du front de taille, une légère convergence du terrain au-dessus de l'ouvrage (entre 0 et 6 m de profondeur), les déplacements restant négligeables au-delà de 6 m de profondeur. Au passage de la machine au niveau de la section de mesure (PM 1201), ce mouvement de convergence s'accroît ; il s'accompagne de l'apparition de deux zones de refoulement du terrain, à 7 et 10 m de profondeur. Ces phénomènes sont particulièrement marqués sur l'inclinomètre I3 ; les déplacements correspondant à cet appareil sont les plus importants au passage de la machine

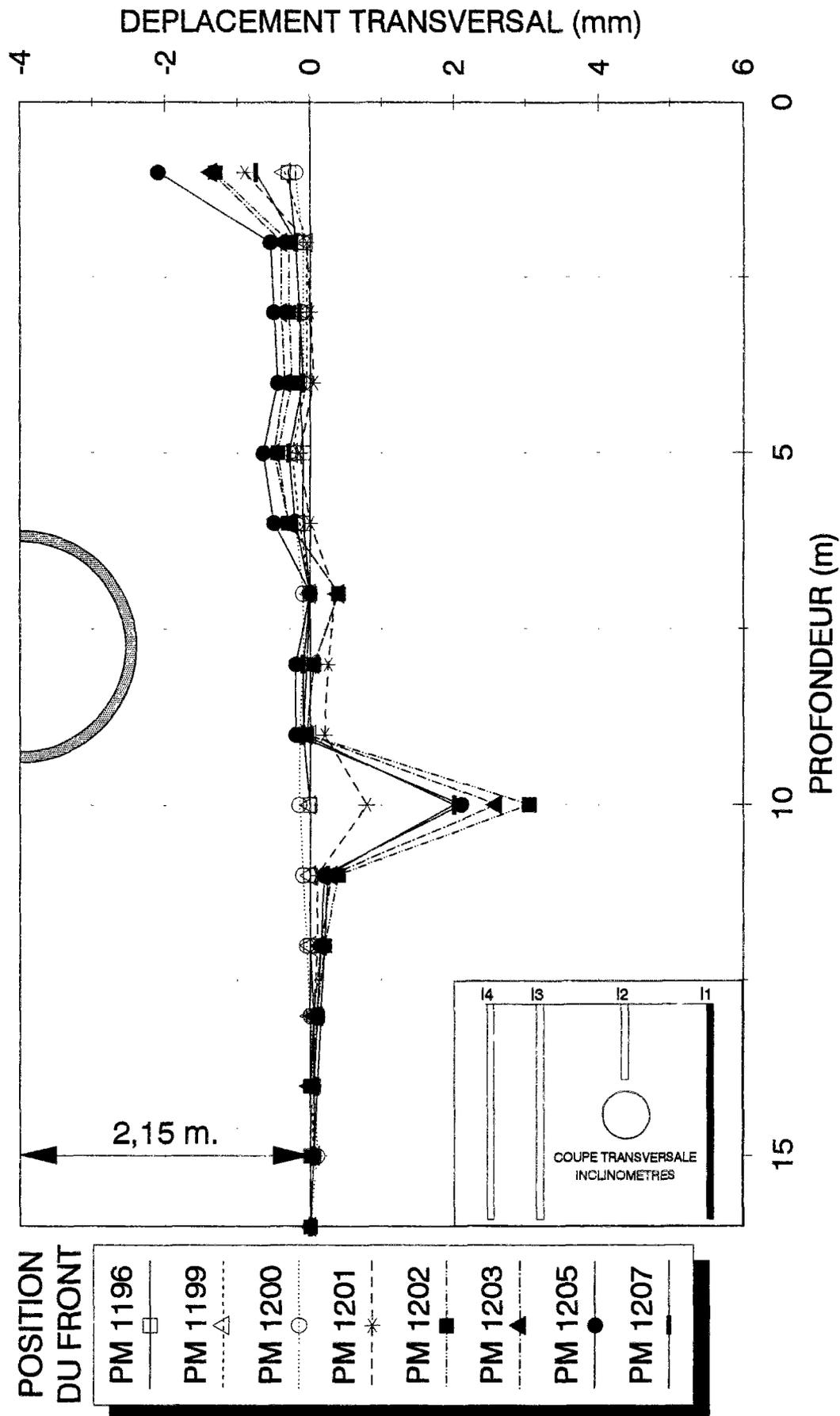


Figure 6.25 - Collecteur VL4 - Mesures inclinométriques au PM 1200
Inclinomètre I1 - Direction transversale

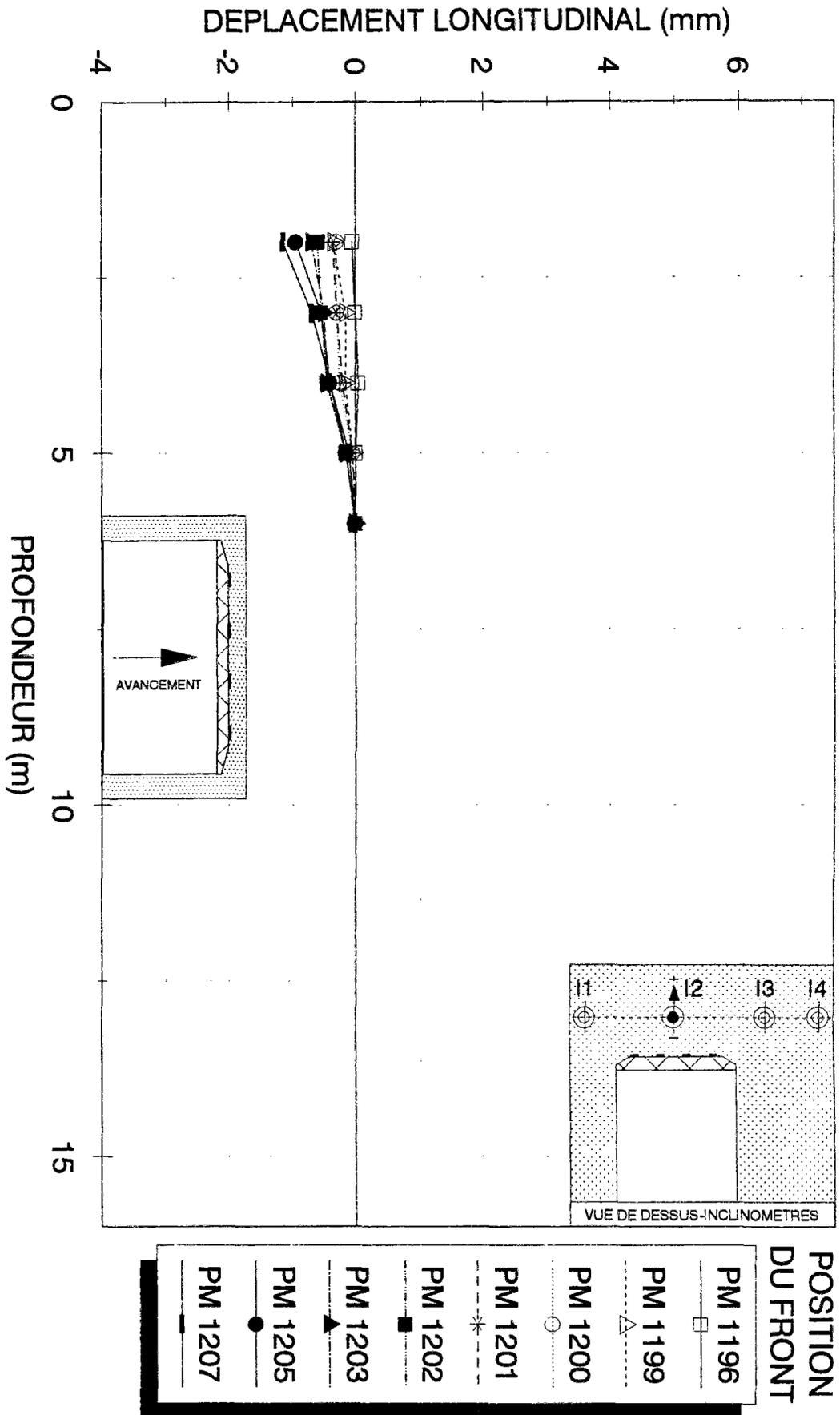
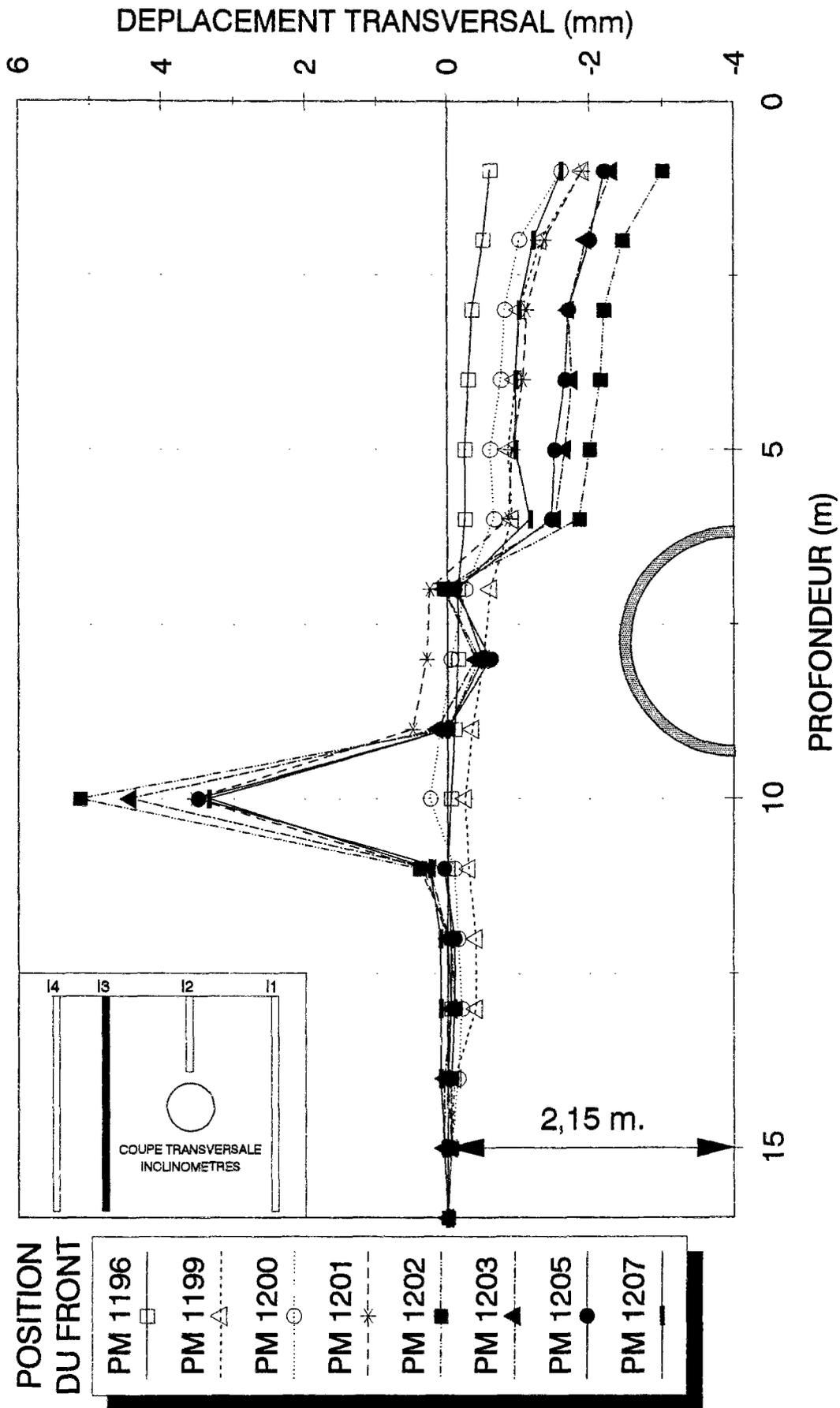


Figure 6.26 - Collecteur VL4 - Mesures inclinométriques au PM 1200
Inclinomètre I2 - Direction longitudinale



Figur 6.27 - Collecteur VL4 - Mesures inclinométriques au PM 1200
Inclinomètre I3 - Direction transversale

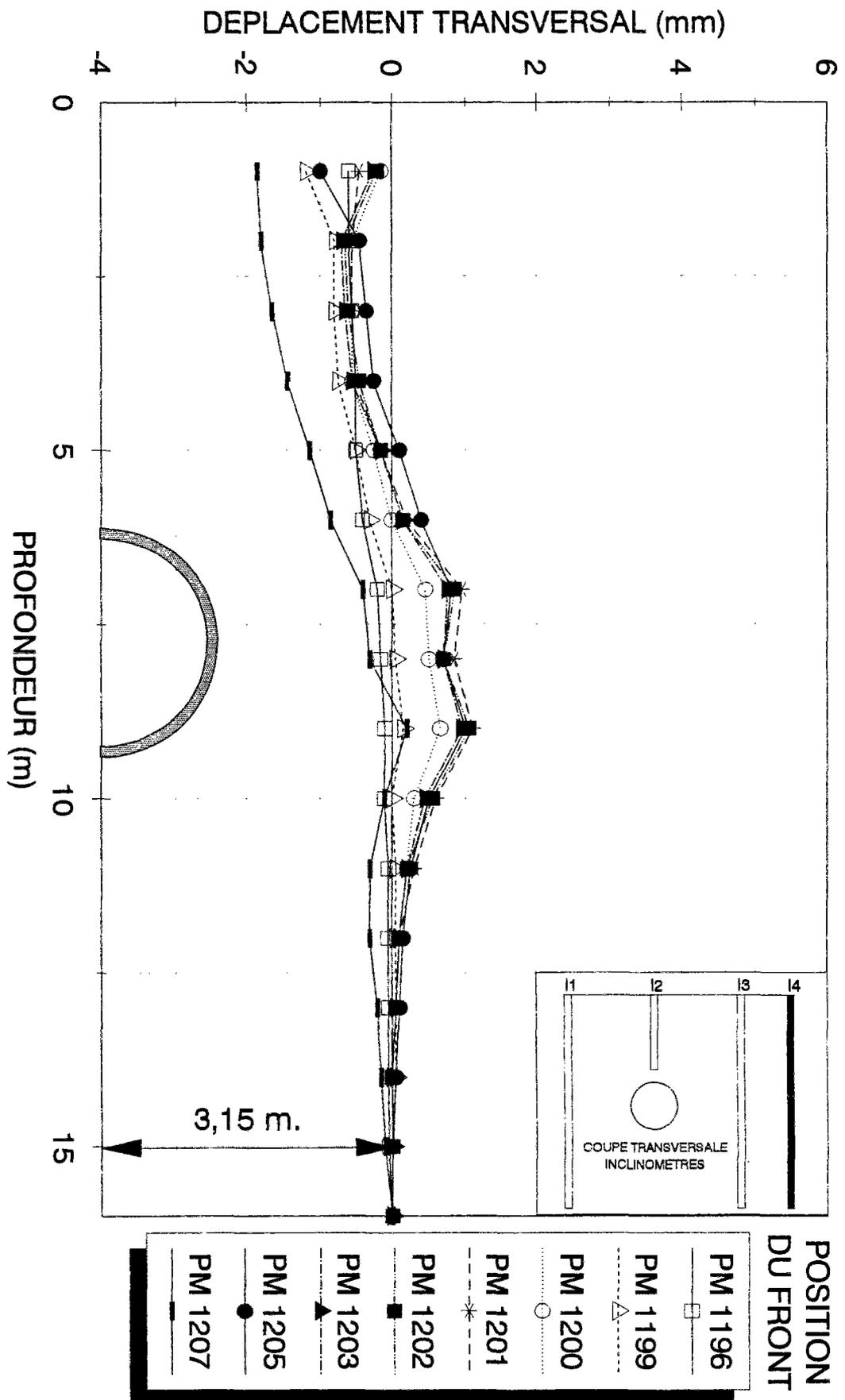


Figure 6.28 - Collecteur VL4 - Mesures inclinométriques AU PM 1200
Inclinomètre I4 - Direction transversale

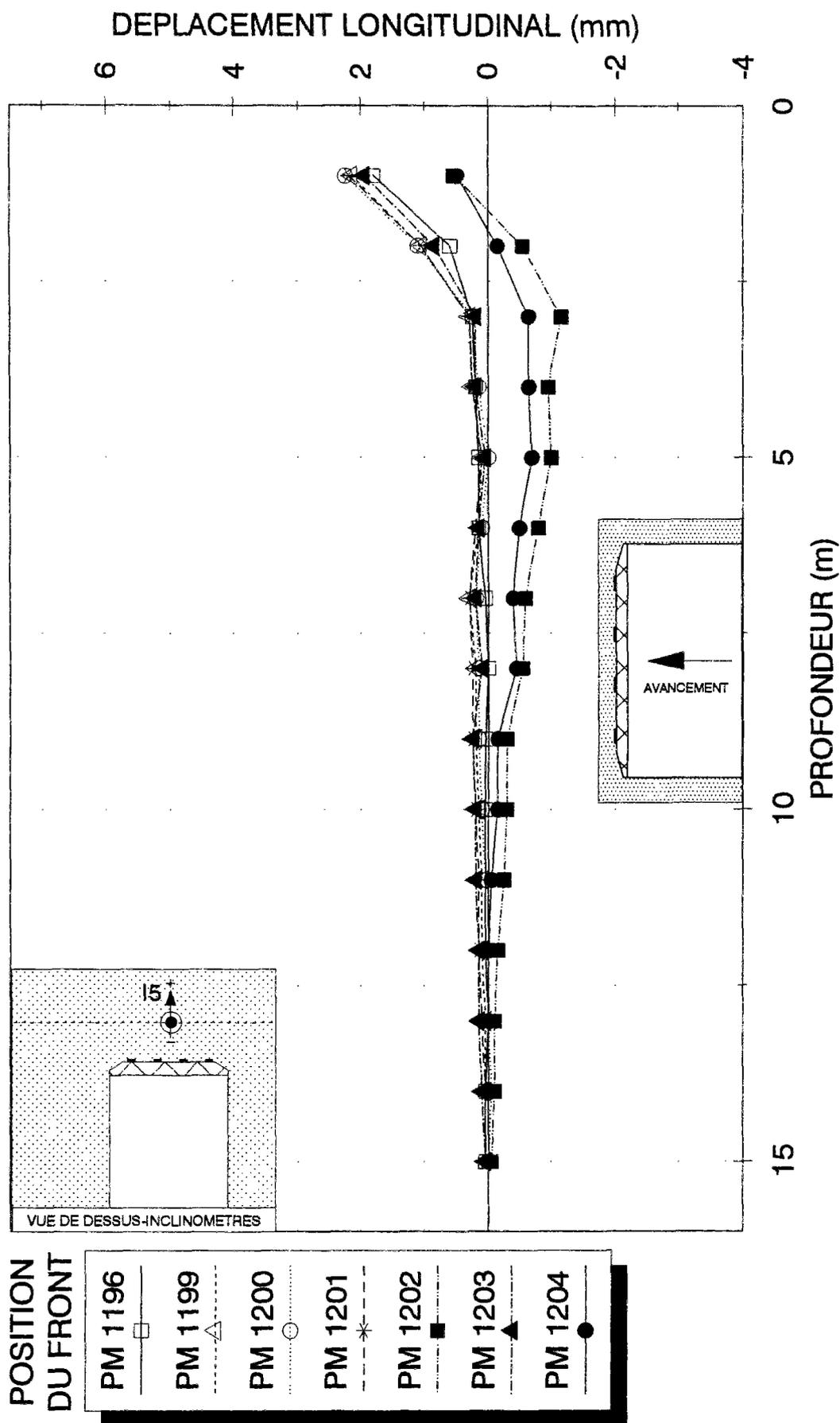


Figure 6.29 - Collecteur VL4 - Mesures inclinométriques au PM 1205
Inclinomètre I5 - Direction longitudinale

au PM 1202 (2 m derrière le front de taille). Le pic de déplacement observé à 10 m de profondeur (5 mm sur I3) est difficile à expliquer, dans la mesure où il se produit à 0,5m en dessous du niveau du radier. Les éléments suivants pourraient aider à comprendre de ce phénomène :

- les mesures traduisent, en toute rigueur, les déformations du tube inclinométrique, qui peuvent ne pas être strictement identiques à celles du terrain ;
- la profondeur d'apparition du pic se situe près de la limite entre deux couches géologiques (alluvions anciennes et calcaire de St-Ouen) de propriétés mécaniques très différentes ;
- les tubes inclinométriques I1 et I3 sont situés à environ 50 cm du bord de la galerie (i.e. à une distance relativement proche du tube par rapport aux dispositions classiques de ces appareils) et pourraient subir une influence inhabituelle des pressions de boue utilisées pour le soutènement du front de taille.

6.6.2.2 Direction longitudinale (I2, I5)

Les mesures effectuées sur les inclinomètres I2 et I5, dans la direction longitudinale, sont représentées sur les figures 6.26 et 6.29. Sur ces figures, une valeur positive du déplacement correspond à un mouvement du terrain dans le sens d'avancement de la machine. La figure 6.26 (inclinomètre I2) fait apparaître un déplacement du terrain situé au-dessus du tunnel, dans le sens opposé à l'avancement, à mesure que le front progresse. Ce déplacement reste limité à des valeurs de l'ordre de 1 mm. Les mesures effectuées sur I5 (figure 6.29) s'arrêtent au moment du passage du front au PM 1204, l'inclinomètre ayant été détruit au cours de l'étape suivante de creusement. On observe, dans un premier temps, un léger refoulement du terrain devant le front (jusqu'au PM 1201), puis une oscillation du déplacement horizontal entre le PM 1202 et le PM 1204, avec une venue maximale du sol, au-dessus de la galerie, de l'ordre de 1 mm.

6.7 MESURES REALISEES SUR L'OUVRAGE

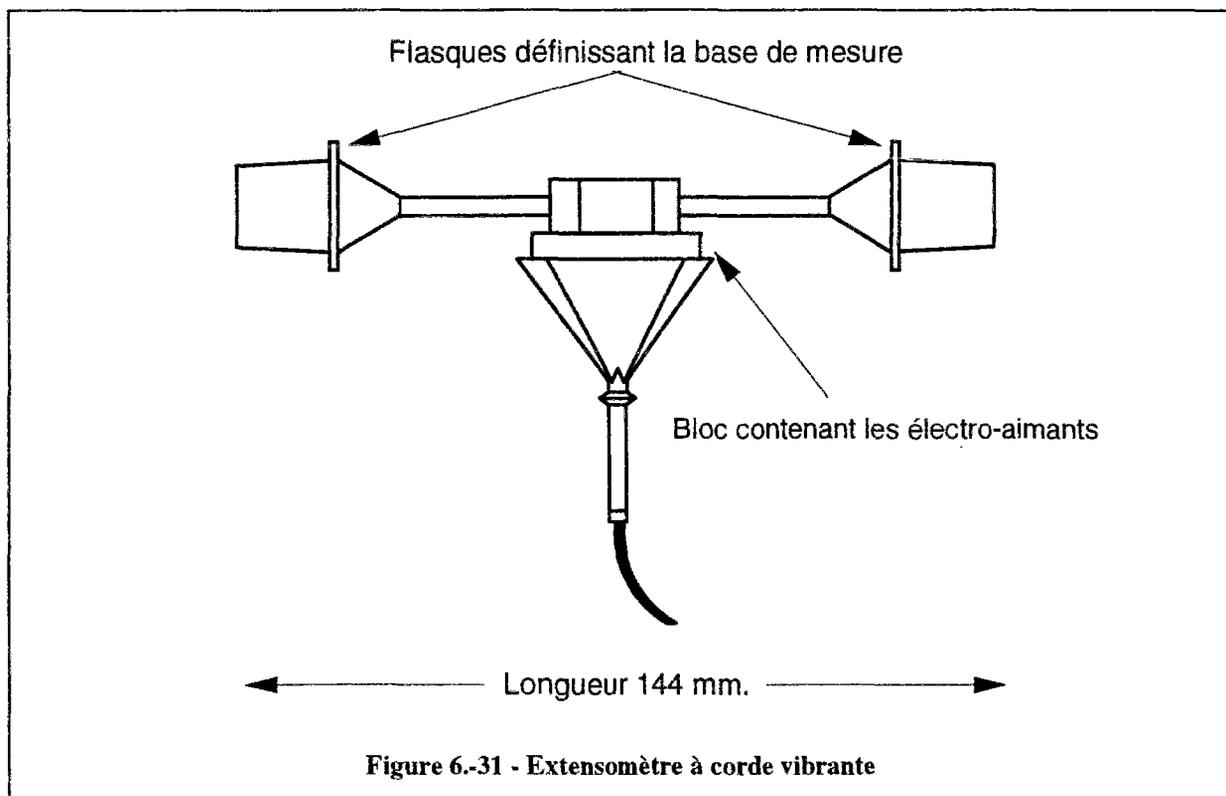
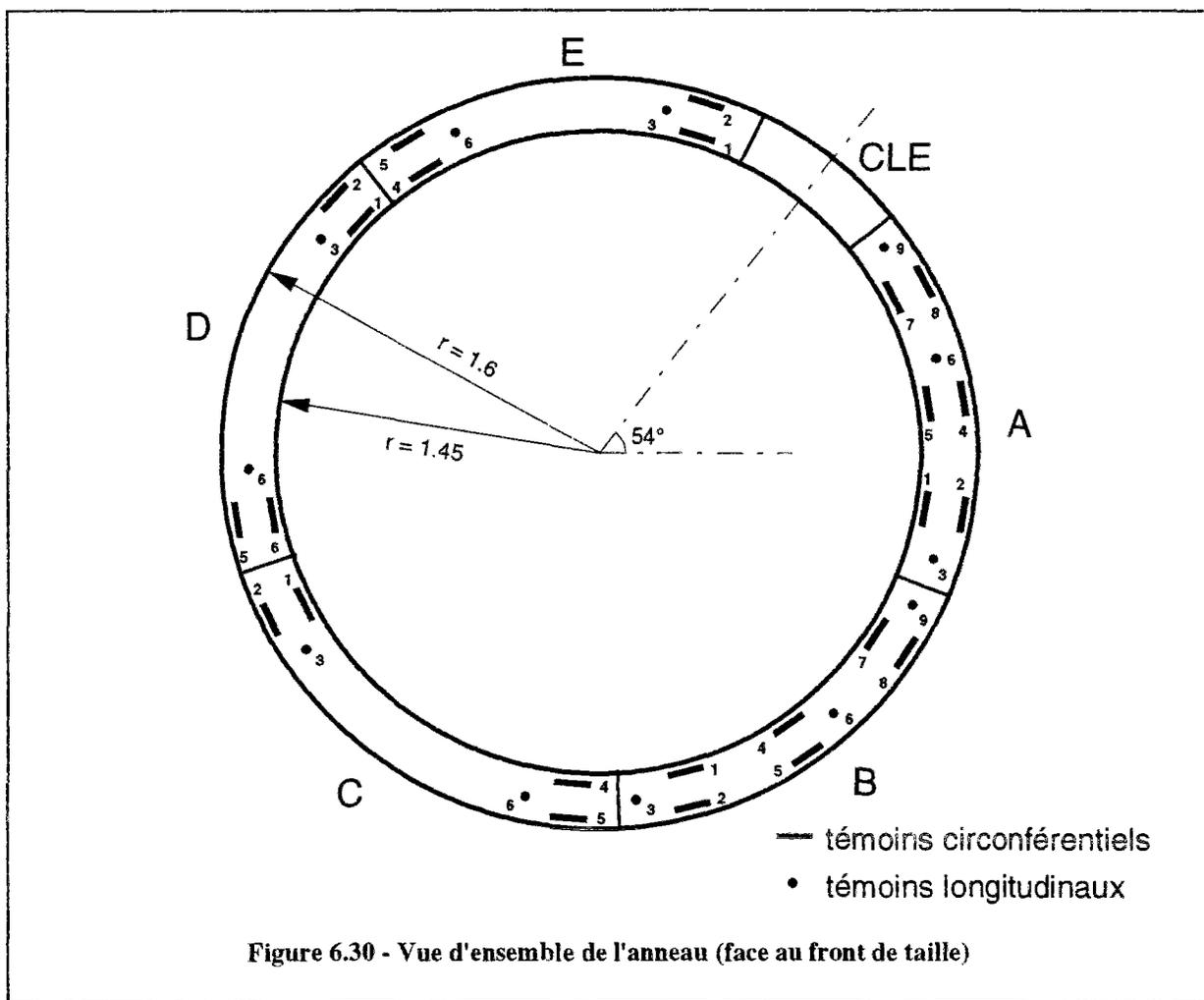
6.7.1 Instrumentation de l'anneau

L'instrumentation a été installée sur un anneau complet, composé de 6 voussoirs (3 voussoirs courants, 2 contre-clés et une clé). L'anneau instrumenté a été mis en place au PM 1200 (le front se trouvant alors au PM 1204).

Les appareils de mesure sont constitués de capteurs de type témoins sonores ou "cordes vibrantes". L'installation de ces témoins sonores a été réalisée en usine de préfabrication sur les ferraillements des voussoirs, avant le bétonnage. La répartition des témoins sonores sur les voussoirs est représentée sur la figure 6.30. Les voussoirs A et B comprennent chacun 9 témoins (6 circonférentiels, 3 longitudinaux) ; les voussoirs C, D et E ne sont équipés que de 6 témoins (4 circonférentiels, 2 longitudinaux). Ce dispositif permet d'avoir une représentation détaillée de la réponse de la partie droite de l'anneau, les témoins installés sur les voussoirs C, D et E fournissant des indications sur le comportement de la moitié gauche. Chaque voussoir possède un boîtier de mesure qui centralise les informations provenant des témoins correspondants.

Le témoin sonore permet d'estimer les contraintes reprises par l'anneau. Cet appareil est constitué d'un fil d'acier tendu entre deux bases, solidaires de la pièce auscultée ; il peut être noyé dans le béton ou fixé sur un profilé métallique ou tout autre support. Chaque fil d'acier est accompagné d'un électro-aimant permettant de faire entrer le témoin en vibration (figure 6.31).

Le principe de mesure consiste à solliciter le fil et à mesurer sa fréquence propre. Celle-ci est proportionnelle à la tension appliquée au fil d'acier ; on en déduit la valeur de la déformation du témoin et des contraintes reprises par l'ouvrage. On mesure, de plus, la température approchée du capteur (qui peut être estimée à partir des variations de la résistance électrique du fil des bobines) ; ceci est indispensable à l'interprétation des résultats de mesure, car les capteurs sont sensibles à la température.



Le planning des mesures effectuées est représenté sur le tableau 6.3. Les PM de mesures sont donnés par rapport au PM du front (le front est au PM 1204 au moment de l'installation de l'anneau au PM 1200).

Suivant ce planning, 12 mesures (dont trois prises de zéro) ont été effectuées. La première prise de zéro a eu lieu avant l'installation de l'anneau (les voussoirs reposant sur le train suiveur) ; les deux autres prises de zéro ont été effectuées après la mise en place des voussoirs: l'anneau est alors soumis à un effort longitudinal, exercé par les vérins de poussée du tunnelier.

6.8 RESULTATS DES MESURES

6.8.1 Mesures brutes

Les résultats des mesures brutes enregistrées sur les témoins sonores sont donnés à l'annexe C-V. La première prise de zéro, effectuée sur le train suiveur, a été choisie comme mesure de référence (les voussoirs ne sont alors soumis à aucune sollicitation mécanique). Les deux premières mesures après installation de l'anneau correspondent aux 2^e et 3^e prises de zéro, le front se situant au PM 1204 ; les dix autres mesures ont été prises après la phase de terrassement, pour les positions suivantes du front de taille : PM 1205, PM 1206, PM 1207, PM 1208, PM 1209, PM 1212, PM 1230, PM 1250, PM 1306, PM 1500.

La figure 6.32 donne un exemple de résultat de mesure (l'ensemble des résultats de mesures est récapitulé à l'annexe C-VI). Elle représente l'évolution des déformations non corrigées (traits pleins) en fonction de l'avancement du front pour les témoins circonférentiels 4 et 5 et le témoin longitudinal 6 situés dans le voussoir E (cf. figure 6.30). Les variations de température enregistrées sur chacun des trois témoins sont indiquées en traits mixtes (la première prise de zéro étant choisie comme référence).

La figure 6.33, relative au voussoir D, est destinée à mettre en évidence l'influence de la température sur les résultats de mesures : elle montre que les courbes de déformations ont tendance à suivre l'allure des courbes de température. En particulier l'augmentation brutale de

N° DE MESURE	DATE	HEURE	PM FRONT	COMMENTAIRES
0	08/01/1991	07h35	-	Vérification des témoins avant la pose de l'anneau
1	08/01/1991	07h50	1204	Vérification des témoins après la pose des anneaux
2	08/01/1991	10h25	1204	Vérification des témoins après la connexion des témoins sur les boîtiers
3	08/01/1991	11h47	1205	
4	08/01/1991	14h02	1206	
5	08/01/1991	17h10	1207	
6	08/01/1991	18h00	1208	
7	08/01/1991	20h08	1209	
8	08/01/1991	23h10	1212	
9	10/01/1991	01h00	1230	
10	12/01/1991	02h05	1250	
11	18/01/1991	12h45	1306	
12	07/03/1991	07h45	1500	

Tableau 6.3 - Planing des mesures

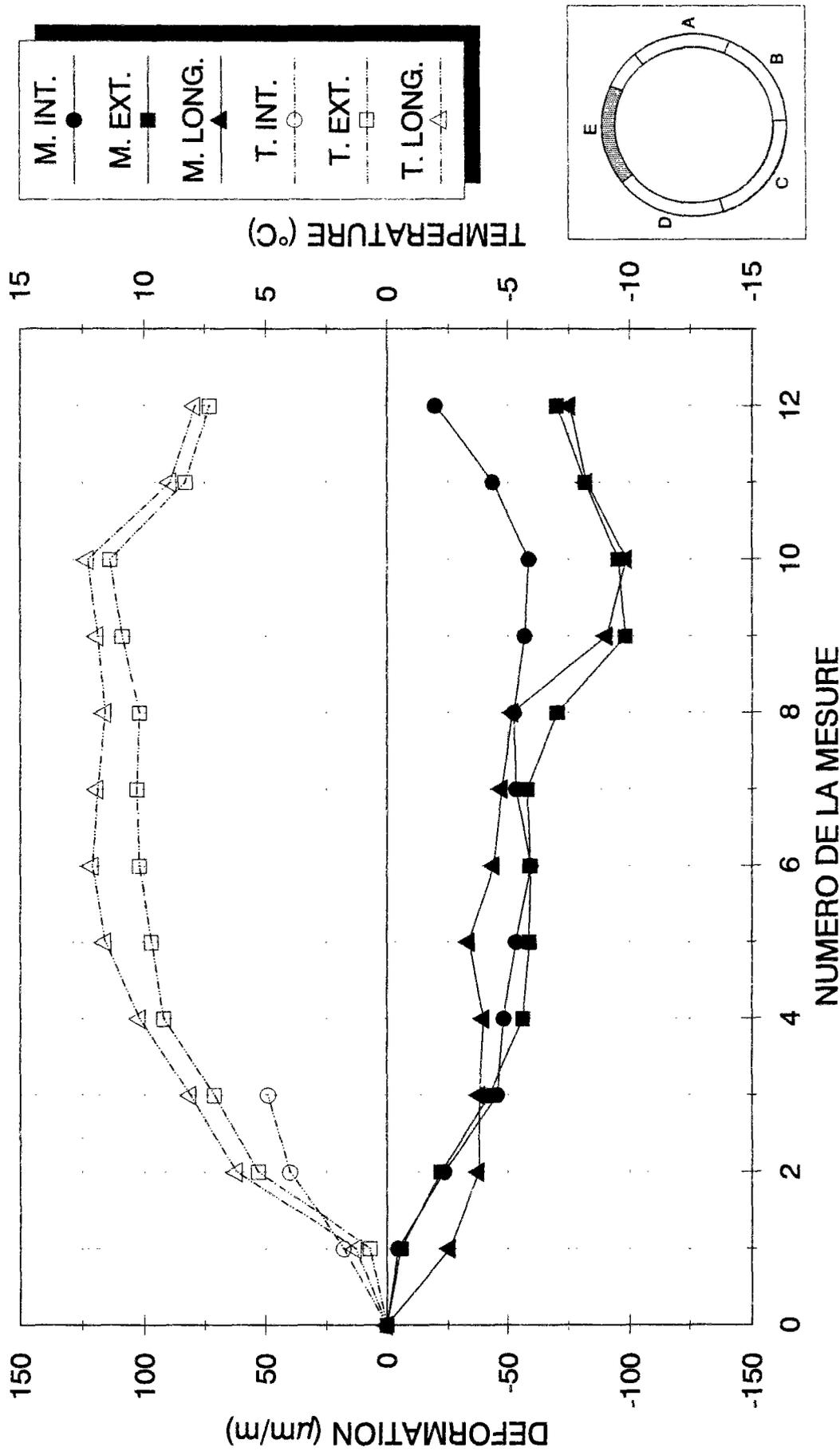


Figure 6.32 - Déformations et températures enregistrées sur le voussoir E Témoins N° 4,5,6

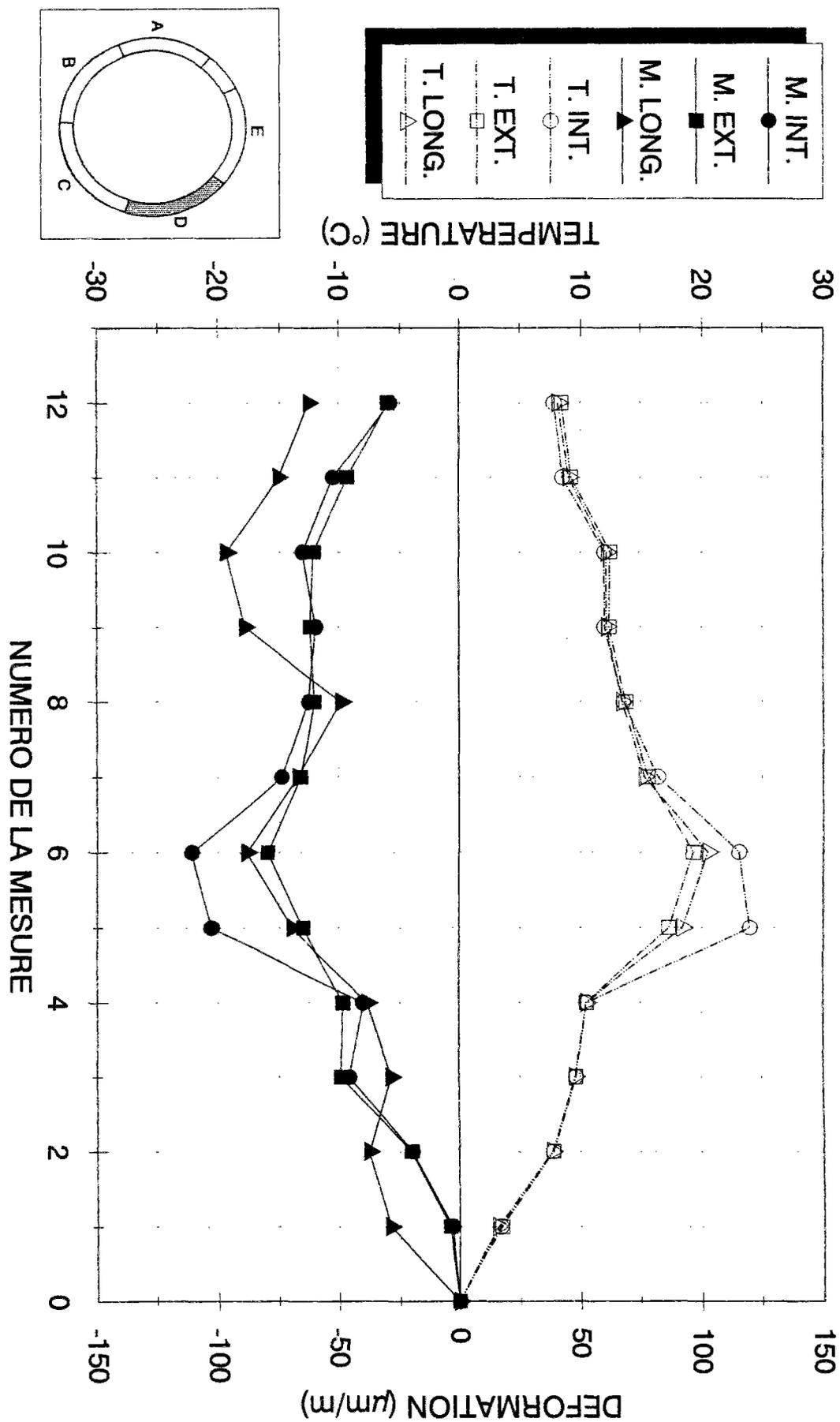


Figure 6.33 - Déformations et températures enregistrées sur le voussoir D
Témoins N° 1,2,3

température décelée entre les mesures 4 et 5 s'accompagne d'une augmentation sensible des déformations enregistrées sur les témoins sonores. Cet exemple souligne la nécessité de corriger en température les données brutes fournies par les témoins sonores.

6.8.2 Corrections appliquées aux mesures

Les déformations mesurées par les témoins sonores résultent en réalité de trois sources de sollicitations : (1) le chargement du terrain proprement dit, (2) les effets thermiques et (3) les variations hygrométriques. L'interprétation de ces mesures nécessite donc un traitement préalable des données, dans la mesure où seules les déformations d'origine mécanique traduisent le processus d'interaction entre le massif encaissant et le soutènement.

6.8.2.1 Corrections thermiques

Une structure soumise à une source de chaleur (par exemple une dalle de béton exposée aux rayons du soleil) subit une dilatation dont l'intensité dépend du coefficient de dilatation thermique β et de la différence de température θ par rapport à l'état initial (Bochon, 1992). Cette déformation peut se mettre sous la forme :

$$\varepsilon_l = \beta \cdot \theta \quad (2)$$

l'équation (2) suppose que la dalle peut se dilater librement. Si on considère que cette dalle est encastrée dans le sol, la déformation qu'elle subit sera limitée par le terrain encaissant. On doit alors considérer une déformation "gênée", ε_g de la structure :

$$\varepsilon_g = n \cdot \beta \cdot \theta \quad (3)$$

n représentant le taux de liberté de la structure :

$$n = \frac{\varepsilon_g}{\varepsilon_l} \quad 0 < n < 1 \quad (4)$$

La déformation d'une corde vibrante sous l'effet d'une charge est égale à :

$$\varepsilon_c = k (f^2 - f_0^2) + \alpha \cdot \theta \quad (5)$$

où k est la constante extensométrique du témoin sonore et α son coefficient de dilatation thermique, f et f_0 représentant respectivement les fréquences de vibration de la corde avant et

après sollicitation et θ la variation de température entre les deux états. Si cette corde vibrante est noyée dans un voussoir en béton, la déformation de la corde sera égale à la somme des déformations non thermique ε_{t0} (due au chargement) et thermique du béton :

$$\varepsilon_g = \varepsilon_{t0} + n \cdot \beta \cdot \theta \quad (6)$$

Dans cette relation, ε_{t0} représente la déformation à température constante du béton. Son expression peut être déduite des équations (5) et (6), en écrivant que les déformations gênées de la corde et du béton sont identiques :

$$\varepsilon_{t0} = (f^2 - f_0^2) + (\alpha - n \cdot \beta) \theta \quad (7)$$

C'est cette déformation qui traduit la réponse mécanique de l'anneau aux sollicitations exercées par le terrain. La figure 6.34 représente l'évolution, en fonction de l'avancement du front, des déformations corrigées en température pour les témoins n° 1, 2, 3 du voussoir D (les déformations non corrigées sont également données sur cette figure pour montrer l'effet des corrections en température). Les valeurs des coefficients de dilatation thermique ont été prises égales à $\alpha = 11.5 \times 10^{-6} \text{ m/m.}^\circ\text{C}$ pour l'acier, et $\beta = 10.7 \times 10^{-6} \text{ m/m.}^\circ\text{C}$ pour le béton (rapport du CEBTP). La valeur du taux de liberté n a été choisie égale à 1 compte tenu de la forte déformabilité du terrain par rapport à celle du soutènement (les déformations corrigées concernant chaque PM sont données à l'annexe C-VII).

6.8.2.2 Autres Corrections

L'intrados et l'extrados du soutènement sont soumis à des conditions différentes. L'intrados se trouve dans un milieu relativement chaud (la température dans le bouclier variant entre 25 et 30°C) ; il est donc soumis à un séchage, qui entraîne des phénomènes de retrait. L'extrados, par contre, se trouve au contact de l'eau provenant soit du coulis d'injection soit de la nappe phréatique. Il est donc susceptible de subir des phénomènes de gonflement. Il a donc été nécessaire d'appliquer une correction supplémentaire aux résultats de mesures sur les témoins circonférentiels situés à l'extrados de l'ouvrage. Elle consiste à modifier les valeurs des déformations d'extrados de manière à rendre leur moyenne identique à celles des témoins d'intrados ; cette correction permet de limiter l'effet de la différence d'humidité du béton entre

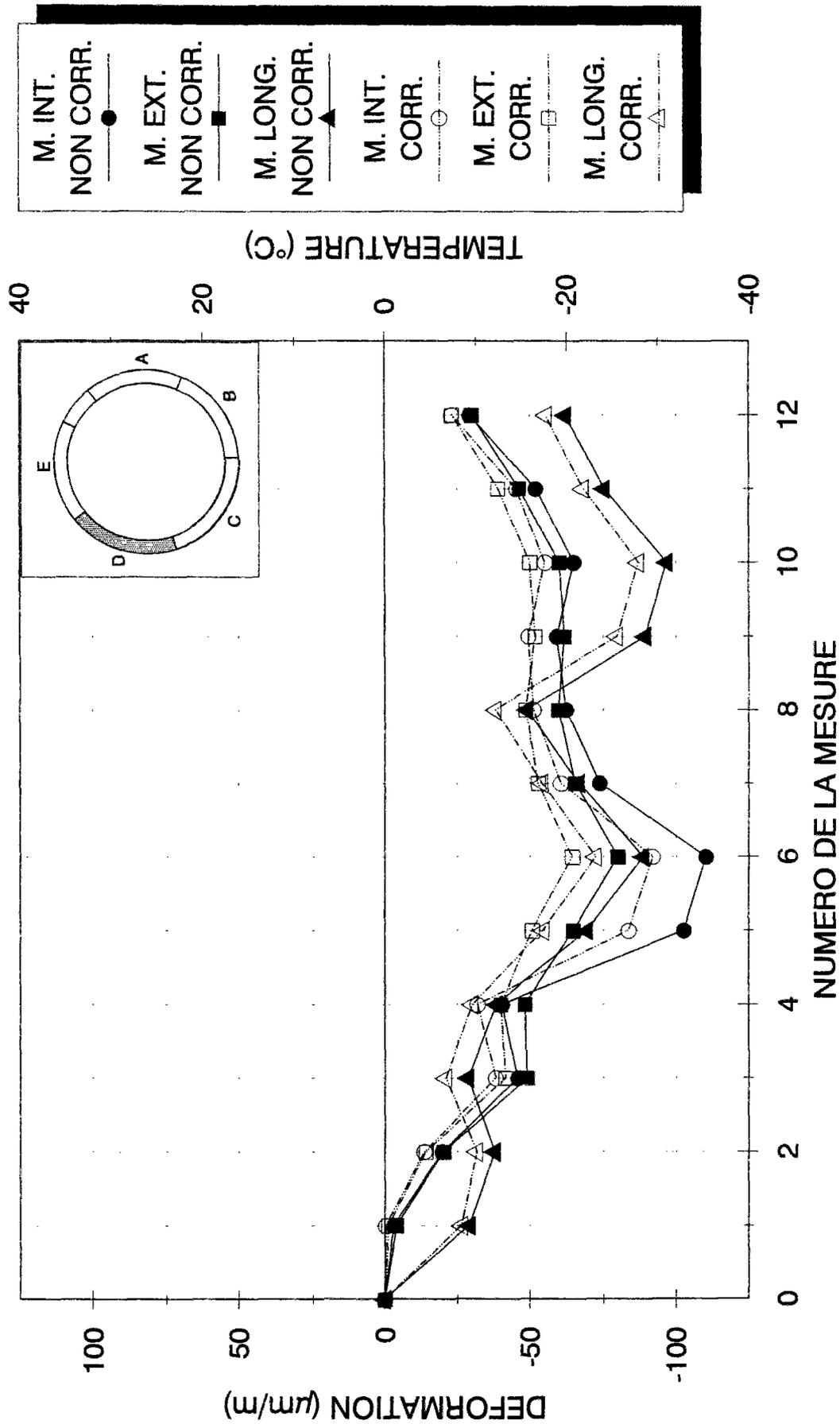


Figure 6.34 - Déformations brutes et corrigées sur le voussoir D
Témoins N° 1, 2, 3

l'intrados et l'extrados (Bochon, 1992). L'ensemble des corrections appliquées aux résultats de mesure est détaillé à l'annexe C-VIII. On peut constater, toutefois, que les corrections effectuées sur les mesures d'extrados modifient peu les valeurs des déformations.

6.9 INTERPRETATION DES RESULTATS DE MESURES

6.9.1 Diagrammes des efforts normaux et moments

Les déformations mesurées sur l'anneau 1200 permettent de calculer les efforts normaux et les moments qui agissent sur la structure. Ces moments et efforts normaux sont calculés à partir des mesures de déformations corrigées. Pour le calcul des efforts, on a considéré un module de déformation du béton à court terme de 36000 MPa, et un coefficient de Poisson de 0,2.

Les figures 6.35 et 6.36 donnent les diagrammes des efforts normaux correspondant aux différentes étapes d'avancement du front. Les résultats représentés sur la figure 6.35 mettent en évidence une augmentation des efforts, correspondant à une mise en charge progressive de l'anneau, à mesure que le front de taille avance.

Le pic observé aux PM 1207 et 1208 sur le voussoir E (qui atteint 500 kN/m) pourrait résulter d'un phénomène thermique particulier (un projecteur ayant été installé à cet emplacement). Les corrections thermiques appliquées aux mesures de déformations permettent, en effet, d'éliminer une grande partie des effets thermiques, mais ne permettent pas d'éviter des phénomènes localisés de ce type (dans la mesure où ces corrections sont basées sur une valeur moyenne du coefficient $n\beta$ et ne tiennent pas compte des variations locales de ce paramètre avec l'emplacement du capteur). L'augmentation des efforts normaux se poursuit jusqu'au PM 1250, à partir duquel une chute de l'effort normal est observée. Cette diminution d'effort est surtout sensible en radier.

L'évolution, en fonction du PM du front, des moments repris par l'anneau est donnée sur les figures 6.37 et 6.38. On peut remarquer que les moments entre les PM 1204-1 (première prise de zéro) et 1212 sont relativement faibles. A partir du PM 1230 on retrouve, sur la partie droite de l'anneau, une distribution classique de moments, avec une amplitude

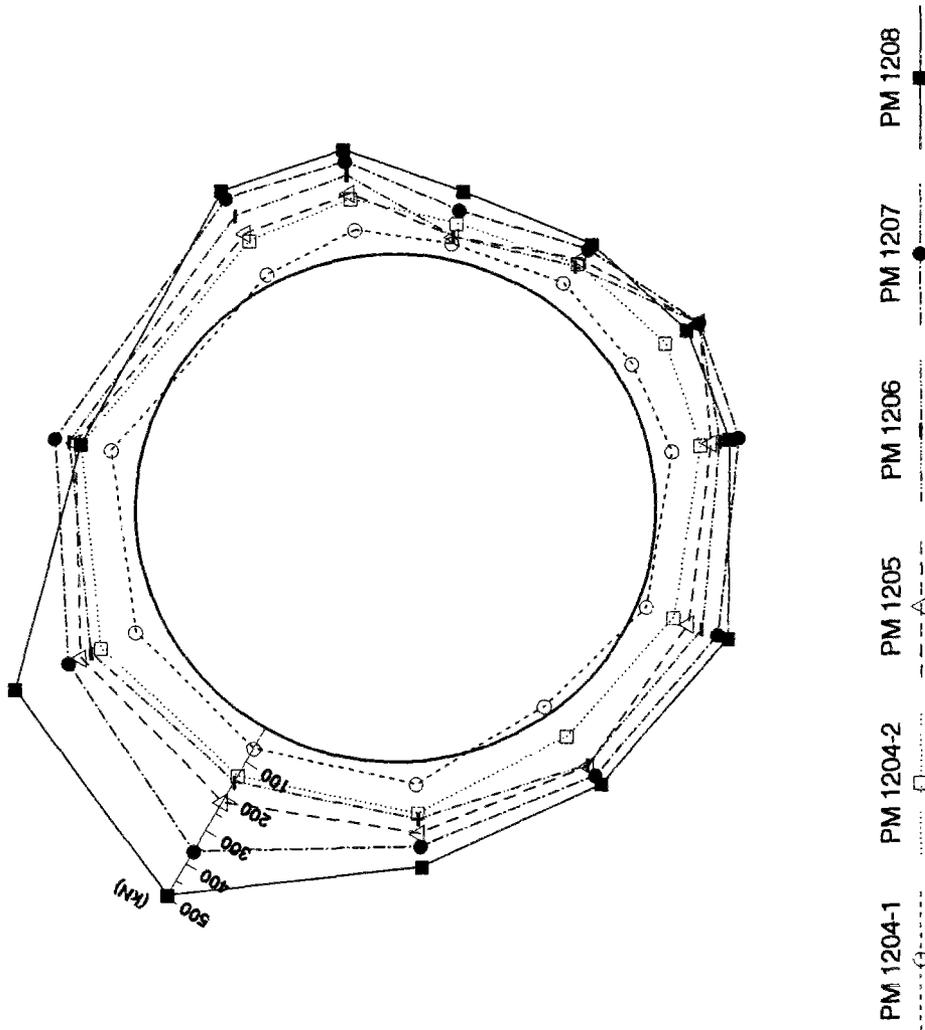


Figure 6.35 - Efforts normaux dans l'anneau (du PM 1204-1 au PM 1208)

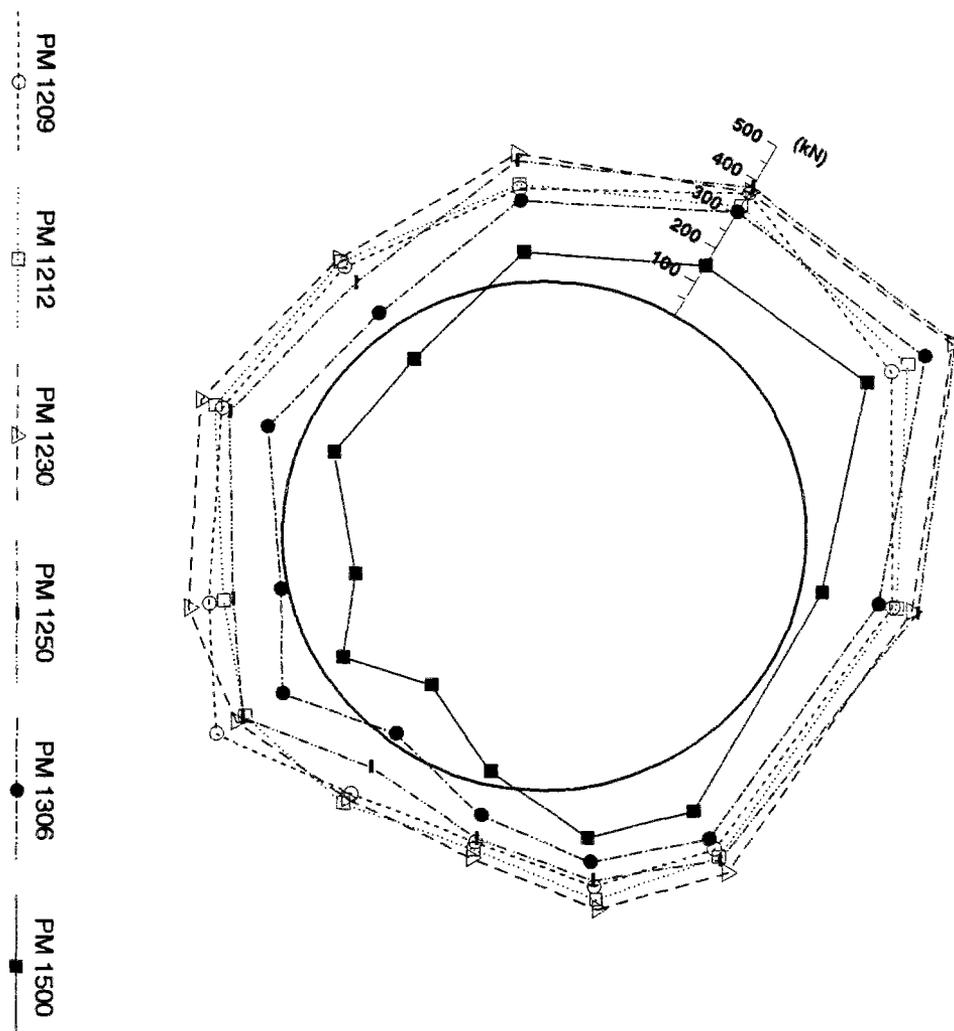


Figure 6.36 - Efforts normaux dans l'anneau (du PM 1209 au PM 1500)

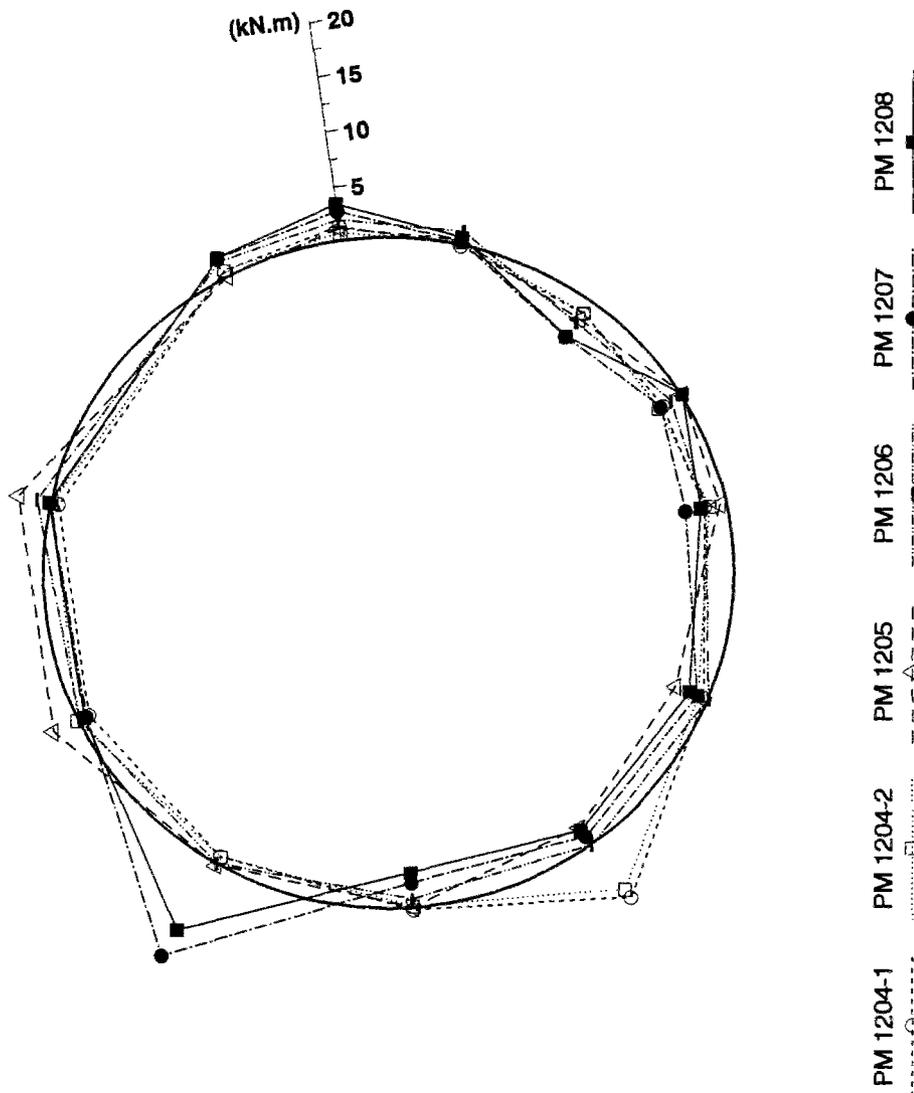


Figure 6.37 - Moments dans l'anneau (du PM 1204-1 au PM 1208)

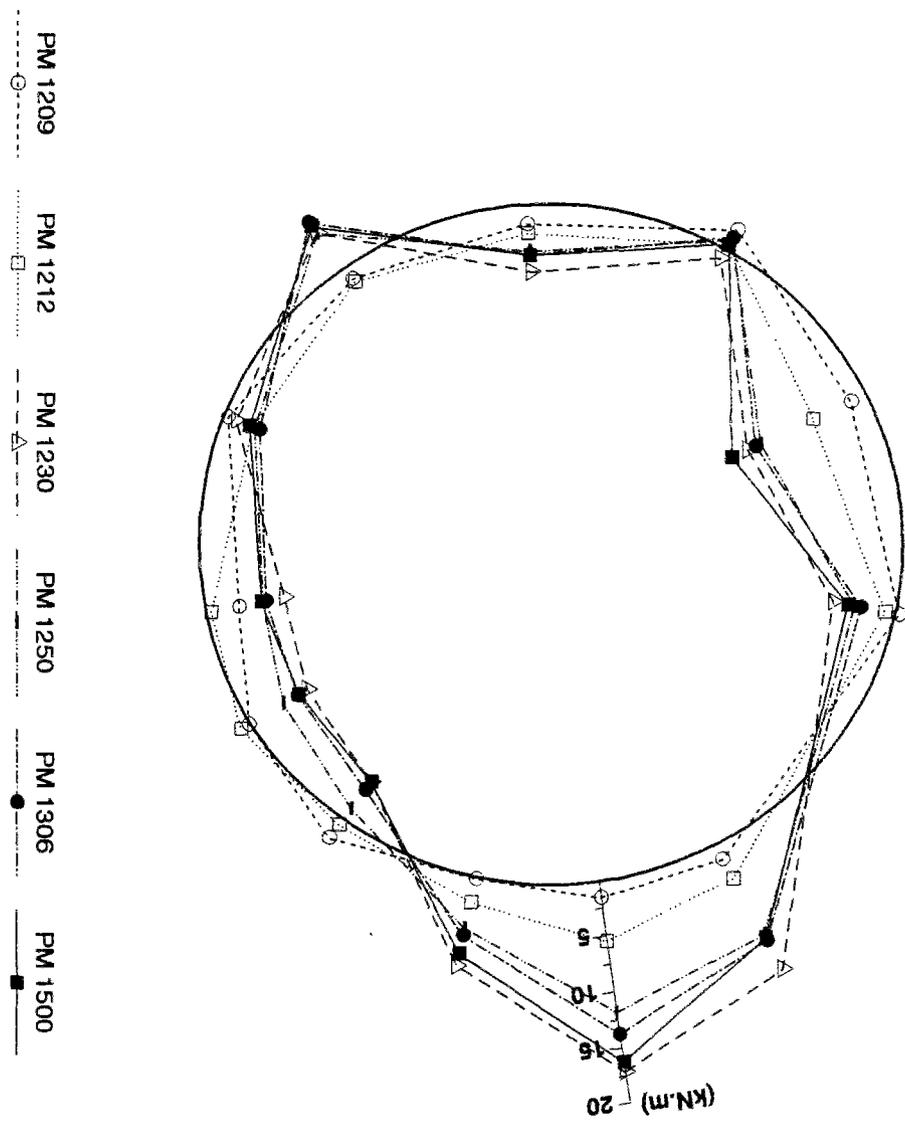


Figure 6.38 - Moments dans l'anneau (du PM 1209 au PM 1500)

maximale en piédroit. Les résultats de mesures mettent, par ailleurs, en évidence une dissymétrie de comportement entre parties droite et gauche de l'anneau.

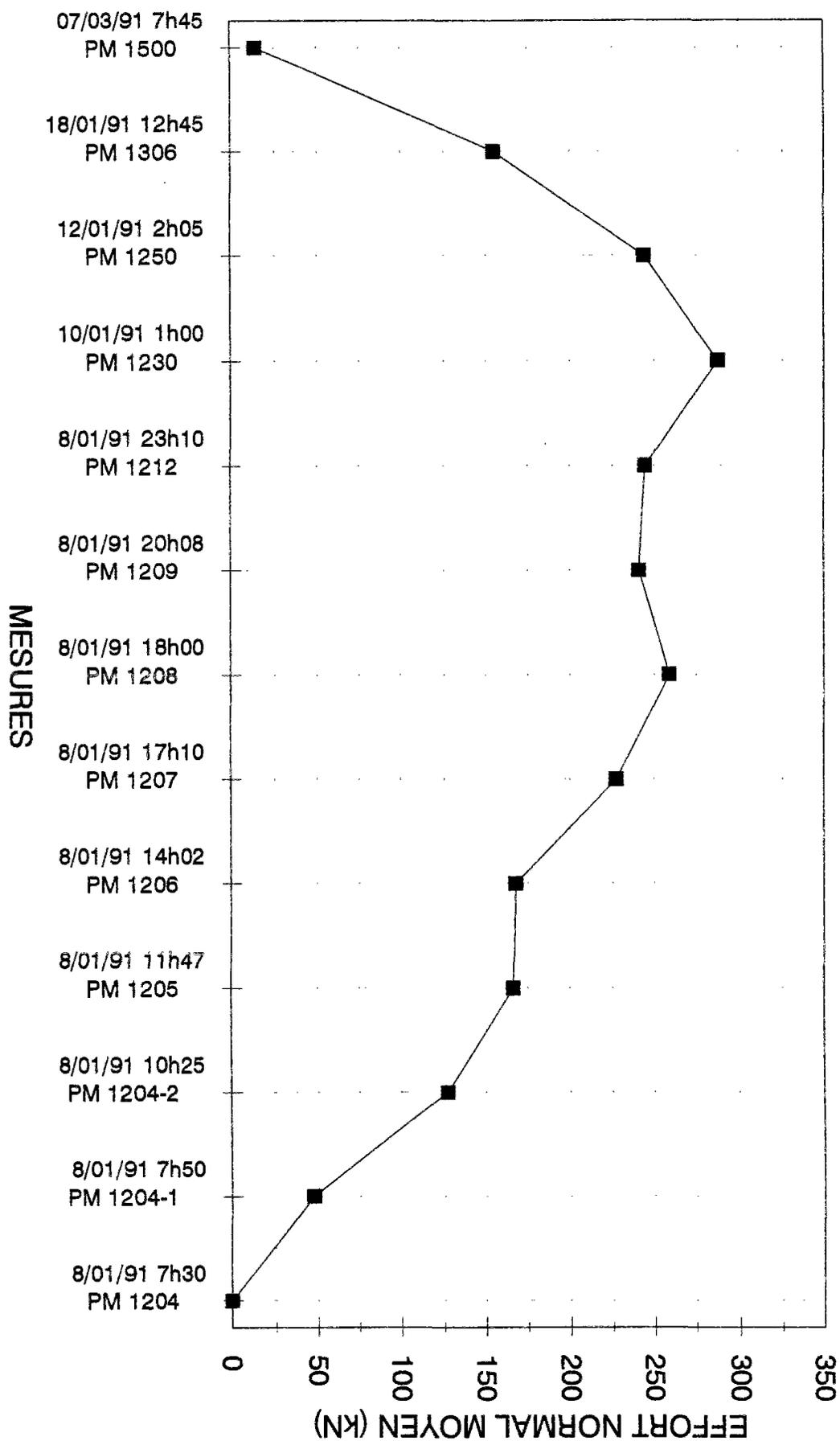
6.10 COMPORTEMENT OBSERVE APRES LE PM 1230

La figure 6.36 du paragraphe précédent fait apparaître une chute des efforts normaux après le PM 1230. Ce phénomène peut être observé plus clairement sur la figure 6.39, où les efforts normaux moyens sont représentés en fonction de l'avancement du front. On remarque une diminution considérable des efforts après la mesure du 10/01/91 (PM 1230), alors qu'on s'attendrait plutôt, à ce niveau, à une stabilisation des efforts.

Une explication possible de ce phénomène pourrait être la mise sous air comprimé de la galerie. En effet, l'entreprise a dû recourir à ce procédé plusieurs fois après le 10 janvier 1991, afin de faciliter les interventions qui ont dû être effectuées dans la chambre d'abattage. Les périodes d'interventions sont précisées sur la figure 6.40. La pression appliquée (50 kPa) aurait tendance à repousser les voussoirs et le terrain encaissant, provoquant ainsi un soulagement des efforts au contact anneau-terrain. Toutefois ces interventions ponctuelles expliquent mal la persistance des réductions d'effort normal, observées entre le 10 janvier et le 7 mars 1991. Le caractère permanent de ces déformations a conduit à réexaminer l'influence des phénomènes hydriques sur la réponse de l'anneau.

La diminution excessive des efforts normaux observée en radier pourrait, en partie, être due à un effet de gonflement hydrique des voussoirs. Cet effet peut se produire naturellement à l'extrados des voussoirs du fait du contact avec l'eau du coulis d'injection ou la nappe. Il est possible que la mise sous air comprimé ait facilité l'imprégnation du béton par l'eau environnante. D'une manière générale, on a pu constater que les parties basses de l'anneau étaient souvent baignées par l'eau de lavage du tunnelier. Ceci pourrait contribuer à un gonflement des voussoirs, limitant ainsi la compression imposée par le terrain (figure 6.41).

Figure 6.39 - Effort normal moyen en fonction de l'avancement



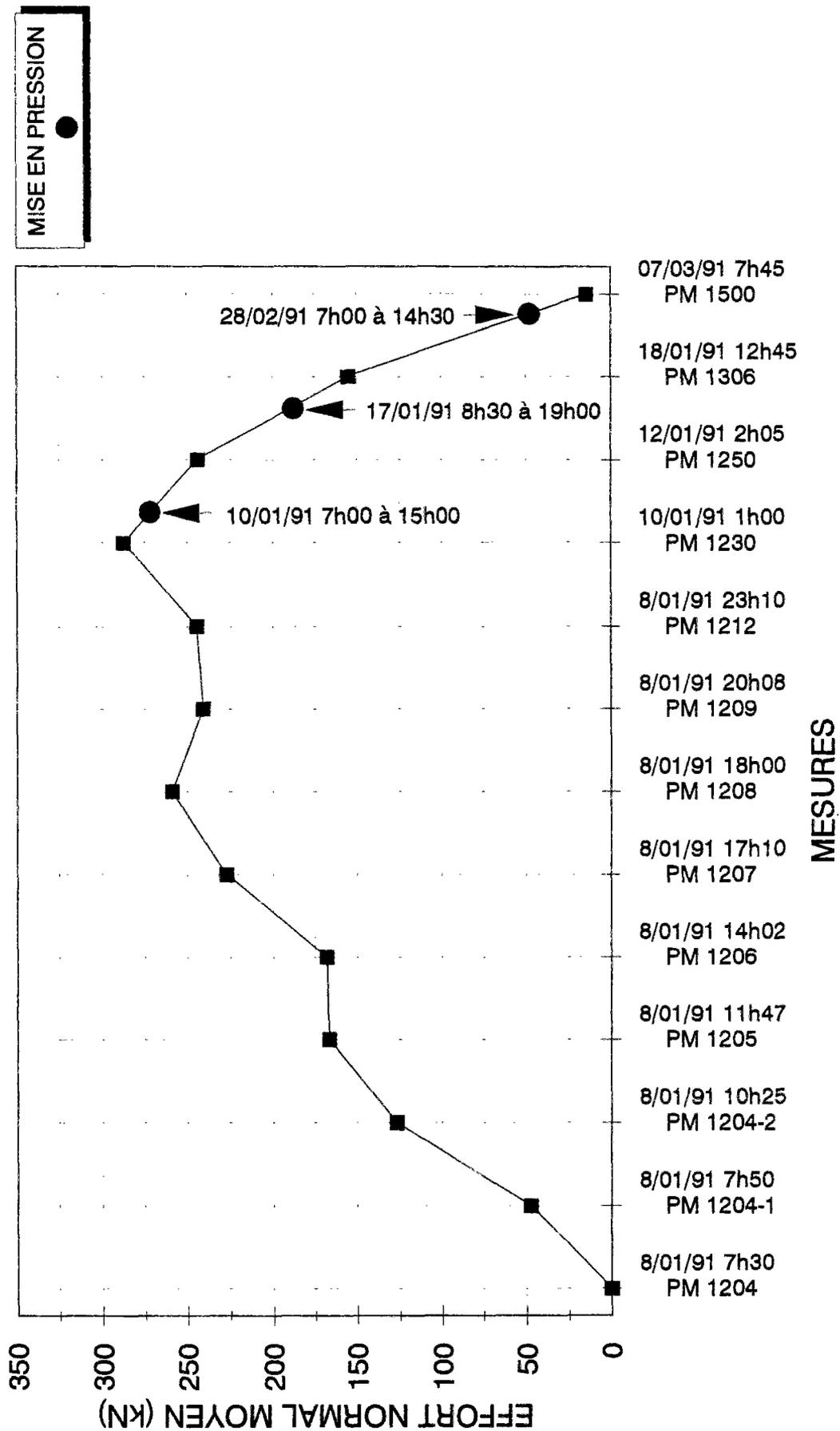


Figure 6.40 - Effort normal moyen et mises sous air-comprimée de la galerie

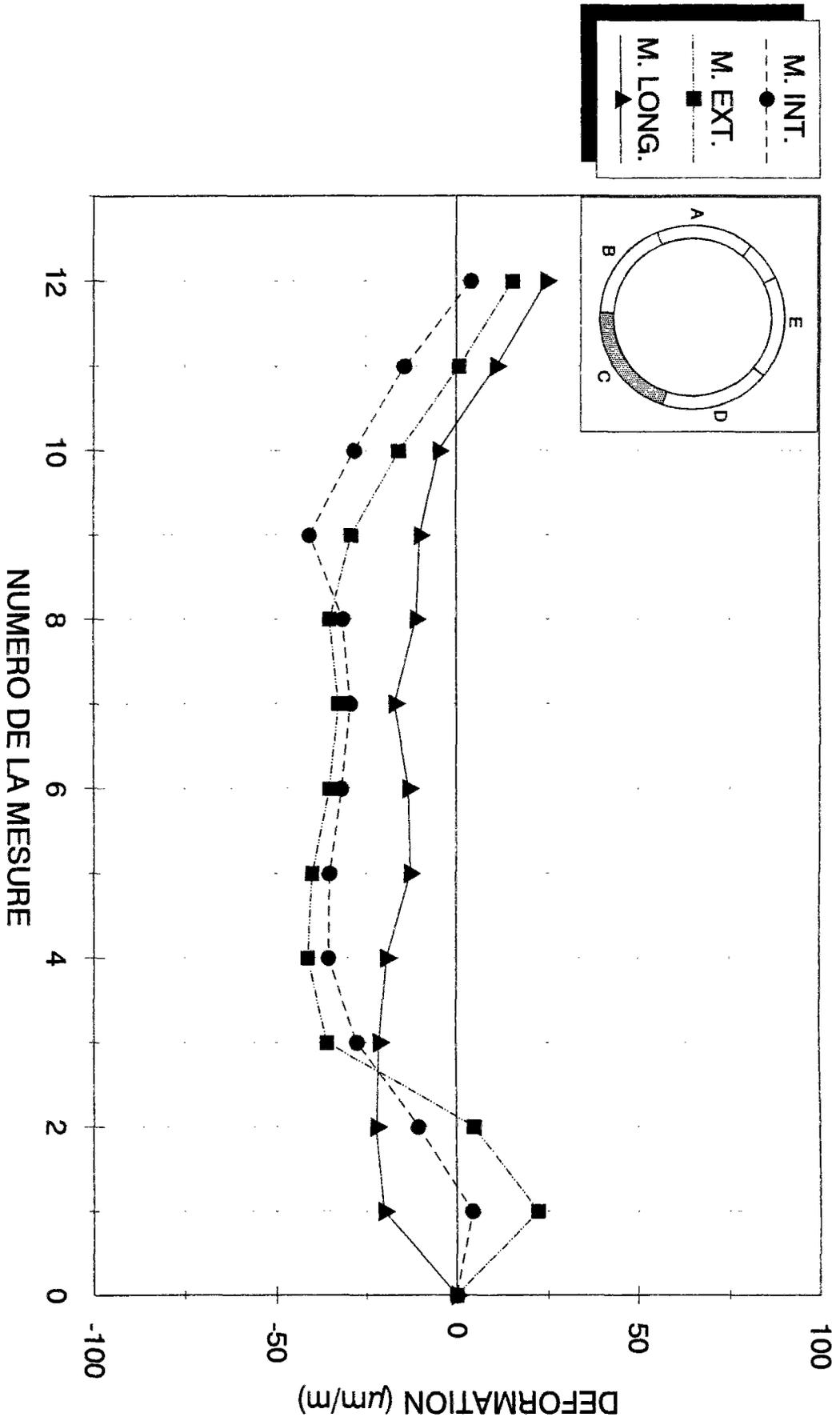


Figure 6.41 - Déformations observées sur le voussoir C, témoins N° 1, 2, 3 (mesures corrigées en température)

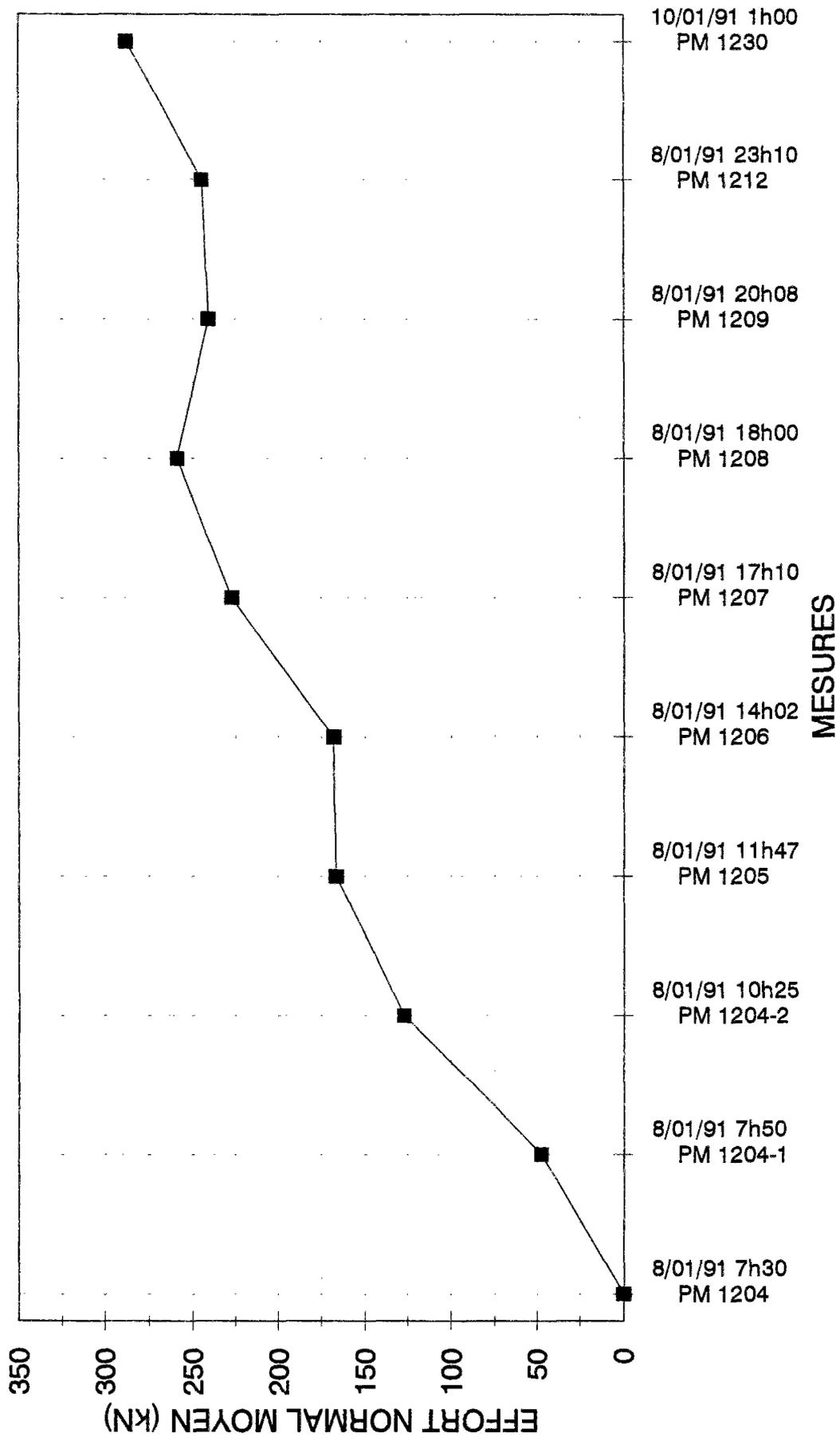


Figure 6.42 - Evolution de l'effort normal moyen en fonction de l'avancement jusqu'au PM 1230

6.10.1 Réponse immédiate de l'anneau

Les efforts normaux enregistrés avant le PM 1230 sont représentés sur la figure 6.42. On observe une augmentation progressive des efforts à mesure de l'avancement du front de taille jusqu'au PM 1208. Cette évolution peut s'expliquer par la mise en charge de l'anneau sous l'effet du terrain et des injections ; toutefois l'augmentation d'efforts (de l'ordre de 75 kN/m) entre la deuxième et la troisième mesures reste difficile à expliquer, étant donné que l'anneau se trouve alors a priori à l'abri de la machine. Après le PM 1208, on constate une stabilisation de l'effort moyen à une valeur de 250 à 300 kN/m.

6.11 DISCUSSION

Dans les paragraphes précédents, les mesures extensométriques et inclinométriques ont été analysées séparément. L'incohérence entre certains résultats de mesures, nous a conduit à approfondir l'analyse des résultats obtenus pour les PM 1198, 1200 et 1205. Ces PM ont été choisis pour les raisons suivantes :

- le PM 1198 correspond à la distance au front pour laquelle on remarque les premières déformations significatives dans le massif encaissant du à l'excavation ;
- le PM 1200 correspond au passage du front de taille au niveau des appareils de mesures, où on enregistre d'importantes déformations ;
- le PM 1205 correspond au le passage du vide annulaire au niveau des appareils de mesures ;

Les mesures enregistrées sur ces PM seront de plus utilisées, dans le chapitre suivant, pour la comparaison des résultats des calculs aux observations effectuées sur cet ouvrage.

La figure 6.43 représente les mesures extensométriques relatives cumulés à partir de la surface du sol (E1, E2, E3, E4) et les mesures inclinométriques transversales (I1, I3, I4), enregistrées au PM 1198. Les mesures inclinométriques montrent que le terrain situé au-dessus du tunnel a tendance à se déplacer vers la galerie, c'est-à-dire à se décompresser. Le déplacement enregistré, n'est pas de même intensité sur les inclinomètres I1 et I3, bien qu'ils

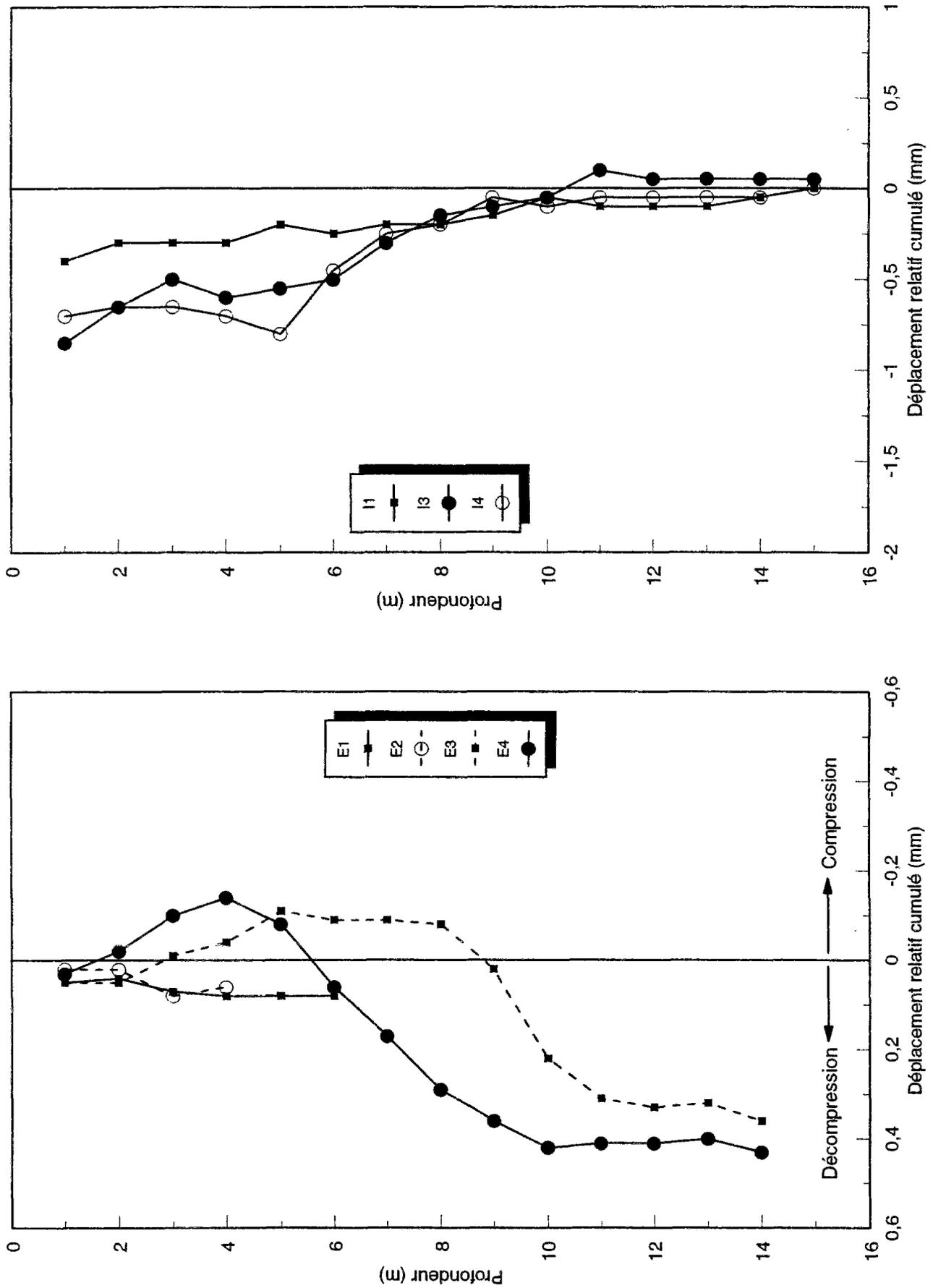


Figure 6.43 - Déformations du terrain au PM 1198

se situent à la même distance par rapport à l'axe vertical du tunnel. Lorsqu'on compare résultats aux mesures extensométriques, on remarque que le terrain subit également une décompression pour les extensomètres E1 et E2 tandis que les deux autres extensomètres (E3 et E4) enregistrent une compression du terrain qui augmente avec la profondeur jusqu'à 5 m, et une décompression se manifestant jusqu'à 10 m de profondeur. Les déformations enregistrées au PM 1198 sur les extensomètres sont relativement faibles ($> 0,5$ mm).

La figure suivante (figure 6.44) correspond aux mesures effectuées au PM 1200. Les mesures inclinométriques montrent une convergence dans le terrain situé au-dessus du tunnel, et d'un refoulement au niveau des piédroits. Par contre les mesures extensométriques, à l'exception de l'extensomètre E1 qui ne semble pas enregistrer de mouvement, indiquent une compression du terrain situé au-dessus du tunnel, la compression enregistrée sur l'extensomètre E3 étant assez importante.

Les mesures enregistrées au PM 1205 sont représentées sur la figure 6.45. Les mesures inclinométriques mettent en évidence, encore une fois, la convergence du terrain au-dessus du tunnel. En ce qui concerne les mesures extensométriques, l'extensomètre E2 est en cohérence avec les mesures inclinométriques du fait qu'il indique une décompression qui augmente avec la profondeur. Quant aux mesures sur les extensomètres E1 et E3, la déformation enregistrée se manifeste sous forme de compression. Les mesures enregistrées sur l'extensomètre E4 constituent un point délicat, dans la mesure on remarque des déformations jusqu'à la base fixe de l'extensomètre : le terrain situé à plus de 10 m de profondeur ne devrait pas subir de déformations, d'une part, à cause de la rigidité relativement importante de la couche de terrain, et d'autre part, à cause de la zone d'influence du creusement.

Les mesures effectuées sur l'extensomètre E5 et l'inclinomètre I5 constitue un autre point de confusion. La figure 6.46 montre les mesures extensométriques et les mesures inclinométriques en direction axiale, en fonction de l'avancement de la machine. Le déplacement vertical mesuré indique une compression du terrain qui a tendance à augmenter à mesure que le bouclier approche le point de mesure. Cette compression qui entraîne un soulèvement dans le terrain, est plus forte près de la surface et diminue en fonction de la profondeur. Néanmoins, cet état de déformation ne peut signifier qu'une dilatation du terrain qui est en contradiction avec le résultat obtenu. D'autre part, les déformations en direction

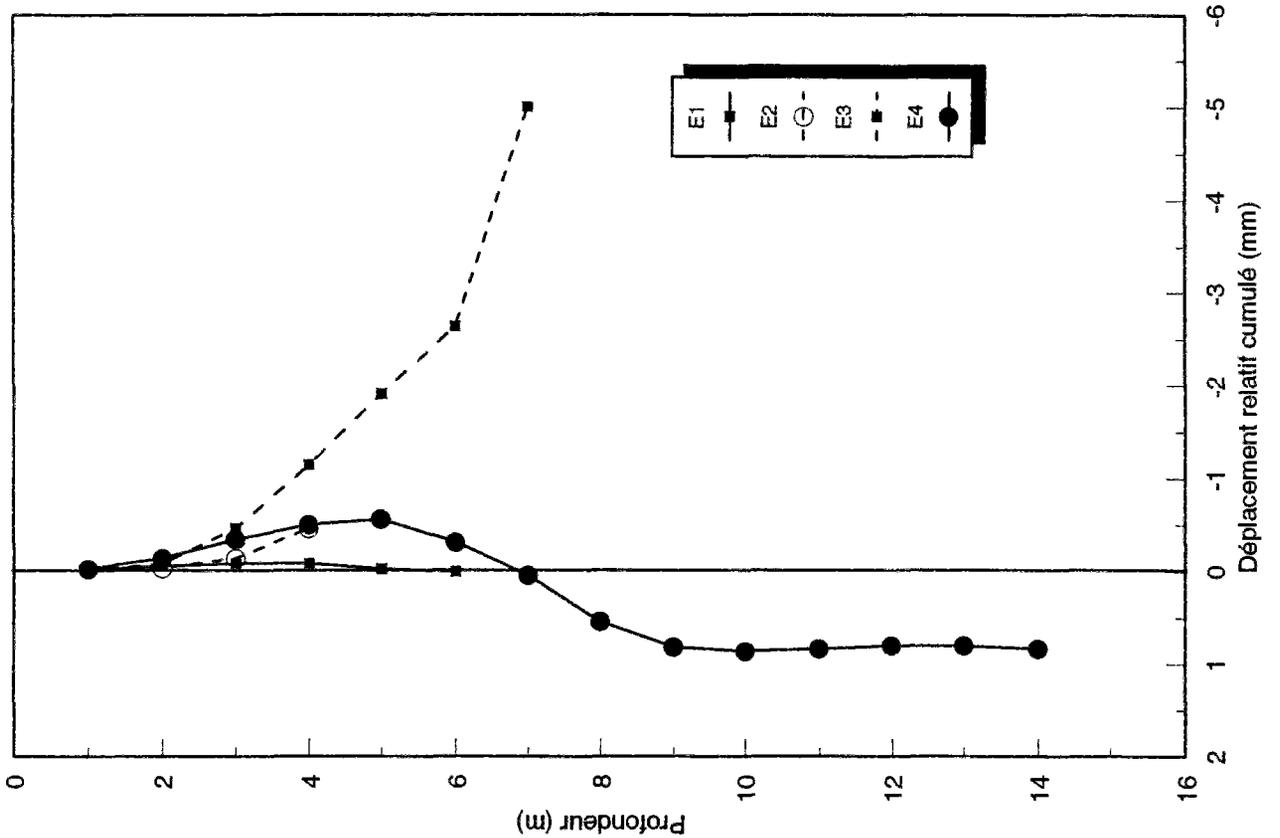
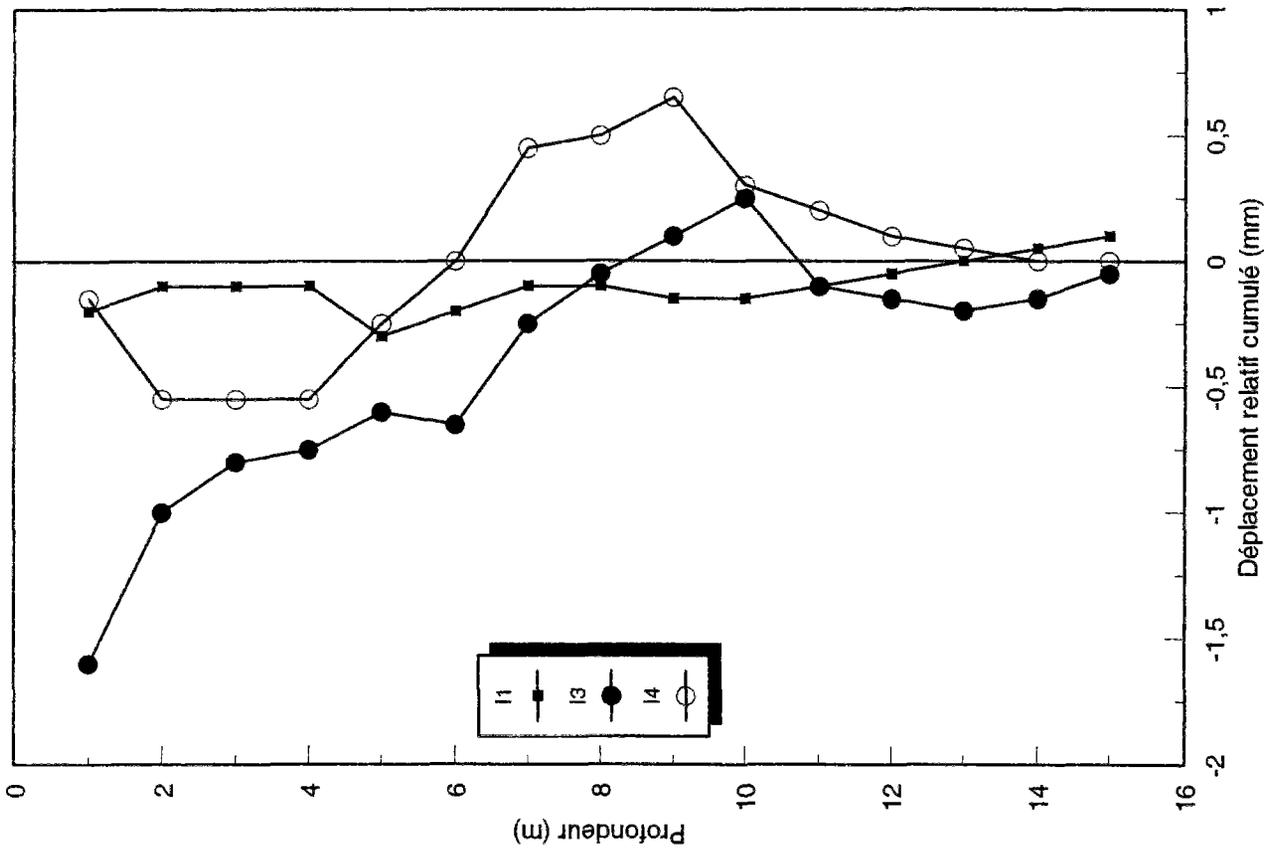


Figure 6.44 - Déformations du terrain au PM 1200

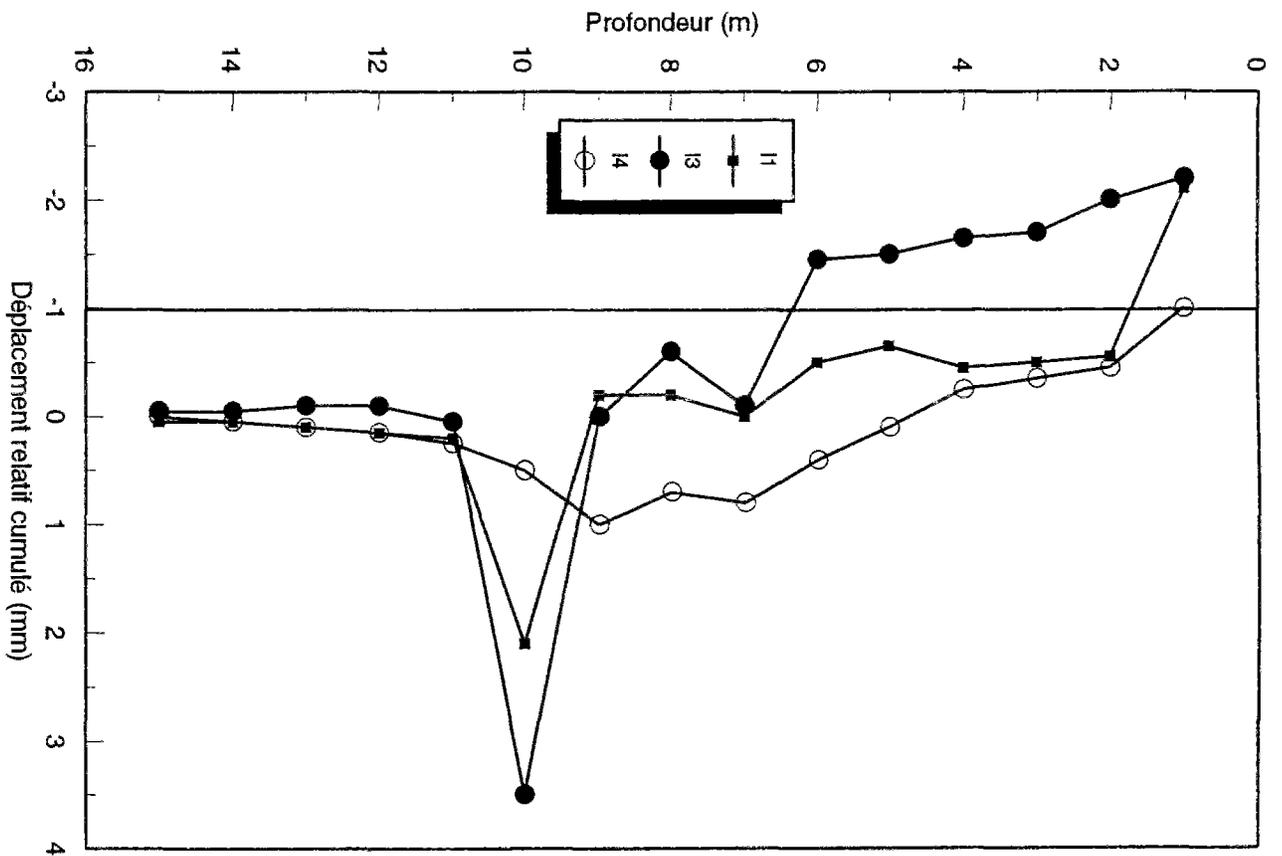
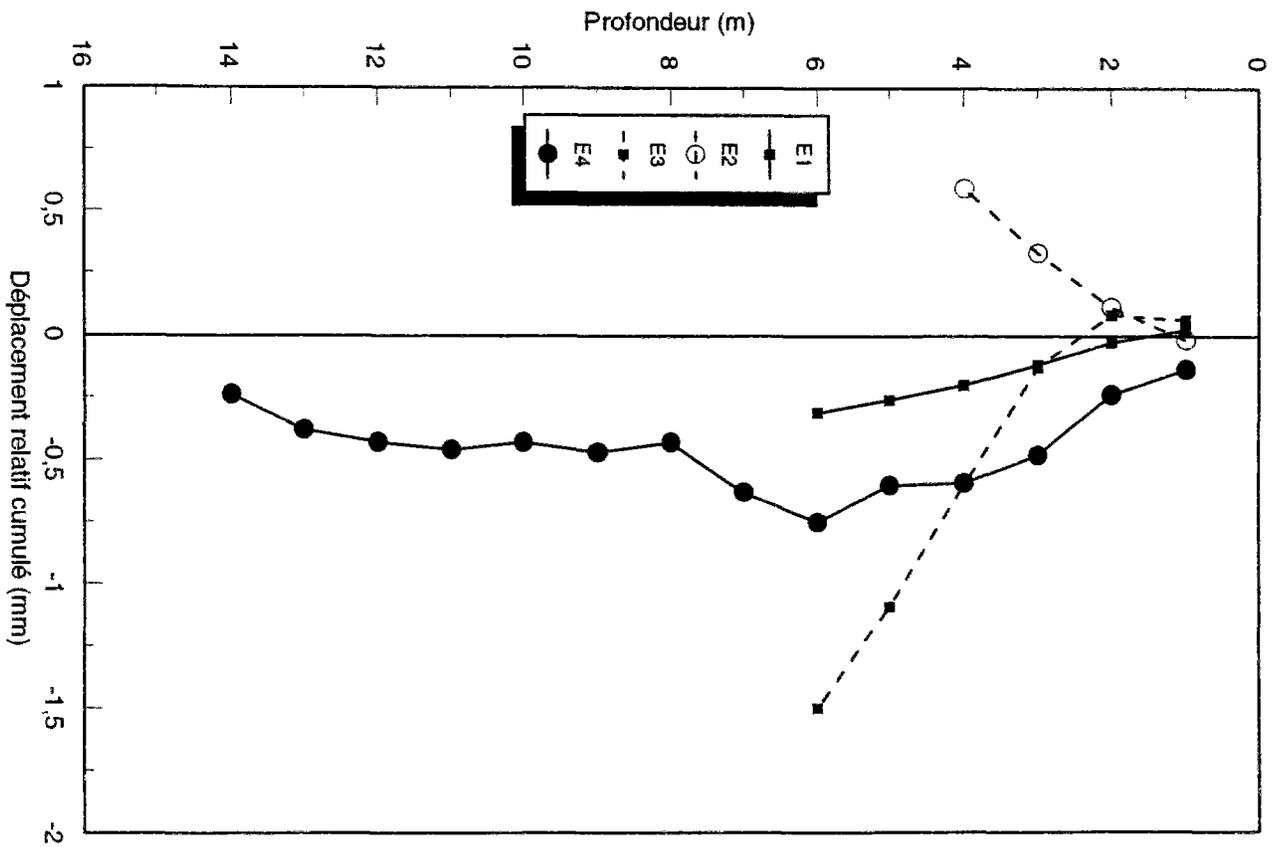


Figure 6.45 - Déformations du terrain au PM 1205

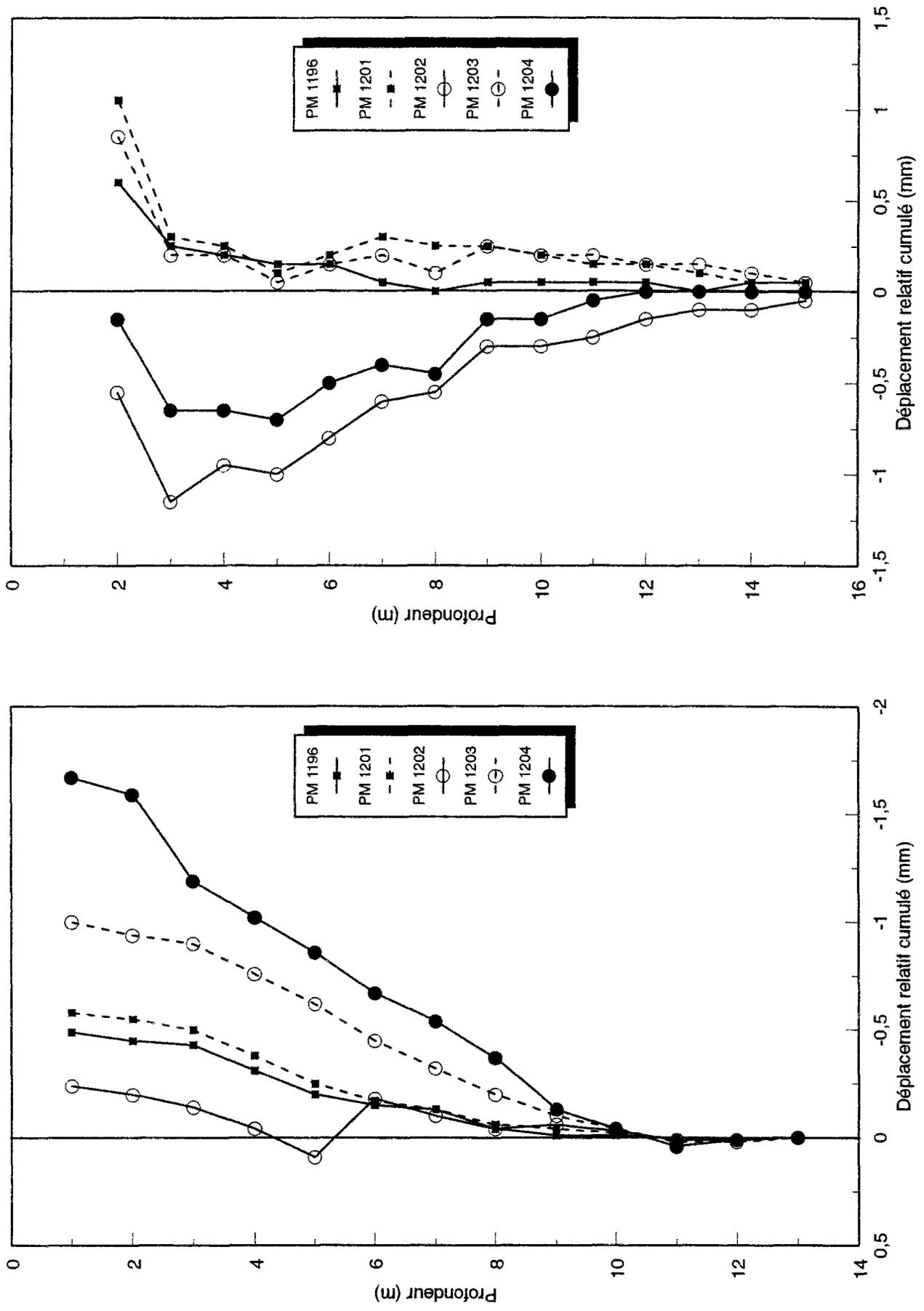


Figure 6.46 - Déformations du terrain enregistrées sur l'extensomètre E5 et l'inclinomètre I5

axiale enregistrées sur l'inclinomètre I5, montrent que le terrain n'est pratiquement pas sollicité jusqu'au PM 1202, et à partir de ce PM on remarque une convergence vers le bouclier, ce qui n'est pas cohérent, encore une fois, avec les mesures extensométriques

6.12 CONCLUSIONS

L'instrumentation mise en place au PM 1200 du collecteur VL4 a permis d'observer le comportement du terrain pendant le creusement d'un tunnel au bouclier à pression de boue, en terrain alluvionnaire homogène. Les déplacements enregistrés sont relativement faibles, de l'ordre de quelques millimètres. Les conclusions suivantes peuvent être tirées de cette expérimentation :

(1) les tassements observés en surface présentent des allures classiques de cuvettes, de caractéristiques analogues à celles mises en évidence par Peck (1969) et Hanya (1977). La présence du bouclier semble retarder la formation de la cuvette au-dessus du tunnel. Les paramètres de distribution des profils observés de tassements transversaux, $2i/D$ sont de l'ordre de 1,3 à 2,5.

(2) les mesures extensométriques ont permis de mettre en évidence deux zones de compression des terrains assez étendues de part et d'autre de l'ouvrage et une zone en décompression s'étendant sur une hauteur d'environ 4 m au-dessus de la clé du tunnel. Le déplacement maximal enregistré est de 6 mm.

(3) les enregistrements inclinométriques latéraux traduisent une convergence des terrains au-dessus de l'ouvrage et un refoulement du sol situé au niveau du tunnel, au passage de la machine. Les mesures effectuées dans le sens longitudinal au PM 1205 indiquent une légère tendance à un refoulement du terrain à l'approche du front de taille.

Les témoins sonores installés au PM 1200 du collecteur VL4 ont permis d'enregistrer les déformations induites sur l'anneau de soutènement situé au niveau de ce PM, au cours de l'avancement du bouclier. L'interprétation de ces résultats de mesures a conduit à une évaluation des efforts normaux et des moments repris par l'anneau. Les déformations mesurées résultent d'effets mécaniques, mais aussi de phénomènes thermiques et hydriques.

Des corrections ont été appliquées aux mesures brutes afin de réduire l'influence des phénomènes thermiques. Ces effets dépendent des valeurs locales du coefficient de dilatation du béton β et du taux de liberté de l'anneau n . Les valeurs 10.7 et 1 ont été retenues respectivement pour ces deux paramètres. Une correction supplémentaire a été appliquée sur les témoins circonférentiels situés à l'extrados de l'anneau, afin de limiter les effets hygrométriques provenant de la différence d'humidité entre les parties intrados et extrados de l'ouvrage. Les efforts normaux et les moments repris par l'anneau ont été calculés à partir des mesures corrigées. Pour ce calcul, le module du béton et le coefficient de Poisson ont été pris respectivement égaux à 36000 MPa et 0,2.

Un certain nombre de difficultés ont été rencontrées dans l'interprétation de ces mesures. Elles sont liées, en partie, aux incertitudes propres à l'évaluation de certains paramètres : module d'Young E et coefficient de Poisson ν du béton et surtout coefficient de dilatation thermique β du béton et taux de liberté n de l'anneau. La valeur du paramètre β dépend principalement de la composition du béton, mais pourrait aussi être influencée par la température et l'humidité du voussoir ; la valeur du coefficient n dépend des conditions de sollicitation de l'anneau et notamment des différences de raideur entre béton et terrain encaissant. En toute rigueur, il faudrait pouvoir tenir compte des variations du paramètre $n\beta$ avec le point de mesure, ce qui n'a pas été possible dans cette étude, compte tenu des difficultés rencontrées dans l'évaluation de n et β .

Les autres sources d'incertitudes proviennent de l'existence d'autres phénomènes, difficiles à appréhender, et qui pourraient avoir une influence sur la réponse de l'anneau :

- le comportement hydrique du béton des voussoirs,
- l'influence des injections de bourrage exécutées à l'arrière de la machine,
- l'influence des mises sous air comprimé successives de la galerie après le PM 1230.

Compte tenu de ces incertitudes, il est difficile d'expliquer complètement les phénomènes observés sur les témoins sonores pendant la campagne de mesure. Les résultats suivants peuvent toutefois être établis :

- (1) Les efforts normaux augmentent en fonction de l'avancement jusqu'au PM 1230 ;
- (2) la valeur stabilisée de l'effort normal moyen est de l'ordre de 250 à 300 kN/m (cette valeur est à prendre avec précaution compte tenu, d'une part, de l'incertitude sur la valeur du module du béton et, d'autre part, de l'augmentation d'effort normal constatée au PM 1204, avant le démarrage de la phase de foration) ;
- (3) après le PM 1230, on constate une chute des efforts normaux qui est surtout sensible en radier ; cette chute d'effort normal se produit après la mise sous air comprimé de la galerie ; toutefois, le caractère permanent des déformations enregistrées après le PM 1230, conduit à penser que les réductions d'efforts observées pourraient résulter d'autres phénomènes et notamment du comportement hydrique du béton ;
- (4) les moments restent relativement faibles jusqu'au PM 1212 ; à partir du PM 1230 on retrouve une distribution classique des moments sur la partie droite de l'anneau ;
- (5) la valeur maximale des moments mesurés est de 16 kN.m/m (cette valeur pouvant également être affectée par l'estimation du module du béton).

CHAPITRE 7

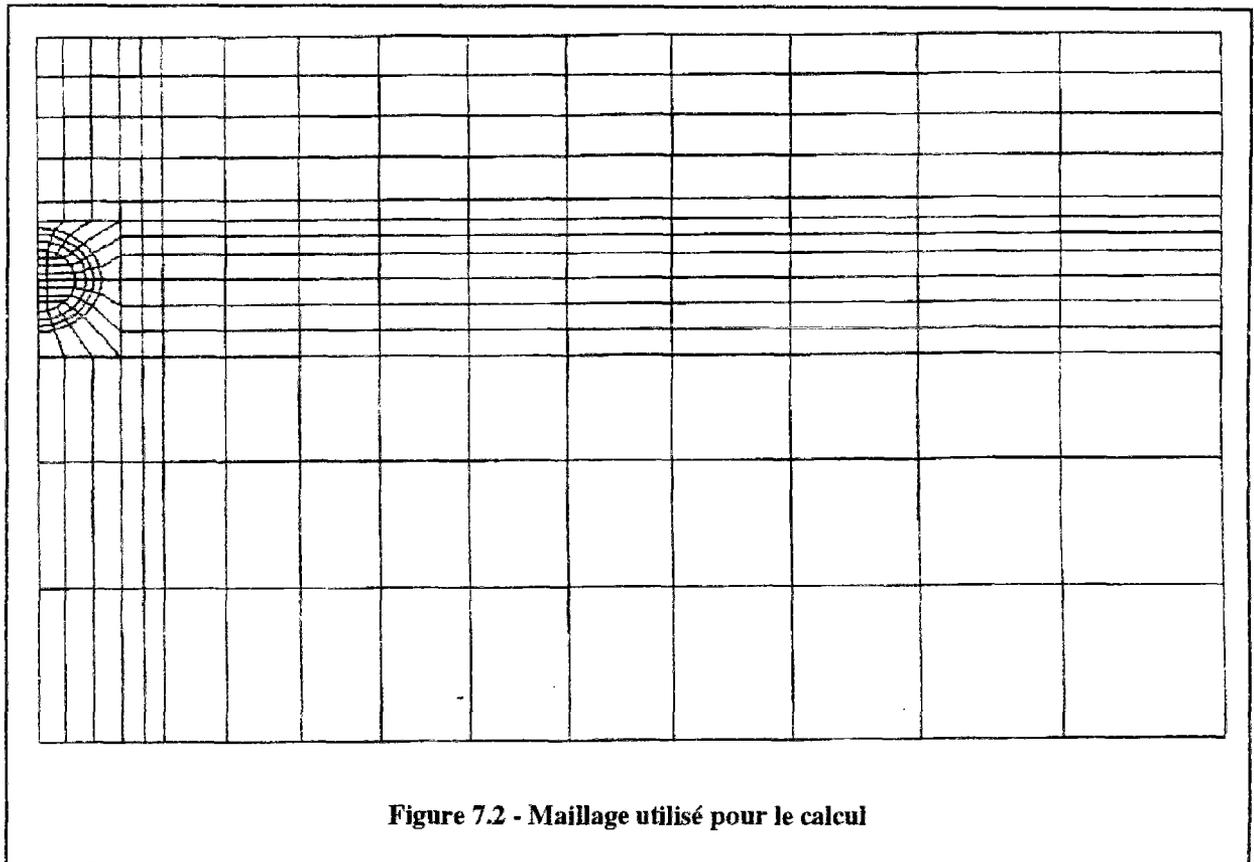
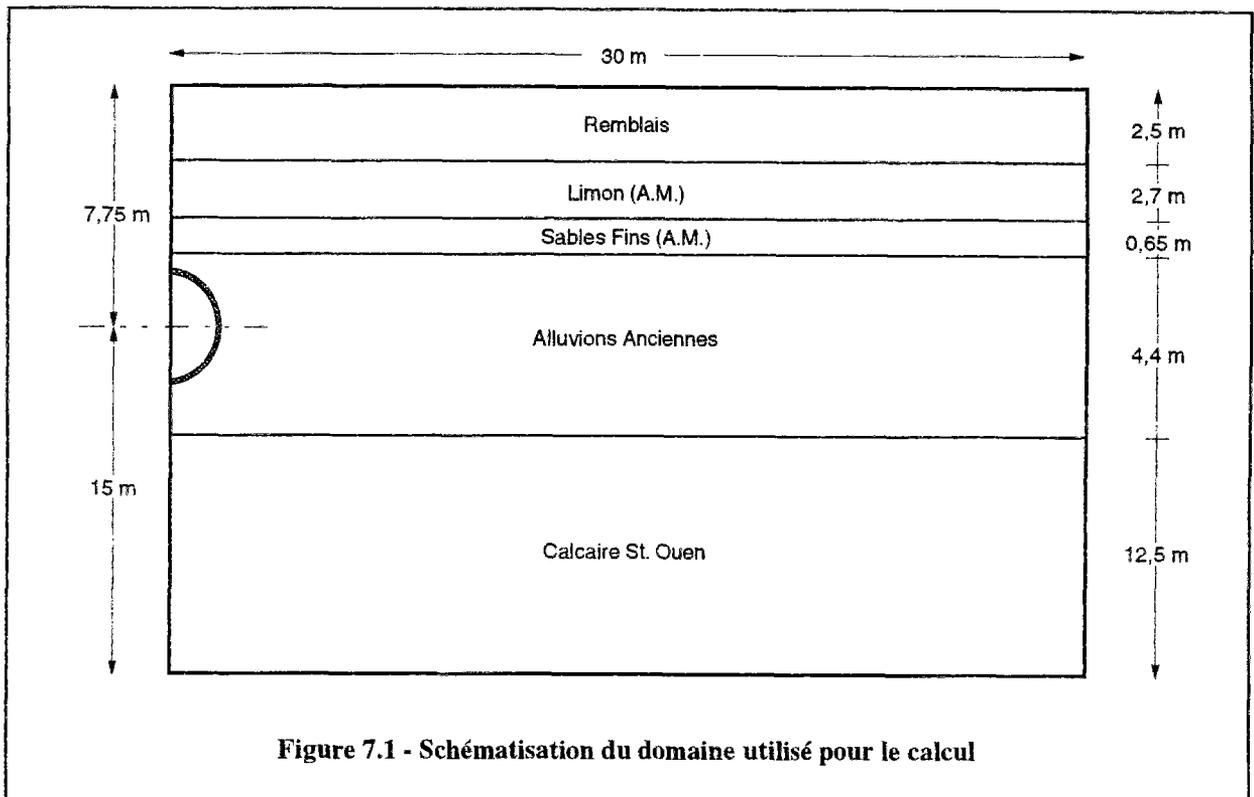
MODELISATION DU CREUSEMENT DU COLLECTEUR VL4 A L'AIDE DU CODE EXCAV

7.1 INTRODUCTION

Les mesures effectuées pendant la réalisation du collecteur VL4 à l'aide d'un bouclier à pression de boue, qui sont décrites dans le chapitre précédent, ont été utilisées pour valider la méthode de calcul développée dans le cadre de cette thèse. Le présent chapitre compare les mesures effectuées sur le collecteur aux prévisions données par le code EXCAV, modifié pour prendre en compte les effets induits dans le terrain par l'utilisation d'un bouclier à pression de boue.

7.2 CALCULS EFFECTUES A L'AIDE DU CODE EXCAV

Les conditions retenues pour cette comparaison correspondent à un tunnel de 3,65 m de diamètre, excavé entièrement dans les alluvions anciennes à une profondeur d'axe de 7,75 m (figure 7.1). L'épaisseur des différentes couches de sol, qui constituent le massif encaissant, sont également représentées sur cette figure. Les limites du domaine de calcul ont été choisies en supposant que l'effet du creusement s'annule à une distance de l'ordre de dix fois le rayon de part et d'autre de l'ouvrage, soit à environ 30 m. La surface du terrain naturel étant horizontale et le tunnel circulaire, on a fait l'hypothèse que les conditions du problème étaient symétriques par rapport au plan vertical passant par l'axe du tunnel, ce qui a permis de limiter l'analyse à la moitié droite de l'ouvrage. Le maillage utilisé pour cette étude est composé de 242 éléments quadratiques et 848 noeuds (figure 7.2).



7.2.1 Description des étapes de calculs

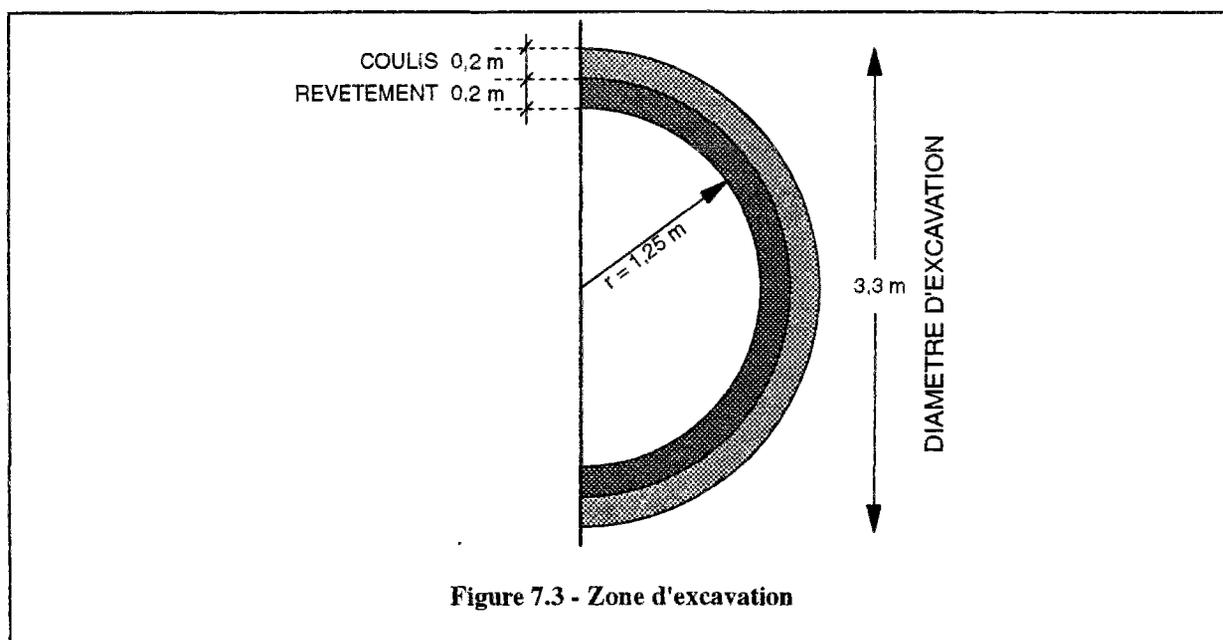
Les mesures effectuées sur le collecteur VL4 ont permis d'analyser l'influence des différentes phases de constructions sur la réponse du massif encaissant. Le nombre important de mesures nous a obligé à limiter la comparaison à des sections considérées comme les plus significatives. Le chapitre précédent, consacré à l'interprétation des mesures, a montré qu'en avant du front de taille, autrement dit avant l'excavation, le terrain subit des déformations significatives à partir du PM 1198, qui a été retenu comme première section de calcul. La deuxième section de calcul correspond au PM 1200, i.e. à l'arrivée du front de taille au niveau des appareils de mesures, où d'importantes déformations ont été observées, probablement du fait de la pression appliquée au front de taille. Des mouvements importants sont également observés, en général, au moment où le revêtement est mis en contact avec le terrain derrière la queue du bouclier. Cette étape, qui constitue une phase critique dans le processus du creusement au bouclier, a été retenue comme troisième section de calcul : elle correspond au PM 1205.

Les différentes étapes de calcul utilisées pour représenter le processus d'excavation sont les suivantes :

- la première étape du calcul consiste à initialiser les contraintes dans le massif ; pour cela, on suppose que le milieu est soumis à un état de contraintes géostatiques, les contraintes verticales étant égales $\sigma_v = \gamma z$ et les contraintes horizontales à $\sigma_h = K_0 \gamma z$, K_0 représentant le coefficient de pression des terres au repos ; la nappe phréatique étant située à 5 m de la surface libre, le poids volumique des couches de sol situées au-dessus de la nappe est pris égal au poids volumique total, tandis qu'on a utilisé le poids volumique déjaugé au-dessous du niveau de la nappe ; dans ce cas, les pressions interstitielles ont été prises en compte dans la détermination des contraintes totales dans le massif ;
- l'étape suivante consiste à simuler l'effet du creusement en avant du front de taille, à l'aide de la méthode du ramollissement : le module du noyau à excaver est diminué par rapport à sa valeur initiale, tandis que le niveau de contraintes est soit diminué

(convergence du terrain) soit augmenté (refoulement du terrain sous l'action de la pression appliquée au front de taille) ;

- la dernière étape a pour but de simuler l'excavation du sol, la mise en place du revêtement et l'injection de coulis sous pression entre le revêtement et le terrain encaissant ; le rayon de la section excavée est pris égal à 1,65 m tandis que le rayon extérieur du revêtement est de 1,45 m : l'épaisseur de la zone d'injection (gap) est donc égale à 0,20 m (figure 7.3) : l'excavation du terrain est simulée par la suppression des éléments situés à l'intérieur du cercle de rayon 1,65 m centré sur l'axe du tunnel ; la mise en place du revêtement et l'injection du coulis sont simulés en activant les éléments correspondants, et la pression induite par le coulis d'injection dans le terrain est simulée par augmentation de l'état de contraintes dans le gap.



Une des principales difficultés dans la réalisation de ce type de calcul est liée à la détermination des paramètres des différentes couches de terrain rencontrées. L'hétérogénéité des formations, la fiabilité des essais effectués afin de déterminer les valeurs de ces paramètres (et le nombre généralement insuffisant de ces essais) sont les principales causes d'incertitude sur les valeurs à prendre en compte dans les calculs. Ces paramètres jouent un rôle déterminant sur la réponse du massif encaissant. Pour cette raison, nous nous sommes, dans un premier temps, limités à une analyse élastique du comportement du terrain. Un deuxième calcul a été effectué pour un comportement élasto-plastique du terrain, afin d'analyser l'apport de la plasticité sur la prévision des déformations du massif.

7.2.2 Analyse élastique

7.2.2.1 Comparaison entre résultats des calculs et mesures effectuées dans le terrain

Le premier cas de calcul est basé sur un comportement élastique du terrain. Les paramètres utilisés pour chaque formation sont représentés sur le tableau 7.1. L'état de contraintes initiales dans le massif est défini par la relation à $\sigma_v = \gamma z$ pour les couches situées au dessus de la nappe phréatique et $\sigma_v = \gamma' z + u$ pour celles situées au dessous du niveau de la nappe.

	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	E (MPa)	ν	K_0
Remblais	20	-	2	0,2	0,75
Limon (Alluvions Modernes)	18	-	3	0,2	0,75
Sables fins (Alluvions Modernes)	-	10	4	0,2	0,75
Alluvions anciennes	-	10	75	0,3	0,75
Calcaire de St. Ouen	-	10	150	0,3	1

Tableau 7.1 - Caractéristiques des couches de sol retenues

La première section de calcul correspond au passage du front de taille au PM 1198. Les valeurs des paramètres de sol, prises en compte dans l'application de la méthode du ramollissement dans le noyau à excaver sont données dans le tableau 7.2. Ces valeurs correspondent à un coefficient de ramollissement n de 1,5 seulement, ce qui tient du fait que le front de taille est encore loin de la section de mesure. Le coefficient de Poisson du sol situé dans le noyau à excaver est calculé à partir de la relation $\nu' = \nu / (1 - \nu)$. Les contraintes dans le noyau ont été diminuées à une valeur égale à 85 kPa, en raison de la convergence du terrain vers le noyau, ce qui revient à utiliser la méthode du ramollissement dans sa manière classique.

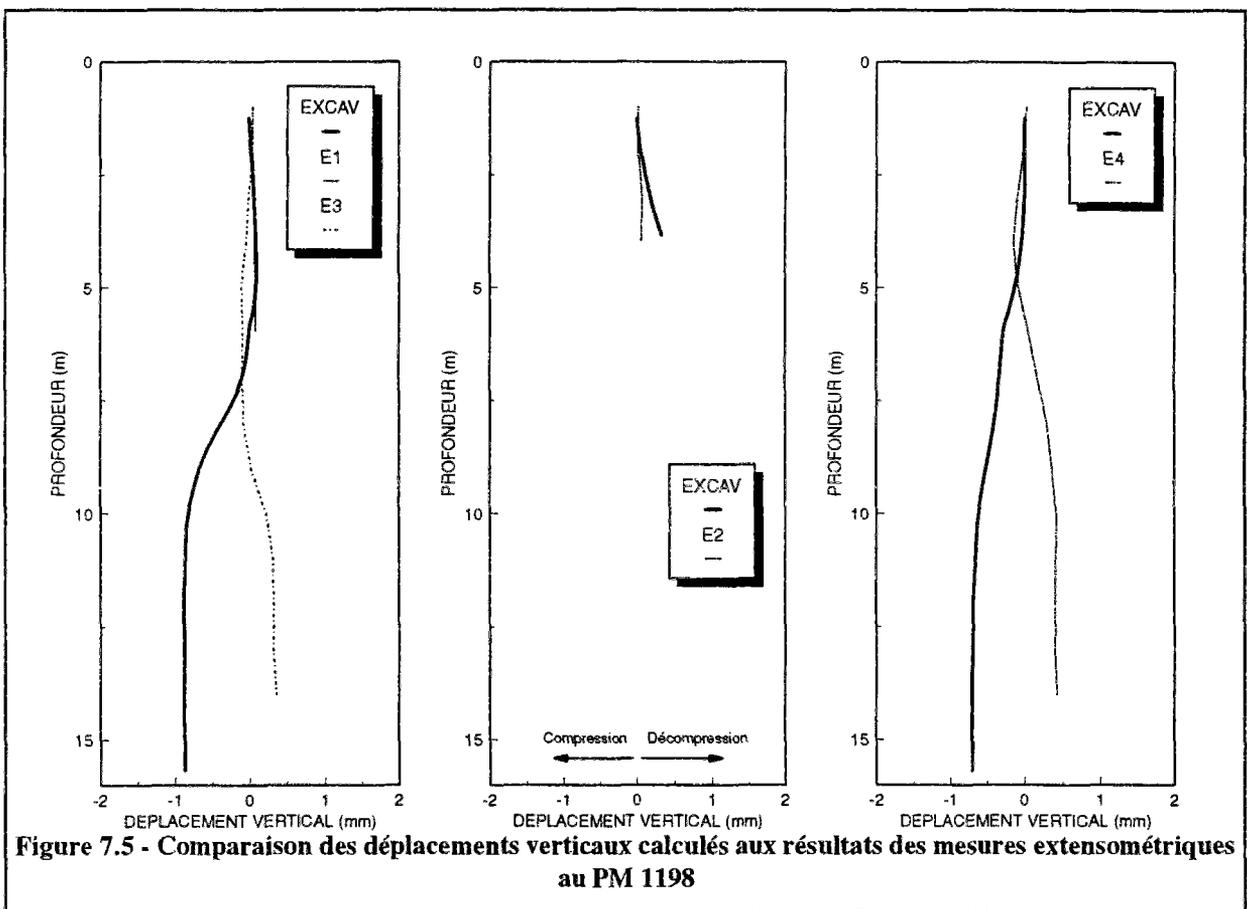
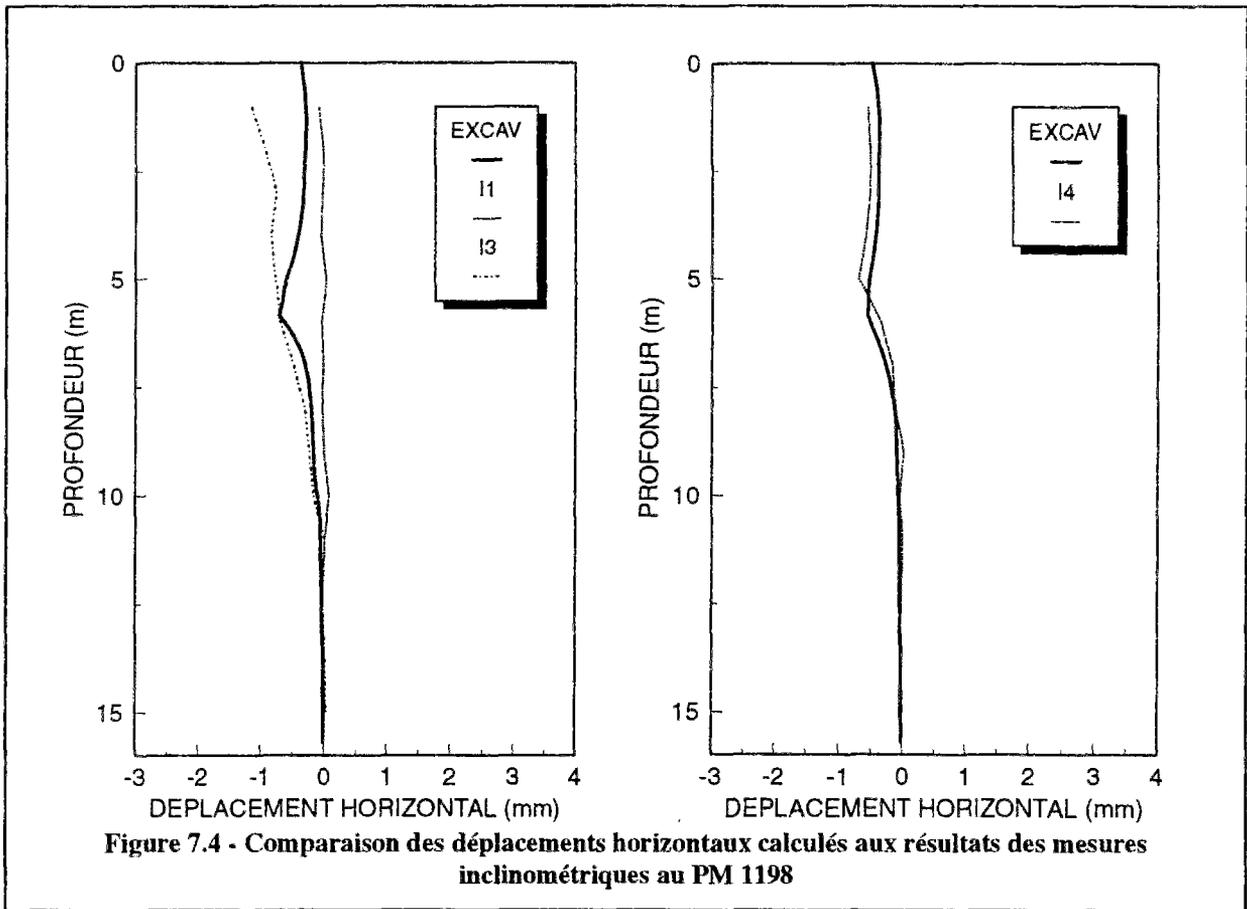
	E (MPa)	ν	E' (MPa)	ν'
Valeur initiale	75	0.3	-	-
1 ^{ère} phase de calcul (PM 1198)	-	-	50	0.231
2 ^{ème} phase de calcul (PM 1200)	-	-	25	0.231

Tableau 7.2 - Caractéristiques retenues pour simuler le ramollissement du noyau à excaver

Les comparaisons entre les résultats des calculs et les déplacements horizontaux mesurés sur les inclinomètres I1 et I3 (situés à 2,15 m de part et d'autre du centre du tunnel) et sur l'inclinomètre I4 (situé à 3,15 m à droite de l'axe du tunnel) sont résumées sur la figure 7.4. On remarque que le déplacement enregistré sur les inclinomètres I1 et I3 ne sont pas identiques, bien que ces appareils soient situés à la même distance du centre du tunnel. La distribution de déplacements donnée par le calcul correspond plutôt aux mesures enregistrées sur l'inclinomètre I3. On peut noter que le déplacement et les mesures sont pratiquement identiques à partir d'une profondeur de 6 m, tandis que le calcul sous-estime le déplacement à proximité de la surface du terrain naturel. D'autre part, la prévision du calcul se situe entre les valeurs mesurées sur I1 et celles données par I3. En ce qui concerne l'inclinomètre I4, on peut remarquer que le déplacement horizontal calculé coïncide bien avec les valeurs mesurées.

Les comparaisons des déplacements verticaux calculés aux tassements mesurés sont plus délicates, du fait des difficultés rencontrées dans l'exploitation des mesures de nivellement. Afin de rendre cette comparaison possible, on a été contraint à effectuer certaines modifications sur la présentation des résultats. Les mesures tassométriques, telles qu'elles ont été présentées dans le chapitre précédent, prennent en effet en compte un tassement moyen déduit de l'analyse des mesures de tassements observés dans le plan longitudinal de l'ouvrage. Dans la mesure où il s'agit d'une approximation et non de valeurs précises, on a choisi de ne pas tenir compte des mesures de nivellement et d'utiliser uniquement, pour la comparaison aux calculs, les mesures extensométriques cumulées à partir de la surface du sol : de même le tassement de surface a été déduit des distributions de tassement données par les calculs.

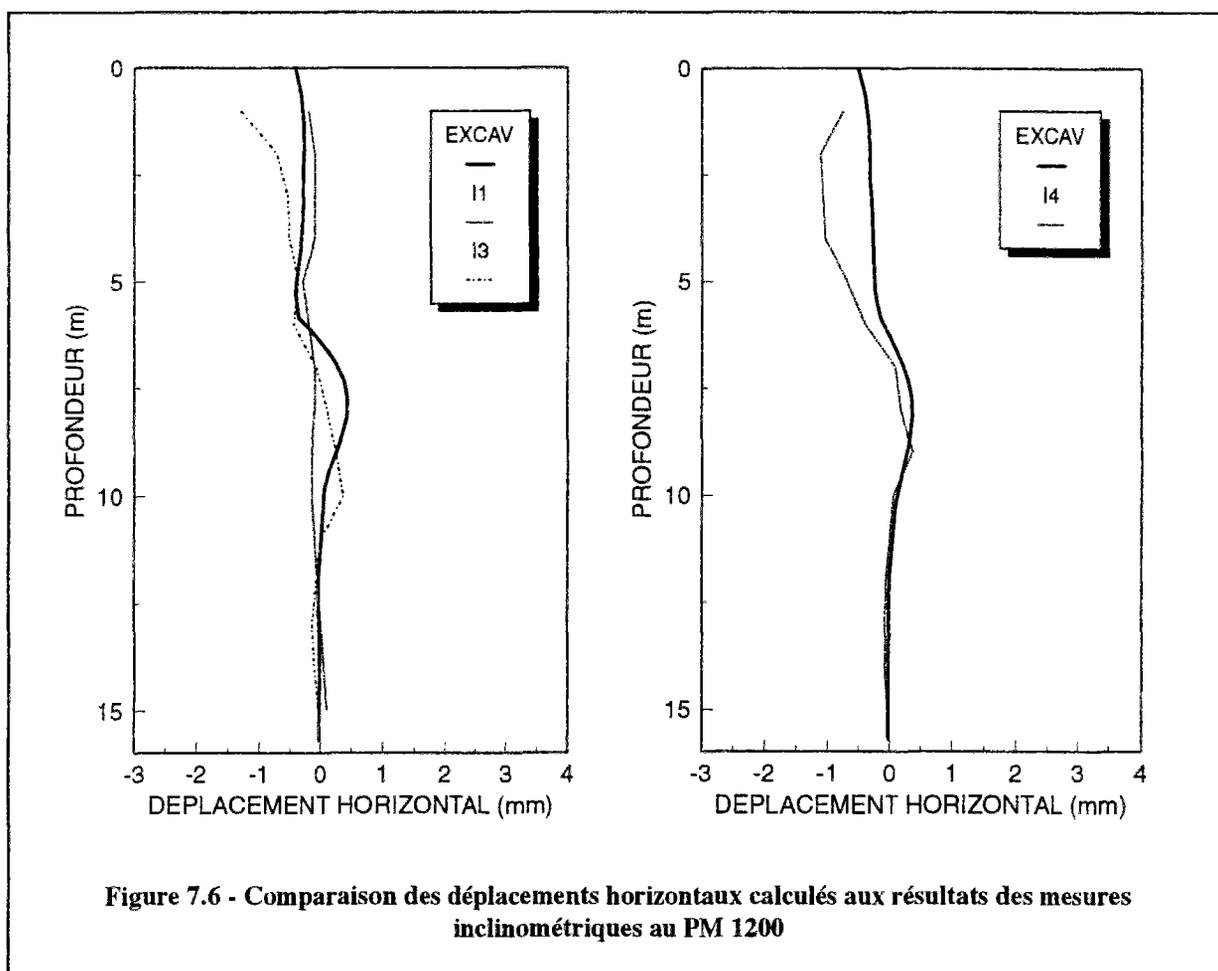
La comparaison des résultats obtenus sur les tassomètres E1 et E3 (situés à 2,15 m de part et d'autre du centre du tunnel) est représentée sur la figure 7.5. On peut remarquer que l'allure de la courbe de déplacement obtenue par le calcul est analogue à celle observée sur le



tassomètre E1, bien que l'absence de mesures à partir de 7 m de profondeur ne permette pas de conclure pour cet appareil. Par contre, les résultats des calculs ne sont pas cohérents avec les mesures du tassomètre E3 : les mesures indiquent une légère compression suivie d'une décompression tandis que les calculs ont tendance à indiquer l'inverse. On observe également pour le tassomètre E2 (situé au centre du tunnel) des différences entre calculs et mesures : en particulier le tassomètre E2 ne fait pas apparaître de déformations importantes, tandis que le résultat des calculs indiquent un déplacement qui augmente avec la profondeur. Quant au tassomètre E4, situé à 3,15 m du centre du tunnel, on remarque le même phénomène observé pour la comparaison de l'extensomètre E3. Dans cette comparaison, il faudrait toutefois tenir compte du fait que les mesures extensométriques enregistrées sont relativement faibles.

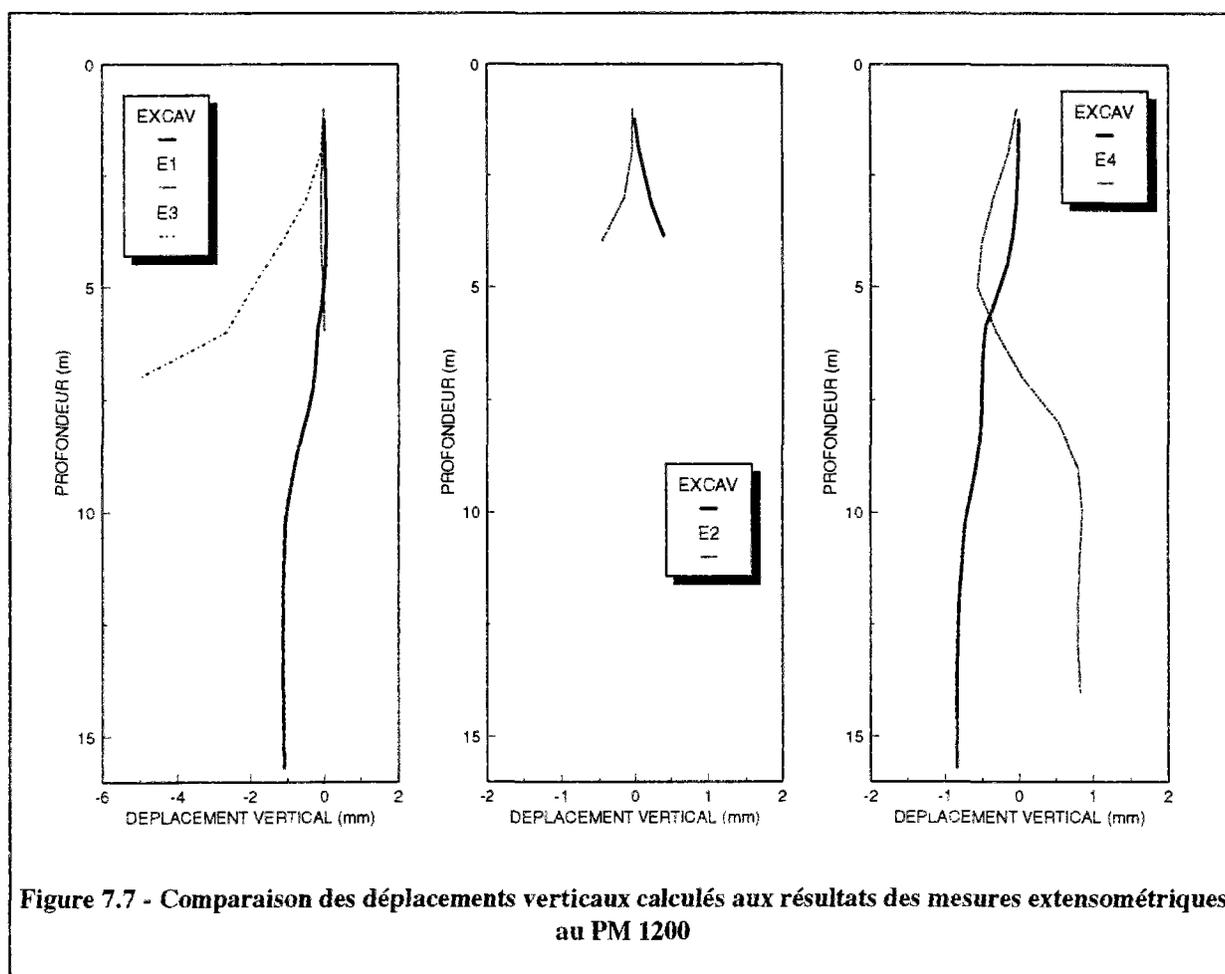
La deuxième section de calcul, qui correspond au PM 1200, a été obtenue en modifiant les paramètres du terrain dans la zone à excaver, à partir de l'état d'équilibre obtenu à la phase précédente. Les valeurs de E' et ν' , qui ont été prises en compte dans cette zone, sont données dans le tableau 7.2 (2^{ème} phase). La valeur du coefficient de ramollissement utilisée ($n = 3$) est plus grande que celle choisie pour le premier calcul, puisque le front de taille est plus proche de la section de mesure. De même, les contraintes à appliquer dans le noyau ont été augmentées, la valeur utilisée étant de 130 kPa (par rapport aux valeurs obtenues à la fin du premier calcul), pour tenir compte de l'influence de la pression appliquée au front de taille.

La figure 7.6 permet de comparer les calculs aux déplacements horizontaux enregistrés sur les inclinomètres situés au PM 1200. On note, encore une fois, des différences entre les mesures enregistrées par les inclinomètres I1 et I3, avec un mouvement plus important sur I3, aussi bien au niveau du tunnel que près de la surface. On constate également que le résultat du calcul est relativement proche des résultats donnés par l'inclinomètre I3 : en particulier, entre 6 et 11 m de profondeur, le terrain est bien repoussé comme l'indiquent les mesures, le point de déplacement maximal étant cependant décalé vers le haut par rapport à la distribution enregistrée sur I3. Entre 0 et 6 m de profondeur, les résultats expérimentaux et théoriques mettent en évidence une convergence du terrain, qui est toutefois sous-estimée par le calcul. La figure 7.6 montre également que pour l'inclinomètre I4, le déplacement théorique coïncide bien avec les mesures au-delà de 6 m de profondeur, alors que le calcul sous-estime la convergence du terrain à proximité de la surface.



Les déplacements verticaux calculés et mesurés sont représentés sur la figure 7.7. On remarque une différence importante entre les déplacements mesurés par le tassomètre E3 et ceux détectés par l'extensomètre E1, les valeurs étant nettement plus fortes pour le premier appareil. Le déplacement calculé coïncide relativement bien avec les mesures enregistrées sur le tassomètre E1 dans ce cas. Par contre, on peut remarquer que le calcul ne permet pas de représenter le refoulement du terrain enregistré sur le tassomètre E2, les valeurs calculées indiquant un tassement. La comparaison des calculs aux mesures du tassomètre E4 montre que les valeurs obtenues par le calcul sont inversées par rapport aux valeurs mesurées.

La dernière section de calcul se situe au PM 1205, i.e. à 5 m derrière le front de taille. Elle correspond au moment où le revêtement est mis en contact avec le terrain. Cette phase de calcul simule donc en même temps l'excavation du terrain et l'activation des éléments représentant le revêtement et le coulis injecté dans le vide annulaire entre le terrain et le revêtement.



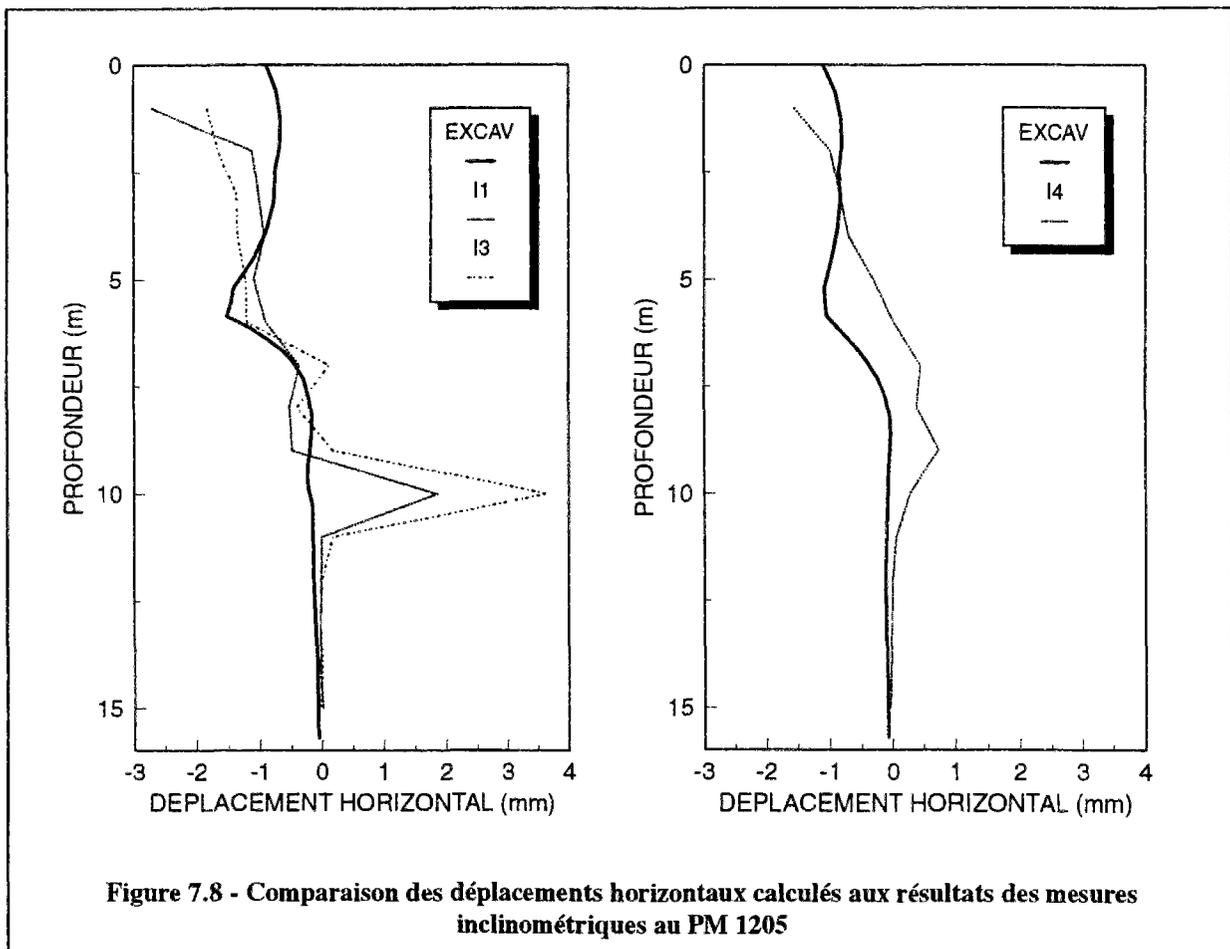
Les caractéristiques du revêtement et du coulis d'injection prises en compte dans le calcul sont données dans le tableau 7.3. La pression du coulis est simulée par une augmentation des contraintes dans le vide annulaire.

	E (MPa)	ν	Epaisseur (m)
Coulis	1	0,45	0,2
Revêtement	36000	0,2	0,2

Tableau 7.3 - Caractéristiques du coulis et du revêtement prises en compte dans le calcul

Les déplacements horizontaux donnés par les calculs ont été comparés aux valeurs expérimentales sur la figure 7.8. On peut noter qu'à l'exception du refoulement du terrain observé à 10 m de profondeur, les distributions de déplacement théoriques et observées sur les inclinomètres I1 et I3 sont pratiquement identiques. On remarque également la cohérence des mesures inclinométriques enregistrées sur I1 et I3, ce qui n'était pas le cas aux PM précédents. Sur la même figure, la comparaison entre le calcul et les mesures correspondant à l'inclinomètre I4 montre que le calcul donne une distribution de déplacement analogue à celle mesurée, mais sous-estime l'effet du refoulement du terrain observé au niveau du tunnel sur cet appareil ; de plus, la compression du terrain enregistré par l'inclinomètre I4 au niveau du tunnel est sous-estimée par le calcul.

La figure 7.9 rassemble les résultats obtenus à cette étape de calcul pour le déplacement vertical. On peut remarquer que les mesures enregistrées sur l'extensomètre E1 diffèrent de celles données par l'extensomètre E3, ce qui rend encore une fois difficile l'interprétation des résultats. Le calcul donne une distribution analogue aux déplacements



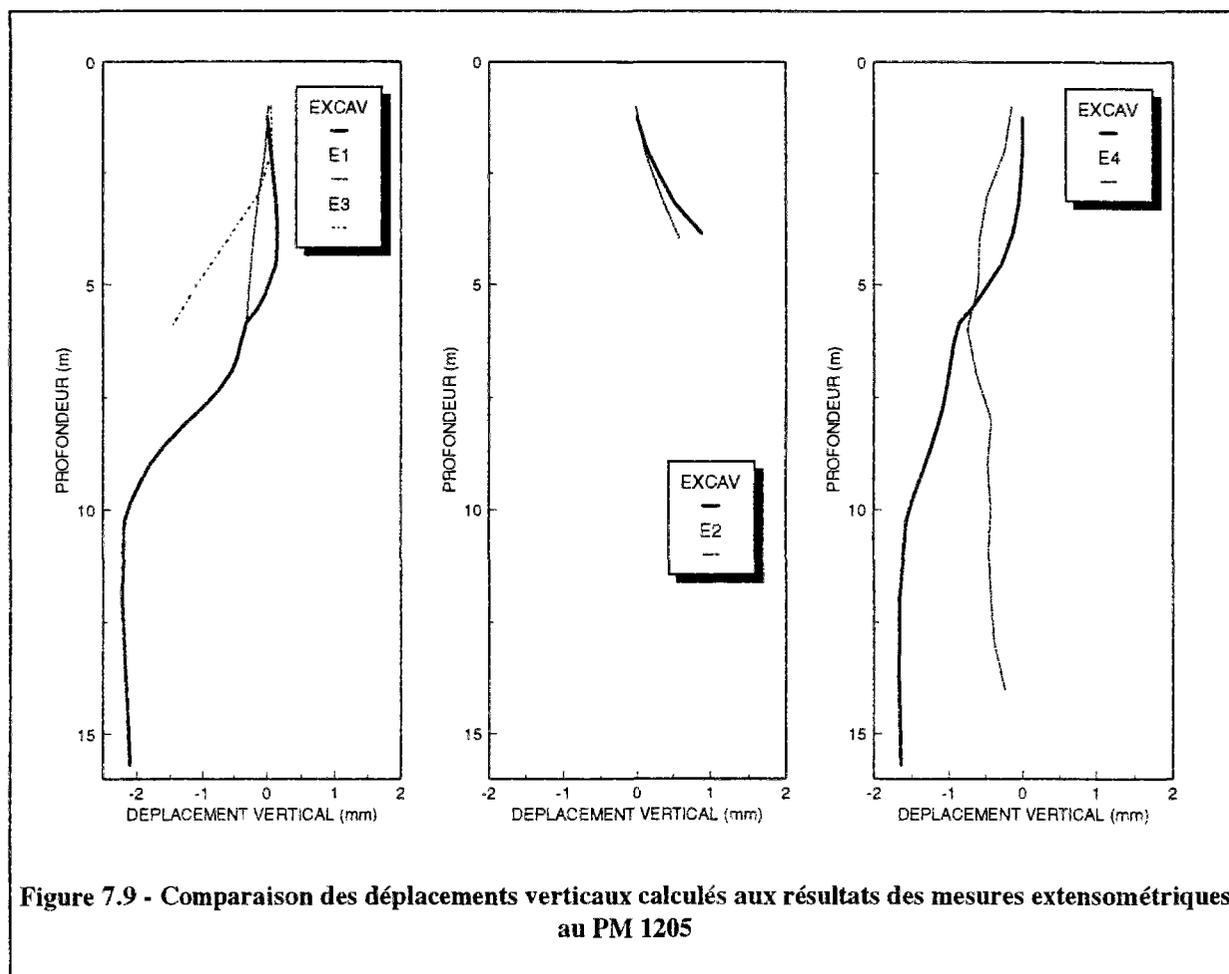


Figure 7.9 - Comparaison des déplacements verticaux calculés aux résultats des mesures extensométriques au PM 1205

mesurés, mais avec des valeurs plus faibles. Sur l'extensomètre E2 en revanche, on observe une bonne concordance entre les valeurs mesurées et calculées. La comparaison avec les mesures effectuées sur l'extensomètre E4 est plus délicate, dans la mesure où les valeurs enregistrées sur cet appareil sont très faibles : on constate toutefois que le calcul tend à donner des déplacements verticaux plus importants que ceux enregistrés

7.2.2.2 Comparaison entre les calculs et les mesures effectuées sur l'anneau de soutènement

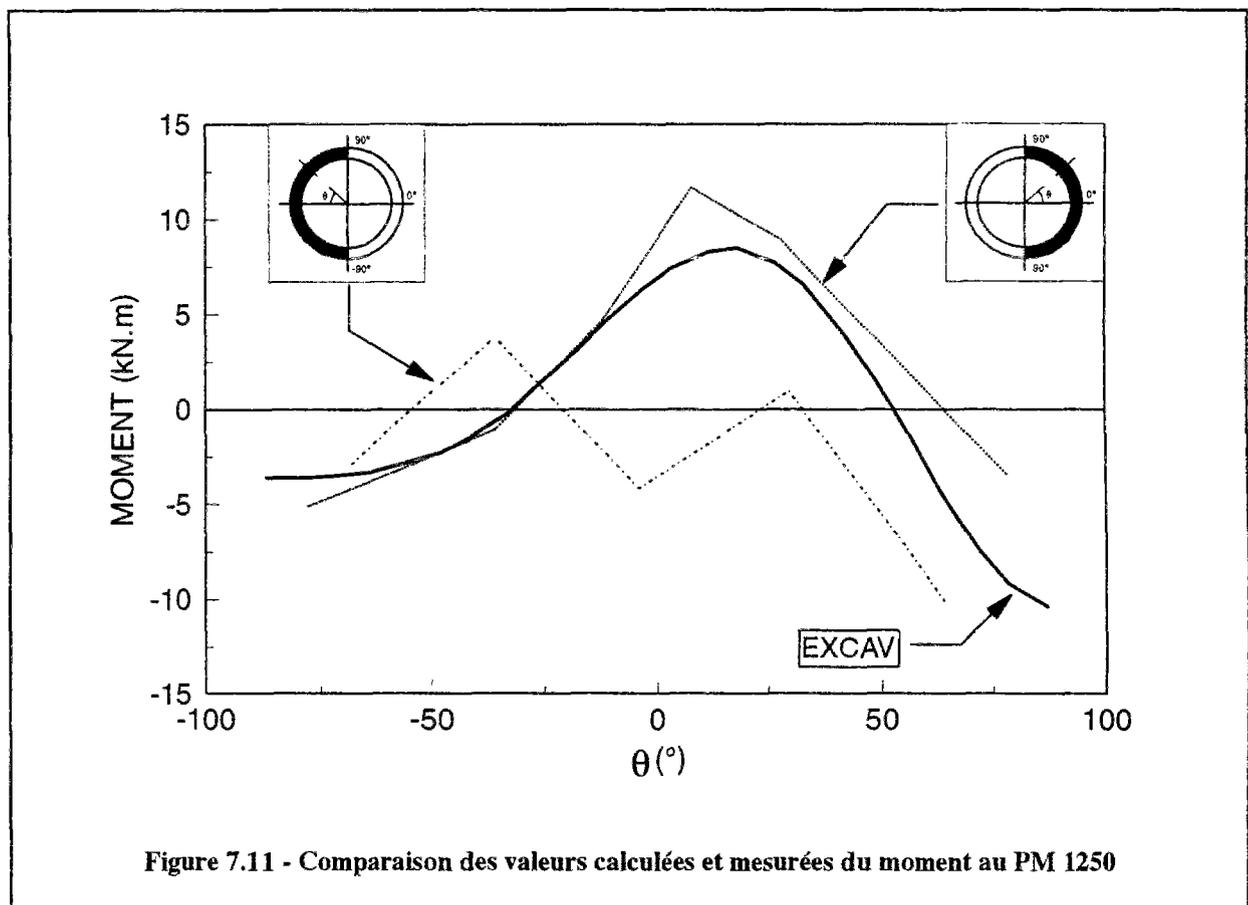
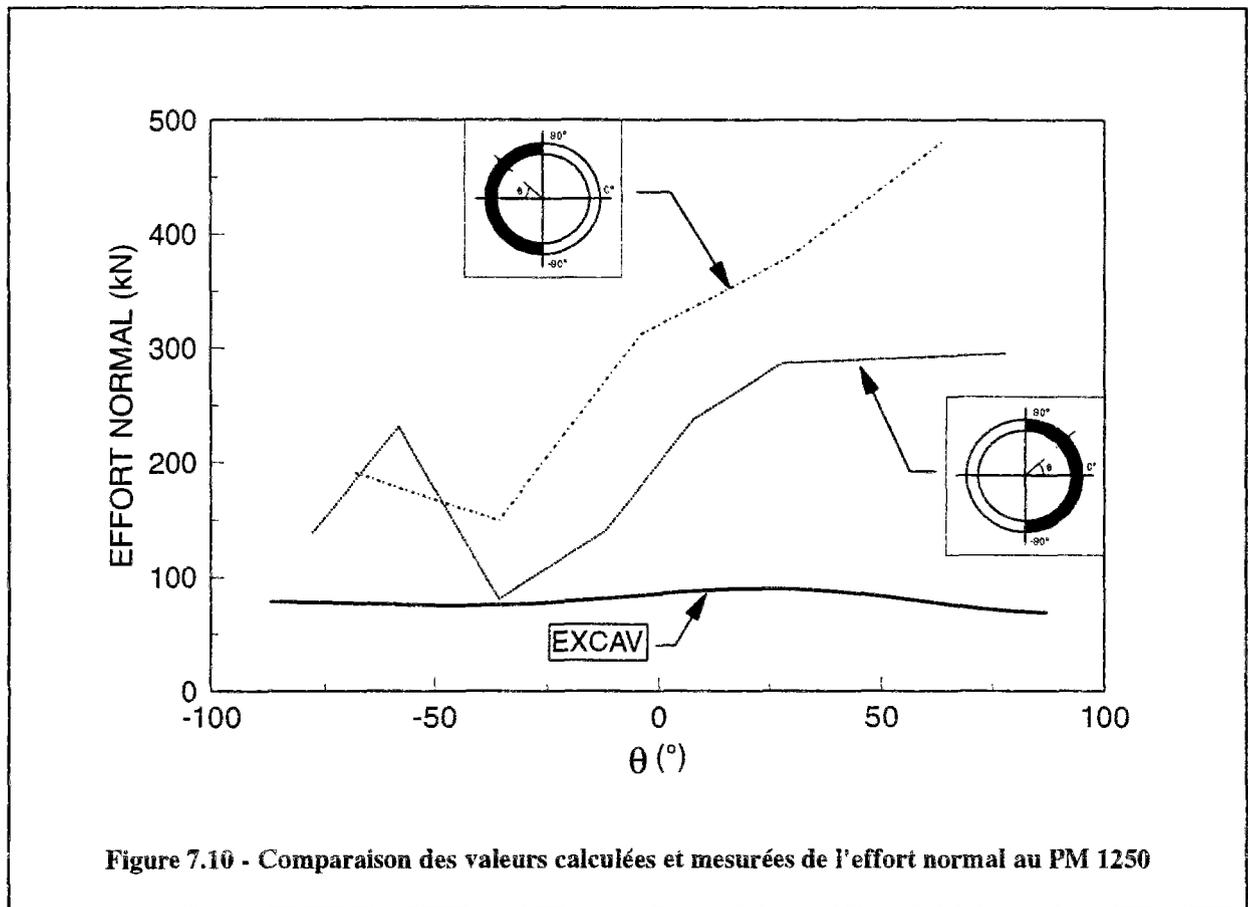
Les résultats des calculs effectués à l'aide du code EXCAV ont été également utilisés pour estimer les efforts induits sur l'anneau de soutènement. Pour cela, on a utilisé le logiciel FORMOM qui permet de déduire les efforts normaux et moments agissant sur le soutènement, des contraintes déterminées dans les éléments de structure par le code EXCAV.

La comparaison entre calculs et mesures a été effectuée pour PM 1250, qui se situe loin derrière le front de taille, dans une région où on peut considérer que les efforts qui agissent sur l'anneau sont relativement stabilisés. De plus, on dispose pour ce PM de mesures inclinométriques et tassométriques. Ceci nous a permis de caler les résultats des déplacements dans le terrain sur les résultats de mesures, avant d'effectuer la comparaison entre efforts calculés et mesurés dans l'anneau.

Les figures 7.10 et 7.11 donnent les valeurs théoriques et expérimentales obtenues au PM 1250 pour les efforts normaux et les moments respectivement : les deux parties de l'anneau ont été considérées séparément, du fait que la partie droite possède un nombre plus important de témoins sonores, et par conséquent peut être considérée comme étant plus représentative de la réponse de l'anneau.

La figure 7.10 fait apparaître une allure irrégulière de l'effort normal mesuré aussi bien sur la partie droite que sur la partie gauche, avec une valeur plus faible dans la partie inférieure de l'ouvrage, entre le radier ($\theta = -90^\circ$) et le piédroit ($\theta = 0^\circ$). Les valeurs calculées sont nettement plus faibles et ne font apparaître qu'une légère augmentation de l'effort normal en partie supérieure. La figure 7.11 permet de comparer les moments mesurés et calculés. On peut noter que les résultats de calcul coïncident bien avec les mesures enregistrées sur la moitié droite de l'anneau, malgré une légère surestimation des moments en partie supérieure. La comparaison est moins satisfaisante pour la moitié gauche de l'anneau, où les mesures présentent une allure irrégulière.

La différence constatée entre efforts normaux mesurés et calculés, pourrait provenir de la pression exercée par le coulis d'injection sur le revêtement. La comparaison des mesures inclinométriques aux valeurs calculées au PM 1205 ont en effet montré que le calcul ne permettait pas de retrouver complètement le refoulement du terrain mesuré au niveau du tunnel, ce qui pourrait indiquer que la pression moyenne prise en compte dans le calcul est plus faible que celle effectivement mise en oeuvre au moment de l'injection du coulis (250 kPa). D'autre part la différence observée entre les efforts normaux mesurés en radier et en clé tend à montrer que la pression n'a pas été appliquée de manière uniforme sur le pourtour de l'anneau, contrairement au modèle utilisé dans le calcul.



7.2.3 Calcul élasto-plastique

Les calculs décrits dans le paragraphe précédent reposent sur un comportement élastique linéaire du terrain, ce qui constitue une première approche raisonnable, compte tenu des incertitudes sur les caractéristiques mécaniques du massif. Les résultats obtenus n'étant pas complètement satisfaisants, on a effectué un nouveau calcul en essayant de tenir compte du comportement élasto-plastique des différentes couches constituant le massif encaissant.

7.2.3.1 Modifications apportées au code EXCAV

Le collecteur VL4 est réalisé dans des alluvions anciennes composées de sables et graviers, comportant une matrice marno-limoneuse. La perméabilité de cette formation varie entre 2.10^{-4} et $3,5.10^{-3}$ m/s. La nature et la perméabilité du sol nécessite de le traiter comme un matériau pulvérulent en conditions drainées dans les calculs. Le logiciel EXCAV, dans sa forme initiale, utilise une loi de comportement élasto-plastique avec critère de rupture de Von Mises. Ce critère permet l'étude de la plasticité dans les sols argileux saturés, mais n'est pas adapté aux matériaux pulvérulents. Il a donc été nécessaire de modifier le critère de rupture introduit dans le logiciel EXCAV pour tenir compte des caractéristiques du massif encaissant.

La loi de comportement élastique utilisée dans le code est donnée par la relation:

$$\{\sigma\} = [E] \{\varepsilon\} \quad (1)$$

où $\{\sigma\}$ est le vecteur contrainte, $[E]$ la matrice de rigidité (fonction du module d'Young E et du coefficient de Poisson ν), $\{\varepsilon\}$ le vecteur des déformations (Mana, 1978). Ce type de comportement reste valable à condition de ne pas excéder un certain niveau de contrainte, défini par le critère de rupture $f = 0$. Dans le cas du critère Von Mises, la fonction f est donnée par la relation :

$$f(\sqrt{J_2}) = \sqrt{J_2} - k \quad (2)$$

où J_2 est le second invariant des contraintes et k représente la résistance maximale du matériau pour un essai de cisaillement simple. Lorsque $f = 0$, le matériau est supposé atteindre le critère

de rupture. Dans ce cas, il se développe dans le terrain des déformations plastiques, et l'incrément de déformation totale peut être décomposé en :

$$d\{\varepsilon\} = d\{\varepsilon\}_e + d\{\varepsilon\}_p \quad (3)$$

où $d\{\varepsilon\}_e$ et $d\{\varepsilon\}_p$ représentent respectivement les incréments de déformations élastique et plastique.

L'incrément de déformation plastique $d\{\varepsilon\}_p$ est donné, dans le cas en cas d'une règle d'écoulement associée (potentiel plastique identique au critère f) par :

$$d\{\varepsilon\}_p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad (4)$$

Afin de pouvoir de prendre en compte le comportement d'un matériau pulvérulent, on a introduit dans le code EXCAV le critère de Drucker-Prager, qui constitue une généralisation du critère Von Mises pour les matériaux frottants. Ce critère dépend à la fois du premier invariant des contraintes I_1 et du deuxième invariant J_2 , et se met sous la forme :

$$f = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k = 0 \quad (5)$$

où α et k représentent des paramètres qui dépendent respectivement de l'angle de frottement et de la cohésion du matériau. Les modifications correspondantes du code EXCAV sont décrites dans l'annexe D-I. La validation du module introduit dans EXCAV a été effectuée en comparant les résultats obtenus à ceux donnés par le code de calcul CESAR, dans le cas d'un massif de fondation homogène, soumis à des chargements verticaux, pour différentes valeurs de l'angle de frottement et de la cohésion du terrain (cf. annexe D-II).

L'introduction dans le code EXCAV du critère Drucker-Prager a nécessité de revoir le concept des contraintes utilisées, dans la mesure où la mise en oeuvre de ce critère nécessite l'utilisation de contraintes effectives alors que le critère de Von Mises est écrit en contraintes totales. Le code a donc été modifié au niveau du critère et de la relation (1), en remplaçant le vecteur des contraintes totales $\{\sigma\}$, par le vecteur des contraintes effectives $\{\sigma'\}$. En revanche le vecteur $\{\sigma\}$ a été conservé au niveau de la résolution des équations d'équilibre, dans la

mesure où le massif est soumis à la totalité des chargements appliqués (i.e. y compris ceux provenant des pressions interstitielles).

7.2.3.2 Comparaison des résultats des calculs aux mesures effectuées dans le terrain

Les valeurs des paramètres prises en compte dans les calculs sont représentées dans le tableau 7.4. Parmi ces paramètres, l'angle de frottement et la cohésion ont une importance particulière, dans la mesure où ils déterminent le seuil de plasticité. Les valeurs données dans le tableau 7.4 proviennent du rapport géologique établi pour le collecteur VL4, et ont, par conséquent, été évaluées pour l'ensemble du site où l'ouvrage a été réalisé.

	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	E (MPa)	ν	c_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	K_0
Remblais	20	-	2	0,2	-	30	20	0,8
Limon (A.M.)	18	-	3	0,2	60	-	-	0,8
Sables fins (A.M.)	-	10	4	0,2		0	30	0,8
Alluvions anciennes	-	10	75	0,3	-	0	30	0,8
Calcaire St. Ouen	-	10	150	0,3	(élastique linéaire)			1

Tableau 7.4 - Caractéristiques des couches de sol utilisées dans le calcul élasto-plastique

L'initialisation du calcul est, comme dans le cas précédent, obtenue en déterminant les contraintes géostatiques à partir du poids volumique du sol. Ce poids volumique est égal au poids total au dessus de la nappe phréatique, et au poids déjaugé en dessous de la nappe. Les pressions interstitielles ont été ajoutées aux contraintes effectives, pour les couches de sol situées en dessous de la nappe.

Les mêmes sections de calcul, que pour un comportement élastique du terrain, ont été retenues dans cette analyse. Les valeurs des paramètres utilisées pour représenter le comportement du terrain dans le noyau à excaver, sont données dans le tableau 7.5. Pour la première section de calcul (PM 1198), les contraintes sont diminuées par rapport à leurs valeurs initiales (de 80 kPa), pour simuler la convergence du terrain observée dans les

mesures. La seconde section de calcul correspond au PM 1200. Dans cette étape, les contraintes ont été augmentées dans le noyau à excaver (de 120 kPa) par rapport aux valeurs obtenues à l'issue du premier chargement.

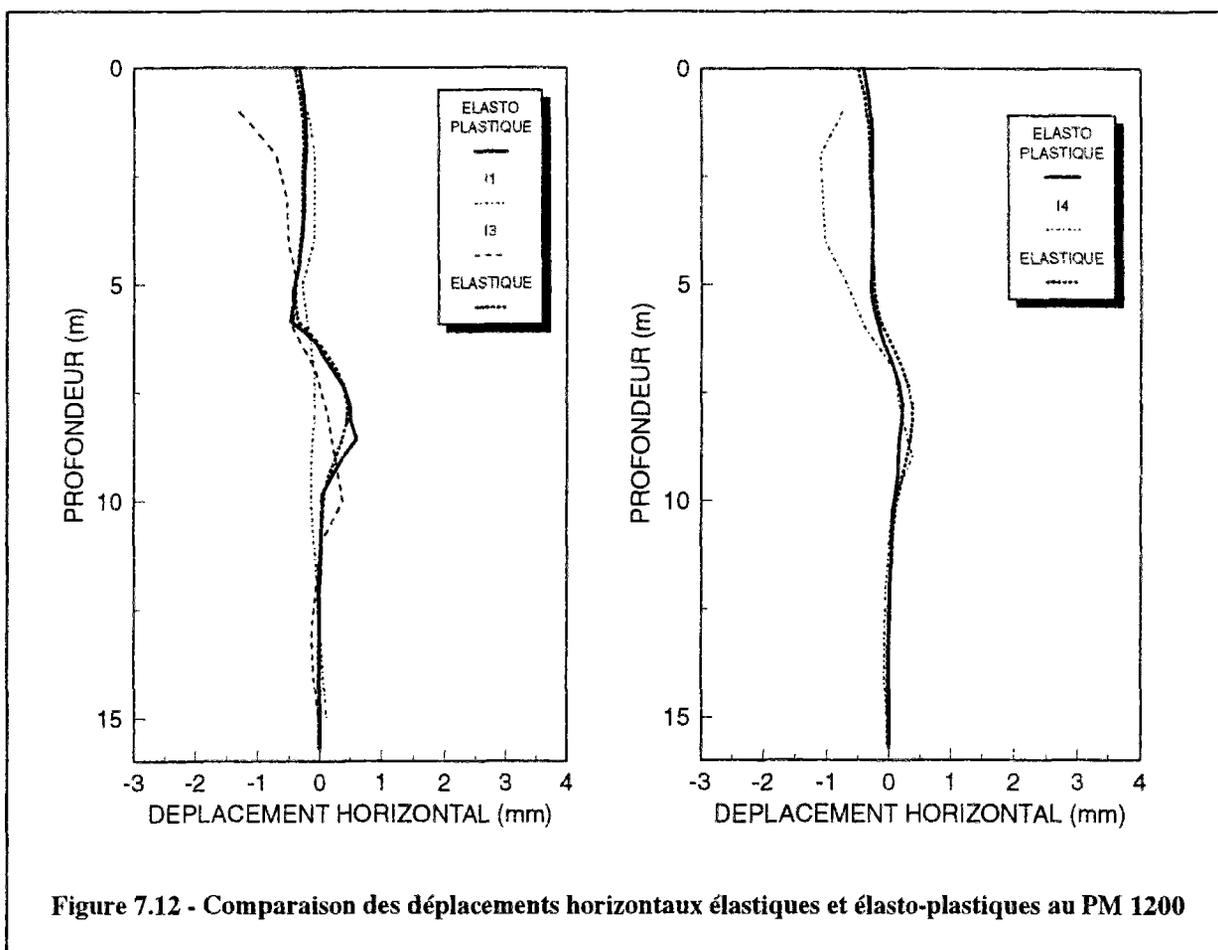
	E_0 (MPa)	ν	E' (MPa)	ν'
Valeur initiale	75	0.3	-	-
1 ^{ère} phase de calcul (PM 1198)	-	-	75	0.231
2 ^{ème} phase de calcul (PM 1200)	-	-	50	0.231

Tableau 7.5 - Les valeurs prises en compte dans la zone d'excavation

La dernière section du calcul correspond à la mise en place du revêtement et à l'injection du coulis dans le vide annulaire. Les caractéristiques du revêtement et du coulis d'injection prises en compte dans le calcul sont les mêmes que celles utilisées pour le calcul élastique (tableau 7.3). La pression du coulis est simulée par une augmentation des contraintes dans cette zone égale de 40 kPa.

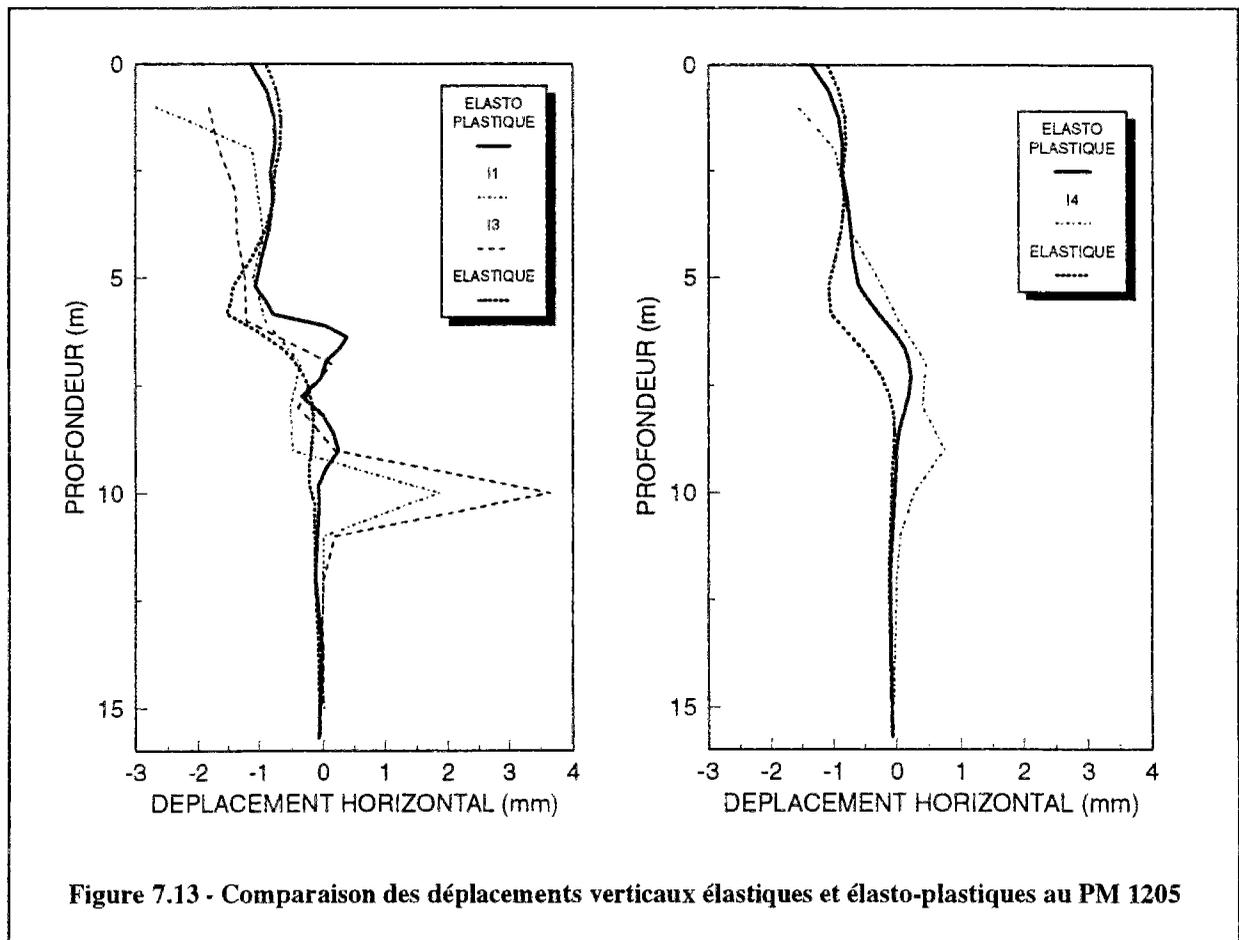
Les résultats des calculs sont décrits ci-dessous : on s'est essentiellement limité aux résultats présentant des différences visibles par rapport à l'analyse élastique.

En ce qui concerne l'estimation des déplacements horizontaux, le calcul élasto-plastique donne pratiquement les mêmes résultats au PM 1198 que le calcul élastique. La comparaison entre les deux calculs et les mesures effectuées sur les inclinomètres I1, I3 et I4 au PM 1200 est décrite sur la figure 7.12. On peut remarquer que le calcul élasto-plastique produit une amélioration sensible par rapport au calcul élastique au niveau du tunnel. L'allure de la courbe de déplacement obtenue avec le calcul élasto-plastique est semblable à celle enregistrée sur l'inclinomètre I3, à l'exception du point de déplacement maximal qui est légèrement décalé vers le haut. La comparaison des calculs aux mesures effectuées sur l'inclinomètre I4 montre également une amélioration de l'allure de la courbe de déplacement latéral dans le cas du calcul élasto-plastique.



La différence entre les deux calculs est plus significative au PM 1205. La figure 7.13 met en évidence l'apport de la plasticité dans l'estimation des déplacements horizontaux à cette étape de réalisation. On peut remarquer que l'amélioration apparaît ici aussi principalement au niveau du tunnel. Le refoulement du terrain enregistré par les inclinomètres (I1 et I3) à 10 m de profondeur, apparaît également dans les résultats des calculs élasto-plastiques, mais il est moins prononcé et légèrement décalé vers le haut par rapport aux mesures, tandis que le calcul élastique ne montre aucune déformation à ce niveau. En ce qui concerne les mesures effectuées sur l'inclinomètre I4, on remarque également une légère amélioration du résultat dans le cas du calcul élasto-plastique.

En revanche, l'analyse élasto-plastique n'apporte pas d'amélioration par rapport aux calculs élastiques en ce qui concerne l'estimation des déplacements verticaux. Cet apport est difficile à mettre en évidence, en partie du fait de l'absence de mesures à partir d'une certaine profondeur.



La comparaison des efforts normaux calculés et mesurés dans le soutènement est représentée sur la figure 7.14. Les résultats de mesures représentés sur cette figure correspondent à la moitié droite de l'anneau, pour laquelle on disposait du plus grand nombre de capteurs, et qui a été considérée comme la plus représentative. On peut noter que les efforts obtenus par le calcul élasto-plastique sont nettement supérieurs à ceux obtenus par le calcul élastique. En particulier, le calcul élasto-plastique permet d'approcher la valeur moyenne des efforts normaux ($\cong 150$ kN au lieu des $\cong 200$ kN mesurés). Cette amélioration résulte probablement d'une meilleure représentation des déformations du terrain dans la direction horizontale.

La figure 7.15 compare les moments calculés aux moments mesurés sur la moitié droite de l'anneau. On peut constater que les deux calculs conduisent à des valeurs assez proches des résultats de mesures. Toutefois, le calcul élasto-plastique aurait tendance à légèrement surestimer les moments dans la partie inférieure de l'anneau.

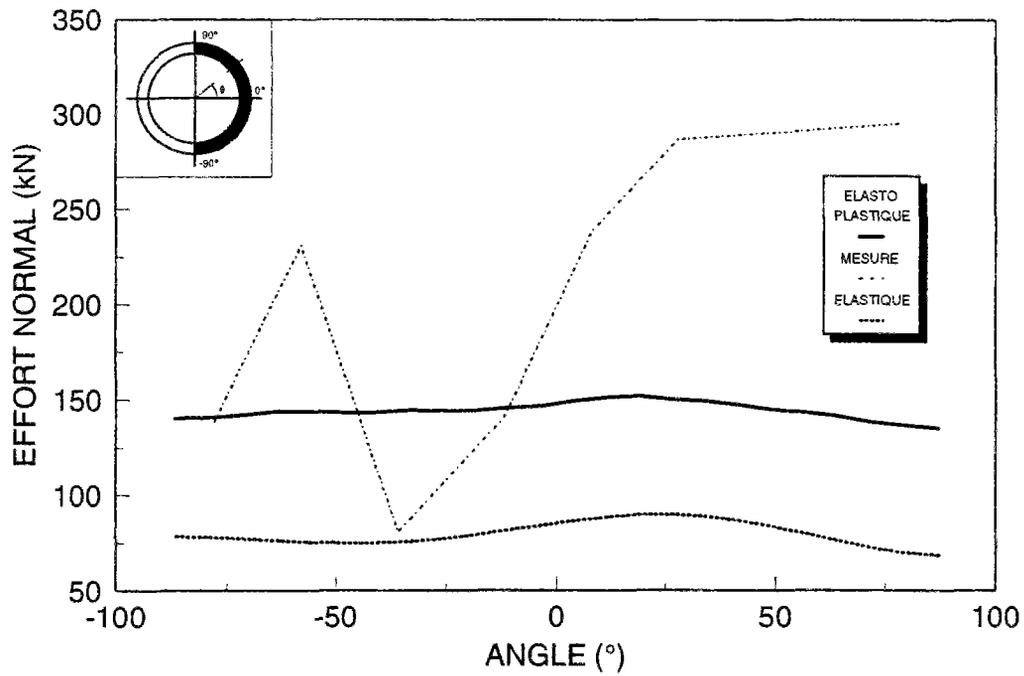


Figure 7.14 - Comparaison des efforts normaux élastiques et élasto-plastiques au PM 1250

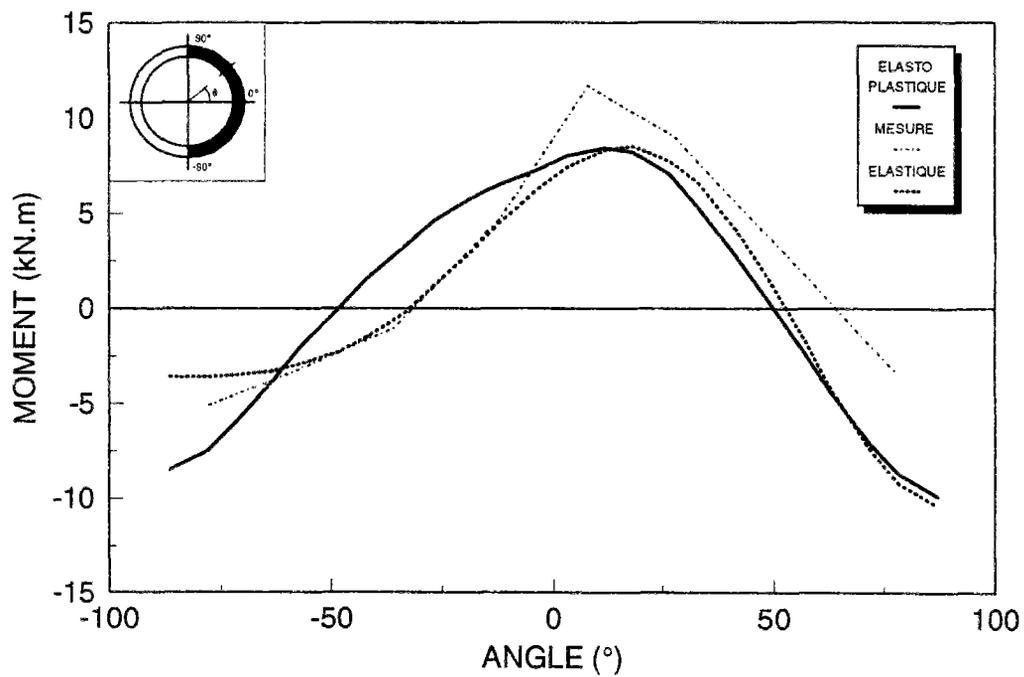
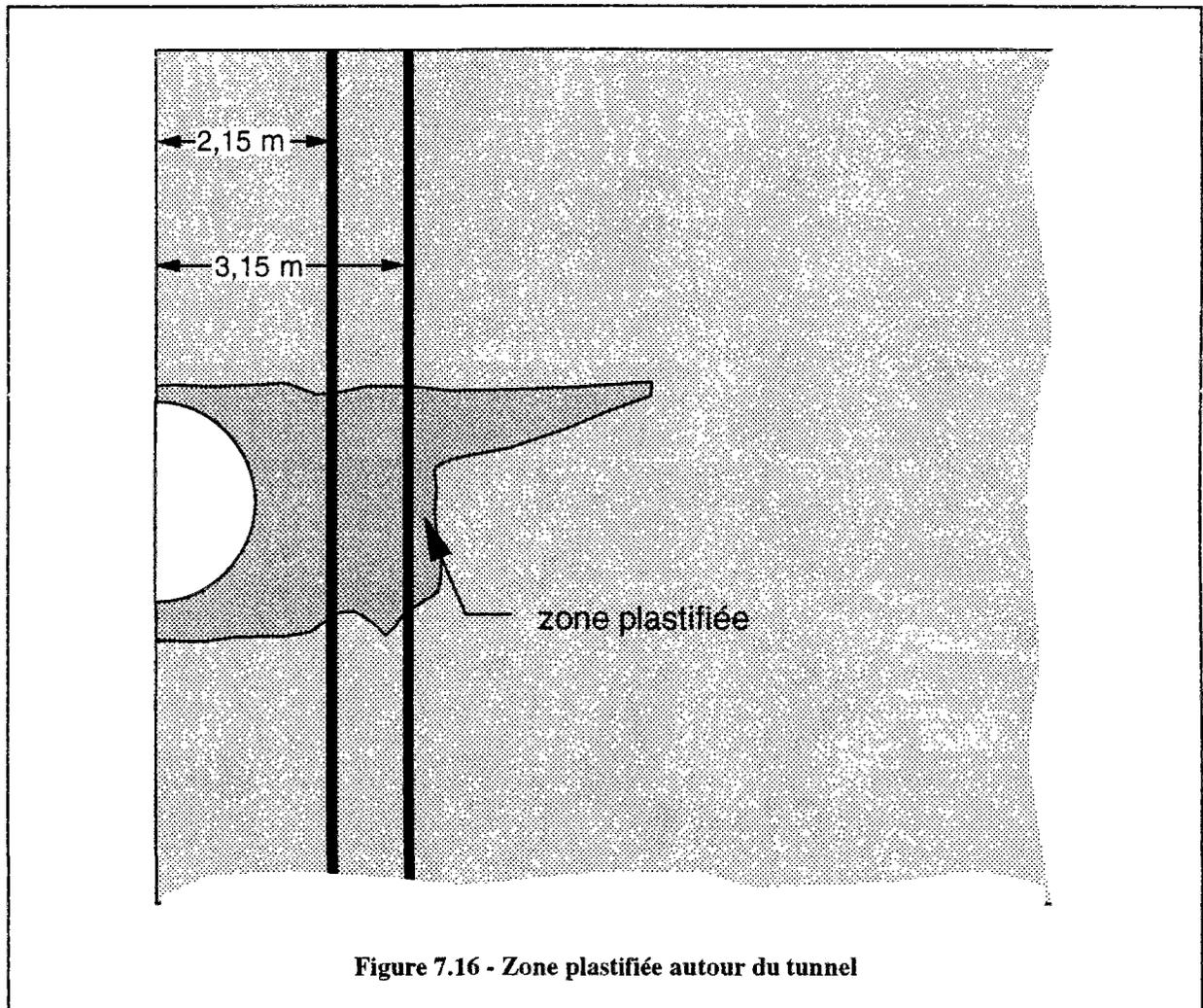
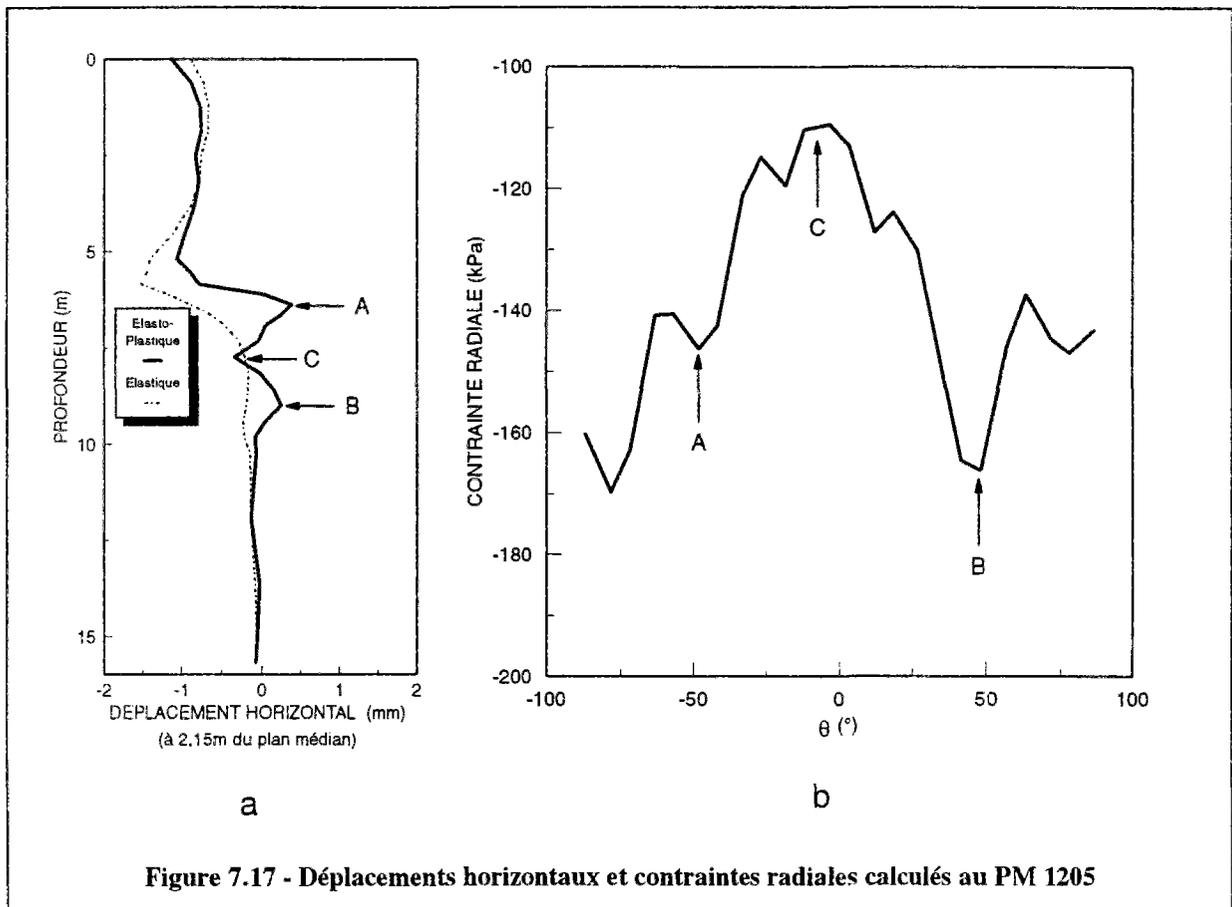


Figure 7.15 - Comparaison des moments élastiques et élasto-plastiques au PM 1250

La comparaison des calculs aux mesures effectuées sur le collecteur VL4 a montré que le calcul qui tient compte du comportement élasto-plastique du terrain donne des résultats plus satisfaisants qu'un calcul élastique. L'amélioration des résultats est surtout sensible au niveau du PM 1205. Les zones plastifiées obtenues au PM 1205 sont représentées sur la figure 7.16. On peut remarquer que la plastification est concentrée autour du tunnel dans la partie où ont été installés les appareils de mesure. On remarque également une zone plastique plus étendue, située au niveau de la clé du tunnel. Sur la figure 7.17, qui représente le déplacement horizontal obtenu par les deux calculs au PM 1205, on remarque que la première zone de compression du terrain au niveau du tunnel (le point A), se situe pratiquement au même endroit que la zone de plastification la plus étendue. Sur la même figure, on a représenté la contrainte radiale dans le terrain situé au contact avec le tunnel. On remarque que le refoulement du terrain (points A et B sur la figure 7.17) se traduit par une augmentation de contrainte radiale au contact entre le terrain et l'ouvrage (points A et B de la figure 7.17b),



tandis que la diminution de la contrainte observée au point C peut être associée à une convergence. Le refoulement excessif du terrain enregistré au PM 1205 à 10 m de profondeur (cf. figure 7.13) pourrait donc résulter d'une forte augmentation des contraintes, associée par exemple à une forte concentration de coulis à ce niveau, cette concentration étant d'autant plus forte que le phénomène est apparu au contact entre les alluvions anciennes et le calcaire de St. Ouen.



Comme il a déjà été précisé dans le chapitre 3, la vitesse d'avancement, autrement dit le temps, a également un effet important sur les déformations engendrées par le processus de creusement. Les résultats de calculs, contrairement aux résultats de mesures, ne tiennent pas compte ces effets qui sont dus en réalité, aux cadences d'avancement et de la mise en place du revêtement. Dans la comparaison effectuée, on doit donc s'attendre à des différences provenant de ce phénomène. Il faut toutefois signaler que le cycle avancement-mise en place du revêtement s'est effectué d'une manière assez régulière (cf. tableau 6.2), ce qui permet de supposer une certaine cohérence entre les valeurs mesurées à différents moments.

7.2.4 Analyse des résultats obtenus pour l'extensomètre E5

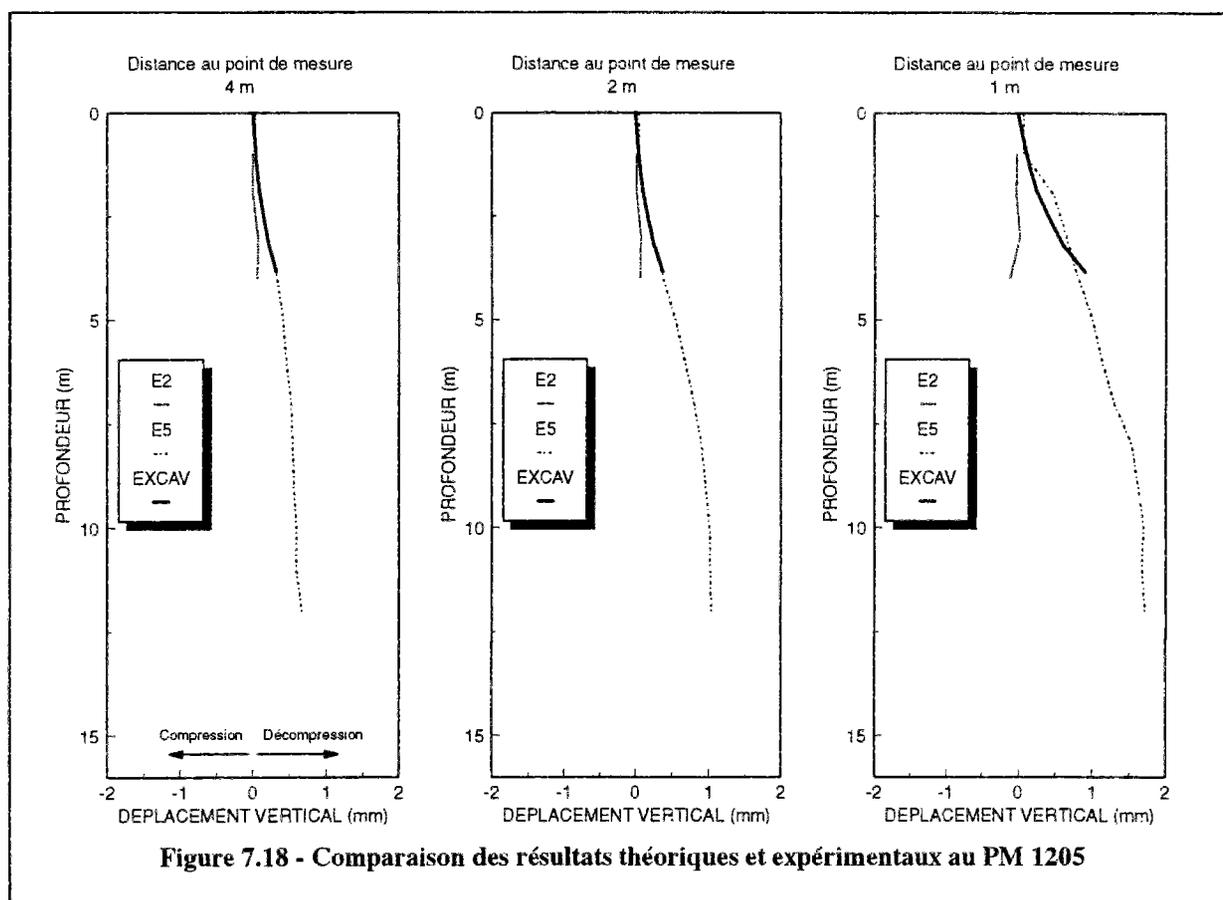
L'extensomètre E5 situé à 5 m du PM 1200 a fait l'objet d'une analyse particulière. Trois PM de mesures ont été retenus pour la comparaison des résultats théoriques et expérimentaux : ils se situent respectivement 4 m, 2 m et 1 m de l'extensomètre E5. On a également comparé ces résultats à ceux donnés par les mesures effectuées sur l'extensomètre E2 pour les mêmes distances à l'appareil de mesure.

Les mêmes caractéristiques mécaniques initiales ont été utilisées que pour le calcul du PM1200. Les paramètres pris en compte dans les calculs sont récapitulés dans le tableau 7.6. Les contraintes dans le noyau à excaver ont été diminuées pour les trois calculs, compte tenu des résultats des mesures, qui indiquent une convergence du terrain.

	Distance au point de mesure (m)	E_0 (MPa)	ν	E' (MPa)	ν'
Valeur initiale	-	75	0.3	-	-
1 ^{ère} calcul	4	-	-	60	0.231
2 ^{ème} calcul	2	-	-	35	0.231
3 ^{ème} calcul	1	-	-	25	0.231

Tableau 7.6 - Valeurs des paramètres prises en compte dans la zone d'excavation

La figure 7.18 montre les résultats obtenus par les calculs et les mesures effectuées à partir des deux extensomètres pour les trois distances aux appareils de mesures retenues. On peut remarquer une différence de réponse entre les deux appareils donnée. Sur l'extensomètre E2, on ne remarque pas de déformations jusqu'à 2 m du point de mesure tandis que l'extensomètre E5 enregistre un tassement à mesure que le front de taille progresse. La comparaison entre valeurs calculées et mesurées, montre que le calcul permet de représenter les déplacements enregistrés par l'extensomètre.



7.3 CONCLUSIONS

Dans le présent chapitre, on a effectué deux types de calculs afin de comparer les prévisions théoriques aux résultats de mesures expérimentales. Dans un premier temps, on s'est limité à un comportement élastique-linéaire du terrain. La comparaison entre résultats expérimentaux et théoriques conduit aux conclusions suivantes :

- (1) la différence entre les mesures enregistrées sur les inclinomètres I1 et I3 (PM 1198 et 1200) situés à la même distance de part et d'autre du plan médian du tunnel, a rendu difficile les comparaisons ; les valeurs théoriques obtenues pour ces deux PM sont proches de celles mesurées au niveau du tunnel sur l'appareil I3, mais le calcul a tendance à sous-estimer les déplacements dans le terrain situé au-dessus de l'ouvrage ; au PM 1205, le calcul ne permet pas de bien refléter l'état de déformation acquis au niveau du tunnel ; par contre on remarque une bonne cohérence entre les valeurs théoriques et expérimentales, en ce qui concerne les déformations dans le

terrain situé au-dessus de l'ouvrage ; le déplacement enregistré près de la surface du terrain est toutefois, légèrement sous-estimé par le calcul.

- (2) les mesures extensométriques ont constitué la difficulté principale de cette étude comparative, compte tenu des problèmes d'interprétation des mesures déjà signalés ; aux PM 1198 et 1200 les valeurs calculées ne sont pas cohérentes avec les valeurs mesurées à l'exception de l'extensomètre E1 ; les calculs n'ont pas permis non plus de représenter le refoulement du terrain au PM 1200 enregistré sur l'extensomètre E2 ; au PM 1205 les calculs coïncident bien avec les mesures effectuées sur les extensomètres E2 et E1 ;
- (3) le PM 1250 a été choisi pour la comparaison des efforts théoriques et observés dans la mesure où on peut considérer, qu'à cette distance, les phénomènes liés au creusement sont relativement stabilisés ; cette comparaison a montré que les efforts normaux sont considérablement sous-estimés par le calcul tandis qu'on remarque une bonne cohérence en ce qui concerne les moments ; la sous-estimation des efforts normaux est liée probablement au fait que le calcul élastique ne représente pas d'une manière satisfaisante les déformations au niveau du tunnel.

Le deuxième type de calcul est basé sur un comportement élasto-plastique du terrain. Dans le cadre de cette démarche, le code EXCAV a été modifié, de manière à pouvoir effectuer des calculs élasto-plastiques adaptés au type de sol rencontré. La modification a porté sur l'introduction du critère de Drucker-Prager, qui permet de décrire le comportement d'un matériau pulvérulent en conditions drainées.

L'apport de la plasticité est surtout ressenti sur les déplacements horizontaux au PM 1205. La comparaison au calcul élastique montre que le calcul élasto-plastique reflète mieux les déformations mesurées au niveau du tunnel : on obtient en particulier, au niveau du tunnel une zone de décompression entourée de deux zones de compression, conformément aux observations effectuées dans la section de mesures. On constate également une nette amélioration des estimations des efforts normaux donnés par le calcul élasto-plastique.

D'une manière générale, on peut constater que les déformations encaissées par le terrain demeurent relativement faibles, ce qui souligne l'efficacité de la méthode de creusement adoptée, mais en même temps rend difficile le calage du modèle numérique, les valeurs mesurées s'approchant souvent de la précision des appareils utilisés.

Le calage des calculs a été plutôt effectué en se basant sur les mesures inclinométriques que les mesures extensométriques, du fait que des difficultés rencontrées dans l'interprétation de ces dernières. Les résultats ont montré, qu'on obtient une représentation relativement satisfaisante des mesures inclinométriques, tandis que le calcul a tendance en général à sur estimer les valeurs extensométriques. Cela pourrait également résulter de l'anisotropie du comportement des terrains en place, qui n'a pas été complètement pris en compte dans les calculs.

CHAPITRE 8

CONCLUSIONS GENERALES

La construction d'un tunnel entraîne une modification de l'équilibre pré-existant dans le terrain. Cette modification a pour conséquence de provoquer des mouvements, qui souvent sont répercutés en surface et peuvent être la source d'importants dégâts lorsqu'il s'agit d'un ouvrage réalisé en site urbain à faible profondeur. L'utilisation de boucliers, pour la réalisation de ce type d'ouvrages, a connu un essor important au cours des dernières années, en raison des possibilités offertes par ces machines pour limiter les perturbations induites par l'excavation. Le présent travail a eu pour but d'étudier la réponse du terrain au creusement à l'aide d'un bouclier à pression de boue et à mettre au point une méthode, permettant de tenir compte des particularités de ce type de creusement.

L'étude bibliographique réalisées sur les différentes méthodes de calcul des ouvrages souterrains a montré que les outils de calcul utilisés pour la stabilité du front de taille sont principalement basés sur la théorie du calcul à la rupture, tandis que, pour le dimensionnement de l'ouvrage de soutènement et l'estimation des tassements induits en surface, des méthodes empiriques ou numériques en déplacement sont préférées. Dans ce cadre, la méthode des éléments finis, qui a connu un développement considérable au cours des dernières années, est particulièrement intéressante, dans la mesure où elle permet de tenir compte de la complexité de la géométrie de l'ouvrage et de la lithologie des terrains rencontrés.

La difficulté d'analyse de ce type de problème tient à la fois, du processus de creusement, du comportement du terrain et de la tridimensionnalité du problème. Deux approches ont été développées pour étudier ce phénomène : des calculs tridimensionnels et des calculs bidimensionnels tenant compte des déformations induites en avant du front de taille. Dans l'étude de la pressurisation du front de taille on a donc effectué des calculs tridimensionnels et des calculs axisymétriques, les derniers bien que plus restrictifs, apportent un certain nombre d'informations sur la réponse tridimensionnelle du massif au front de taille. Ces calculs ont montré que les distributions de contraintes et de déplacements proportionnelles à la pression appliquée au front ΔP , et que la réponse en cas de décompression est symétrique de celle pour une compression du front (pour une même valeur de $|\Delta P|$). L'étude a montré que la réponse du terrain ne dépend pratiquement pas des conditions aux limites choisies pour simuler la présence du bouclier dans les calculs. L'effet de la pressurisation du front de taille sur la distribution de contrainte est limité pratiquement à un diamètre aussi bien dans la direction radiale que dans la direction axiale en avant du front, tandis qu'on ne remarque aucun effet dans le massif situé à l'arrière du front de taille. Les déplacements, par contre, dépendent des conditions aux limites utilisées, si des restrictions sont imposées au déplacement axial. L'étude de sensibilité au coefficient de Poisson ν a montré que la zone d'influence de pressurisation du front ne dépend pratiquement pas de ce coefficient ; toutefois les déplacements induits dans le terrain diminuent à mesure que la valeur du coefficient de Poisson augmente. La même étude réalisée sur le coefficient des terres au repos K_0 , a montré que ce coefficient n'a pas d'effet sur les résultats obtenus par la pression appliquée au front de taille.

En fonction de ces résultats le logiciel EXCAV initialement conçu pour étudier le creusement de tunnels en traditionnel, a été modifié afin de tenir compte des effets induits par la pressurisation du front. La méthode du ramollissement implantée dans ce logiciel permet de prendre en compte les pré-déformations induites dans le terrain en avant du front de taille par la réduction du module dans le noyau à excaver. Cette méthode a été modifiée de manière à pouvoir provoquer et le refoulement du terrain en direction radiale, en appliquant une augmentation de contrainte $\Delta \underline{\underline{\sigma}}$ dans le noyau à excaver. La comparaison des résultats donnés

par cette méthode à ceux obtenus à l'aide de calculs tridimensionnels a donné des résultats satisfaisants. Une approche simplifiée a permis de déduire une relation entre la surpression ΔP appliquée au front de taille et l'augmentation de contrainte $\Delta \underline{\underline{\sigma}}$ à introduire dans le noyau, pour obtenir le refoulement radial du terrain voulu.

La même approche a été utilisée pour simuler l'effet du coulis pressurisé injecté à l'arrière de la jupe du bouclier dans le vide situé entre le terrain encaissant et le revêtement. L'augmentation de contrainte appliquée est cette fois appliquée dans le matériau situé dans le vide annulaire. La comparaison aux calculs axisymétriques a également donné des résultats satisfaisants.

L'instrumentation du collecteur VL4, réalisé dans le département du Val de Marne, dans le cadre du projet "Seine Propre" a permis d'observer la réponse du terrain encaissant et du revêtement en fonction d'étapes successives d'avancement d'un bouclier à pression de boue, en terrain alluvionnaire. Les déplacements enregistrés sont relativement faibles, ce qui confirme l'efficacité de la méthode de creusement sur le tronçon instrumenté. Les mesures extensométriques ont permis de mettre en évidence deux zones de compression du terrain, de part et d'autre de l'ouvrage, et une zone en décompression au dessus du tunnel. Les mesures inclinométriques ont mis en évidence un refoulement du sol situé au niveau du tunnel et une convergence du terrain situé au dessus de l'ouvrage. Les déplacements enregistrés sur les témoins sonores, installés dans l'anneau de soutènement, ont permis de déduire les efforts normaux et les moments agissant sur l'ouvrage. On remarque une différence entre les valeurs en clé et en radier, ce qui pourrait résulter d'une mauvaise répartition du coulis injecté dans le vide annulaire.

Ce travail s'achève par la comparaison des résultats de mesures aux prévisions théoriques. Deux séries de calcul ont été effectuées, la première tenant compte d'un comportement élastique linéaire du terrain, et la seconde d'un comportement élasto-plastique. Pour le calcul élasto-plastique, le logiciel EXCAV a été modifié afin de pouvoir tenir compte d'un comportement en conditions drainées du terrain sous la nappe. Les résultats ont montré que le comportement élasto-plastique permettait d'améliorer la prévision des déplacements horizontaux. La comparaison pour les déplacements verticaux, entre résultats théoriques et expérimentaux, a été moins satisfaisante, toutefois de nombreuses difficultés ont été

rencontrées, dans la réalisation des mesures de déplacements verticaux, ce qui explique en partie les différences constatées.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AFTES** "Projet de Recommandations Relatives au Choix d'un Type de Soutènement en Galerie", *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, N°1, Janvier-Février 1974.
- AFTES** "Choix d'un Soutènement en Galerie", *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, N° Spécial, Juillet 1982.
- AHRENS H., LINDER E., LUX K. H.** "Dimensionnement du Soutènement des Tunnels Selon les «Recommandations pour le Calcul des Tunnel en Terrain Meuble (1980)»", *Action de Recherche I.2.9*, Centre d'Etudes des Tunnels, Lyon, France (Traduit de Die Bautechnik 08 et 09 1982), 70 pp.
- ATTEWELL P. B.** "Soil Movements Induced by Tunneling and their Effects on Pipelines and Structures", *Publié par Chapman and Hall*, New York, 1986, 375 pp.
- BARTON N., LIEN R., LUNDE J.** "Analysis of Rock Mass Quality and Support Practice In Tunneling and a Guide for Estimating Support Requirements", *NGI Internal Report* 54206, 1974a, 74 pp.
- BARTON N., LIEN R., LUNDE J.** "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support", *Rock Mechanics*, Vol. 6 N°4, 1974b, pp. 189-236.
- BARTON N., LIEN R., LUNDE J.** "Estimations of Support Requirements for Underground Openings", *16th Symposium on Rock Mechanics*, Minneapolis, 1975, pp. 99-113.
- BIENIAWSKI Z. T.** "Engineering Classification of Jointed Rock Mass", *The Civil Engineer in South Africa*, Décembre 1973, pp. 335-343.
- BIENIAWSKI Z. T.** "The Geomechanics Classification (RMR System) in Design Applications to Underground Excavations", *Symposium International sur la Géologie de l'Ingénieur et la Construction en Souterrain*, Lisbonne, 1983.
- BOCHON A.** "Les Mesures de Déformations des Structures Hyperstatiques : le Témoin Sonore", *Revue Française de Géotechnique*, N°60, Juillet 1992, pp. 41-50.
- BOUVARD-LECOANET A., COLOMBET G., ESTEULLE F.** "Ouvrages Souterrains, Conception-Réalisation-Entretien", *Presses des Ponts et Chaussées*, 1988, 271 pp.

- BOUYAT C., MOHKAM M., MORCETTE J. P.** "Le Soutènement Liquide : une Recherche Appliquée Pour Bouclier à Pression de Boue du Métro de Lyon", *Revue Française de Géotechnique*, N°30, 1985, pp. 31-46.
- BRIGLIA P., PANTET A., KASTNER R.** "Evolution de l'Emploi et Domaine d'Utilisation des Tunneliers à Boucliers en Terrains Meubles et Aquifères", *Conférence Internationale «Tunnels et Micro-Tunnels en Terrain Meubles-Du Chantier à la Théorie»*, Paris, Février 1989, Presse des Ponts et Chaussées, pp. 41-51.
- BROMS B. B., BENNERMARK H.** "Stability of Clay at Vertical Openings", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, SMI, Janvier 1967, pp. 37-49.
- CHAFFOIS S.** "Modélisation du Comportement du Front de Taille d'un Tunnel Creusé en Bouclier en Terrain Pulvérulent", *CETU-INSA Rapport N.2-621*, Lyon, France, 1985.
- CHAMBON P., CORTE J. F.** "Stabilité du Front de Taille d'un Tunnel Faiblement Enterré : Modélisation en Centrifugeuse", *Conférence Internationale «Tunnels et Micro-Tunnels en Terrain Meubles-Du Chantier à la Théorie»*, Paris, Février 1989, Presse des Ponts et Chaussées, pp. 307-315.
- CLOUGH G. W., LECA E.** "Whit Focus on Use of Finite Element Methods for Soft Ground Tunneling", *Conférence Internationale «Tunnels et Micro-Tunnels en Terrain Meubles-Du Chantier à la Théorie»*, Paris, Février 1989, Presse des Ponts et Chaussées, pp. 531-573.
- CLOUGH G. W., SCHMIDT B.** "Design and Performance of Excavations and Tunnels in Soft Clay" *Soft Clay Engineering*, Chapter 8, Brand E. W. and Brenner R. P., Eds. Elsevier Scientific Publishing Co., 1981, pp. 569-631.
- CORDING E. J., HANSMIRE W. H.** "Displacements Around Soft Ground Tunnels", General Report, Session IV, Tunnels in Soil, *5th Pan-American Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires, Novembre 1975.
- DAVIS E. H., GUNN M. J., MAIR R. J., SENEVIRATNE H. N.** "The Stability of Shallow Tunnels and Underground Openings in Cohesive Material", *Géotechnique* 30, N°4, 1980, pp. 397-416.
- DEERE D. U.** "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes", *Rock Mechanics and Engineering Geology*, Vol. 1, N°1, 1964, pp. 17-22.
- DESCOEUDRES F.** "Analyse Tridimensionnelle de la Stabilité d'un Tunnel au Voisinage du Front de Taille dans une Roche Elasto-Plastique", *3rd International Conference on Rock Mechanics*, Denver, 1974, pp. 1130-1135.
- DUDDECK H.** "Application of Numerical Analyses for Tunnelling", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 15, 1991, pp. 223-239.
- EINSTEIN H. H., STEINER W., BEACHER G. B.** "Assessment of Empirical Design Methods for Tunnels in Rock", *Proceedings RETC*, Vol. 1, Chapter 40, 1979, pp. 683-706.

- GARTUNG E., BAUERNFEIND P., BIANCHINI J. C.** "Three Dimensional Finite Elements Method Study of a Subway Tunnel at Nuremberg", *Proceedings Rapid Excavation and Tunnelling Conference*, 1979, pp. 639-647.
- HANYA T.** "Ground Movements due to Construction of Shields-Driven Tunnel", *Proceedings 9th ICSMFE*, Tokyo, 1977, Case History Volume, pp. 759-790.
- ISENBERG J.** "Analytic Modeling of Rock-Structure Interaction", Final Report, *U.S. Bureau of Mines*, Contract N° H0220035, Avril 1973.
- KASALI G.** "Three Dimensional Finite Element Analysis of Shallow Soil Tunnelling", *Thèse de Doctorat Présentée à l'Université de Stanford*, Stanford, CA, USA, 1982.
- KATZENTBACH R., BRETH H.** "Nonlinear 3-D Analysis for NATM in Frankfurt Clay", *Proceeding 10th International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering*, Stockholm, Session II, Vol. 1, 1981, pp. 315-318.
- KIRSCH D.** "Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse des Festigkeitslehre", *Veit. Ver. Deut. Ing.* 42. 1898, pp. 797-807.
- KONDA T.** "Tunnelling and Excavation in Soils", *Proceedings 8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Kyoto, Juillet 1987, pp. 151-180.
- LAUFFER H.** "Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau", *Géologie und Bauwesen*, Vol. 24, N°1, 1958, pp. 46-51.
- LEBLAIS Y., SEMAMA L., BALAN A., ANDRE D.** "Tunnel de Villejust : Incidence du Creusement des Ouvrages sur l'Environnement et Comportement des Revêtements-Réflexions sur le Choix de l'Auscultation", *Conférence Internationale «Tunnels et Micro-Tunnels en Terrain Meubles-Du Chantier à la Théorie»*, Paris, Février 1989, Presse des Ponts et Chaussées, pp. 615-624.
- LECA E.** "Analysis of NATM and Shield Tunnelling in Soft Ground", *Thèse de Doctorat Présentée à Virginia Polytechnic Institute and State University*, Blacksburg, Virginia, USA, 1989, 476 pp.
- LECA E., CLOUGH G. W.** "Preliminary Design for NATM Tunnel Support in Soil", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 118, N°4, Avril 1992, pp. 558-575.
- LECA E., DORMIEUX L.** "Contribution à l'Etude de la Stabilité du Front de Taille d'un Tunnel en milieu Cohérent", *Revue Française de Géotechnique*, N°61, 1992, pp.5-16.
- LECA E., PANET M.** "Application du Calcul à la Rupture à la Stabilité du Front de Taille d'un Tunnel", *Revue Française de Géotechnique*, N°43, 1988, pp. 5-19.
- MANA A.I.** "Finite Element Analyses of Deep Excavation Behavior in soft Clay", *Thèse de Doctorat Présentée à l'Université de Stanford*, Mars 1978, 309 pp.
- MERRITT A. H.** "Geologic Prediction for Underground Excavations", *Thèse de Doctorat Présentée à l'Université d'Illinois*, Urbana, 1968.

- MOHKAM M.** "Détermination de la Boue et des Pressions de Confinement du Front de Taille ; Collecteur Vitry-Créteil", *Rapport Pour le Groupement d'Entreprises*, 1990.
- MOHRAZ B., HENDRON A., J., RANKEN R., E., SALEM M. H.** "Liner-Medium Interaction in Tunnels", *Journal of the Construction Division, ASCE*, C01, Mars 1975, pp. 127-241.
- MUIR WOOD A. M.** "The Circular Tunnel in Elastic Ground", *Géotechnique* 25, N°1, 1975, pp. 115-127.
- ONISHI Y., NISHIGAKI Y., KISHIMOTO H., TANAKA Y.** "Analysis of Advancing Tunnel by 2-Dimensional FEM", *Proceedings 4th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Vol. 2, 1982, pp. 1161-1166.
- PACHER F., RABCEWICZ L. V., GOLSER J.** "Zum derzeitigen Stand des Gebirgsklassifizierung im Stollen-und Tunnel-bau", in *Auswirkung Geologischer Faktoren auf Bauabwicklung*, Bundesministerium für Bauten und Technik, Vol. 18, Vienne, 1974, pp. 51-58.
- PANET M.** "La Mécanique des Roches Appliquée aux Ouvrages du Génie Civil", *Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, 1976, Chapitre 9, pp. 145-166.
- PANET M.** "Calcul du soutènement des tunnels à Section Circulaire par la Méthode Convergence-Confinement avec un Champ de Contraintes Initiales Anisotropes", *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, N°77, Septembre -Octobre 1986, pp. 228-232.
- PANET M., GUELLEC P.** "Contribution à l'Etude du Soutènement d'un Tunnel à l'Arrière du Front de Taille", *Proceedings 3rd International Conference Rock Mechanics*, 1979, pp. 1163-1168.
- PANET M., GUENOT A.** "Analysis of Convergence Behind the Face of a Tunnel", *Proceedings International Symposium Tunnelling* 82, Brighton, 1982, pp. 197-204.
- PECK R. B.** "Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground", *Proceeding 7th International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering*, State of the Art Volume, 1969, pp. 225-290.
- PECK R. B., HENDRON JR. A. J., MOHRAZ B.** "State of the Art of Soft Ground Tunnelling", *Proceedings 1st Rapid Excavation and Tunneling Conference*, Chicago, 1972, Vol. 1, pp. 259-286.
- PIERAU B.** "Tunnel Design with Respect to the Three-Dimensional State of Stress and Displacements Around the Temporary Face", *Proceedings International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Edmonton, 1982, pp. 1221-1231.
- PROTODIAKONOV M. M.** *Proceedings 4th International Conference Strata Control and Rock Mechanics*, Columbia University, New York, 1965.
- RANKEN R. E., GHABOUSSI J.** "Tunnel Design Considerations : Analysis of Stress and Deformations Around Advancing Tunnels", *Rept. for U.S. Dept. of Transportation*, University of Illinois, Champaign-Urbana, Retp. N° UILU-ENG 75-2016, 1975.

RAPPORT CEBTP Procès-Verbal d'Essais N°1 - Dossier N°2222-076, Mars 1990.

RESENDIZ D., ROMO M. P. "Settlements Upon Soft Ground Tunnelling : Theoretical Solution", *Soft Ground Tunnelling - Failures and Displacements*, Resendiz and Romo Editors, A.A. Balkema, 1981, pp. 65-74.

ROWE R. K., KACK G. J. "A Theoretical Examination of the Settlements in a Case of Soft-Ground Tunnelling", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, 1983, pp. 299-314.

SCHIKORA K., FINK T. "Berechnungsmethoden Moderner Bergmännischer Bauweisen beim U-Bahn-Bau", *Bauingenieur* 57, 1982, pp. 199-207.

SCHOFIELD A. N. "Cambridge Geotechnical Centrifuge Operations", *Géotechnique* 30, N°3, 1980, pp. 227-268.

SWOBODA G. "Finite Element Analysis of the New Austrian Tunneling Method (NATM)", *Third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Aachen, Vol. 2, 1979, pp. 581-586.

TERZAGHI K. "Rock Defects and Load on Tunnel Supports", *Rock Tunneling with Steel Supports*, Editeurs Proctor R.V. and White T., publié par Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstown, 1946, pp. 15-99.

VAN DILLEN D., FELLNER R. W., DENDOU B. "A Two Dimensional Finite element Technique for Modeling Rock/Structure Interaction of a Lined Underground Opening", *Proceedings 20th Symposium on Rock Mechanics*, 1979, pp. 251-258.

WICKHAM G. E., TIEDEMANNH. R., SKINNER E. G. "Ground Support Prediction Model - RSR Concept", *Report to U.S. Bureau of Mines*, NTIS AD-773018, *Résumé dans Proceedings 2nd RETC, AIME, New York*, 1974, Chapter 49, pp. 691-707.

WITKE J., GELL K. "Three Dimensional Stability Analyses for a Shallow Tunnel Section of the Subway of the City of Bochum", Construction Lot B3, *Geotechnik*, N°32, 1980, pp. 111-119.

ANNEXE A

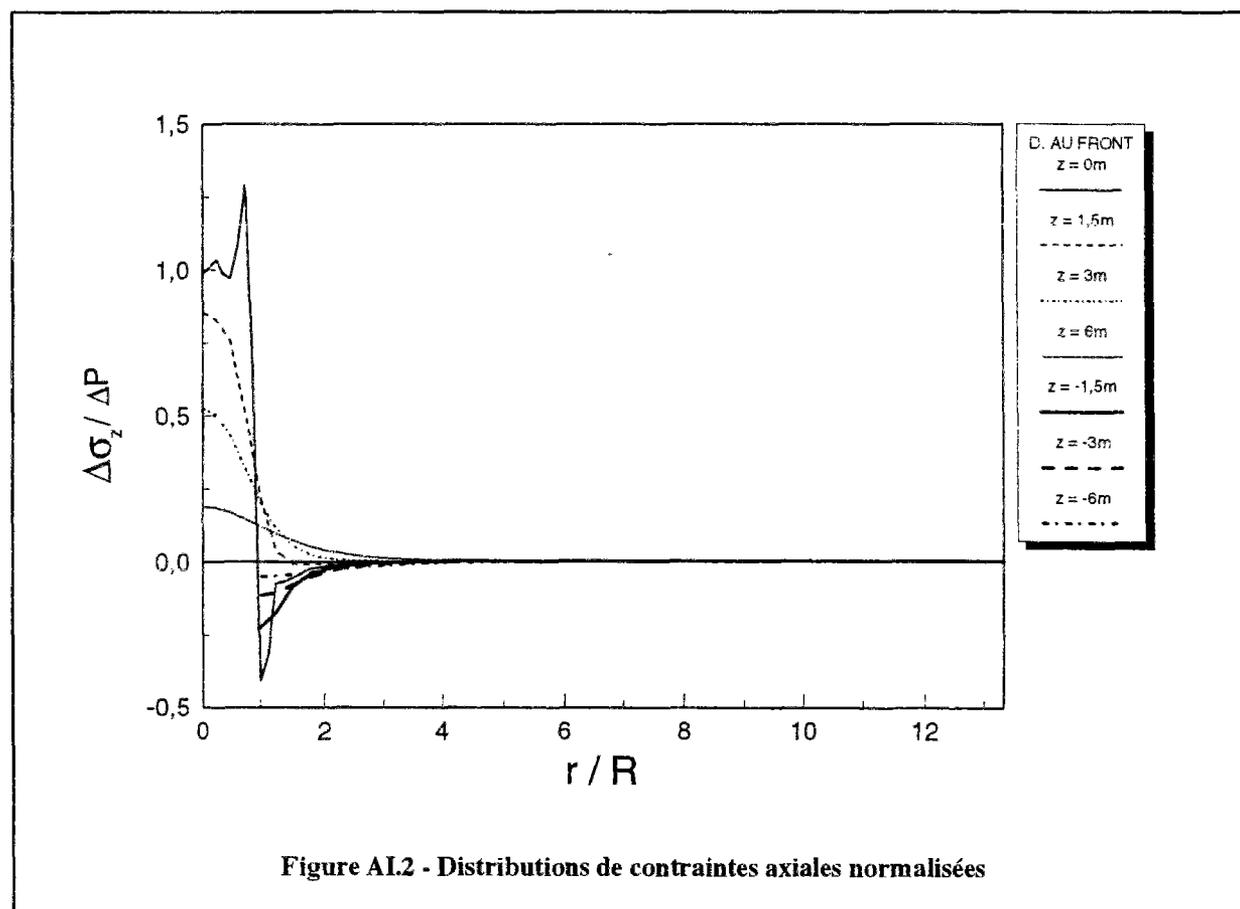
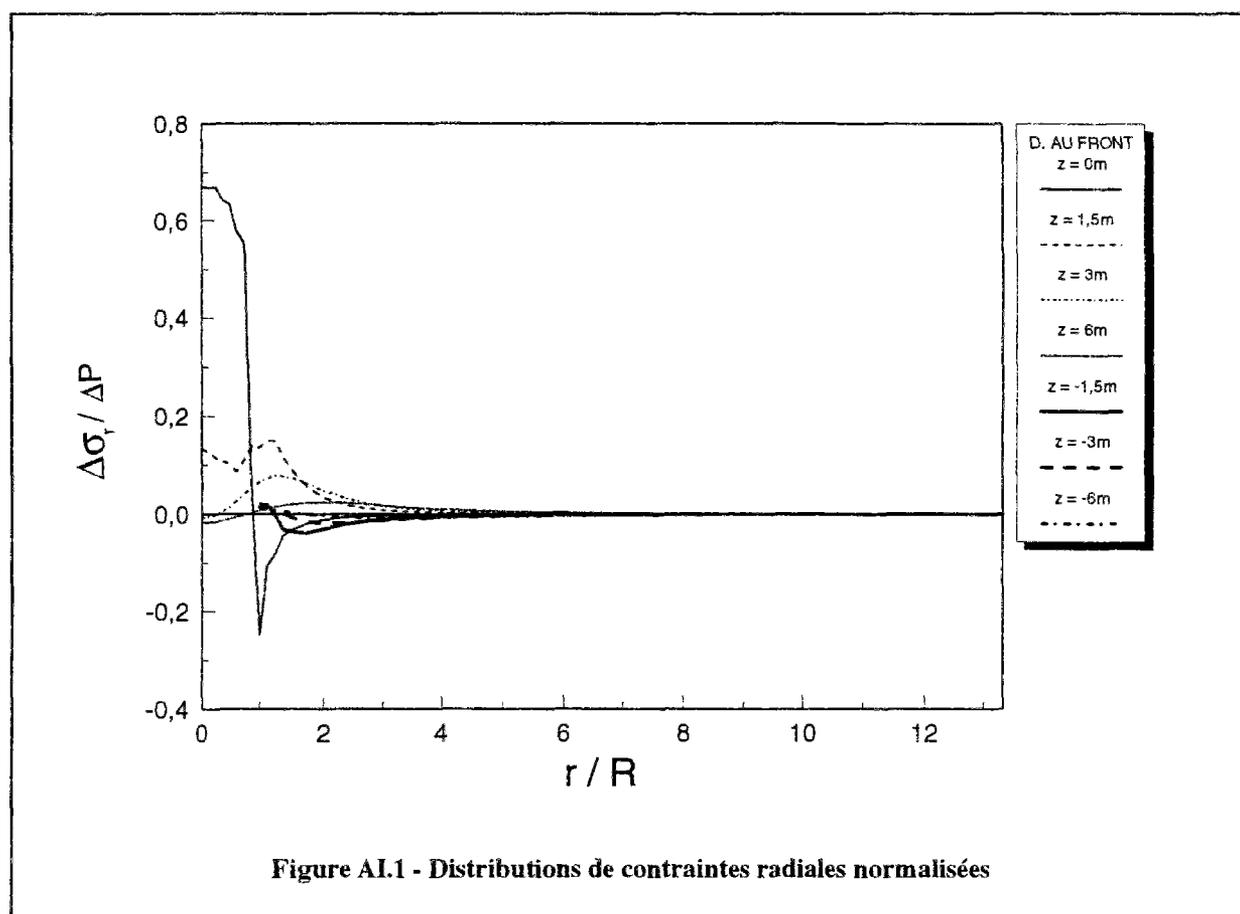
CONDITIONS AUX LIMITES APPLIQUEES SUR LA PERIPHERIE

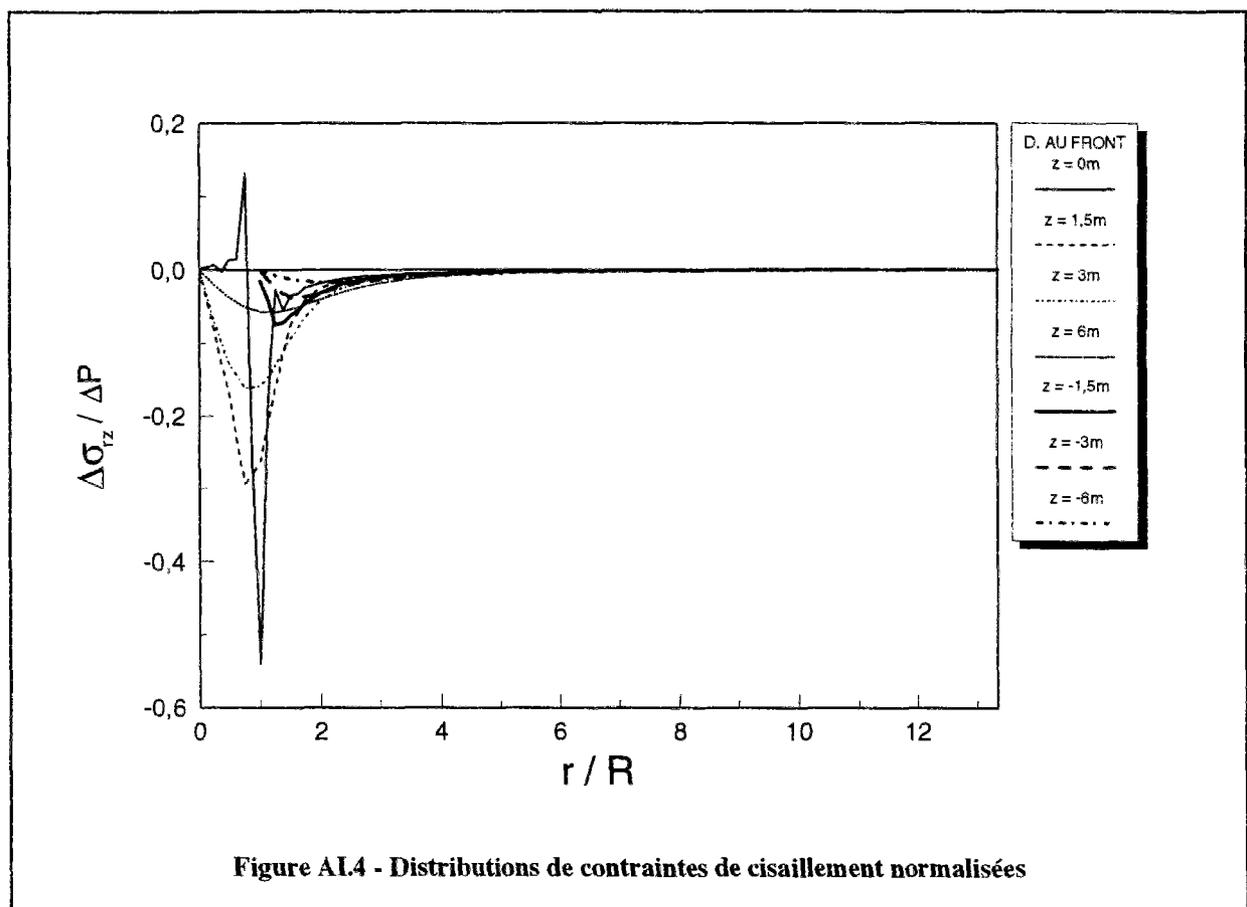
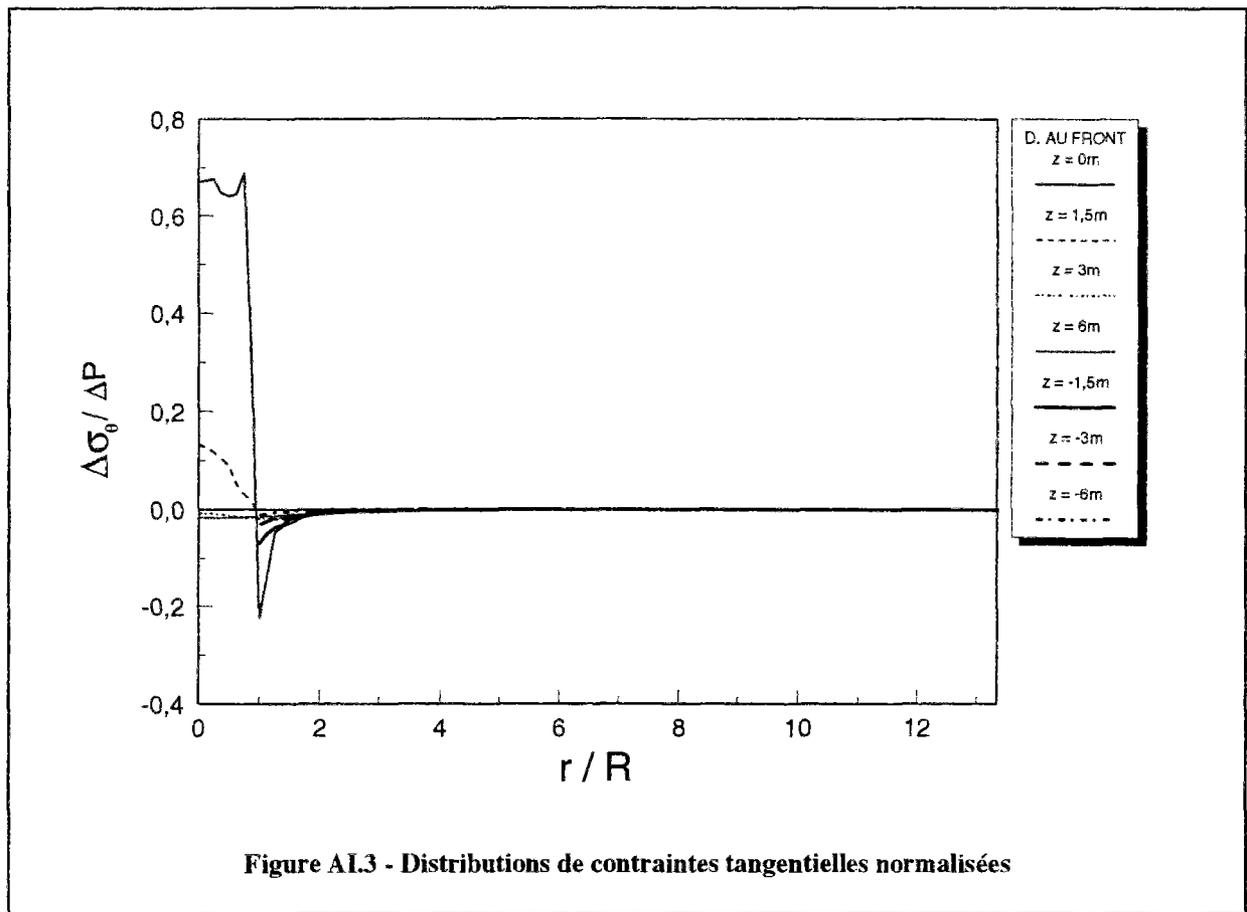
A-I. Déplacement radial imposé sur la périphérie ($U_r = 0$)

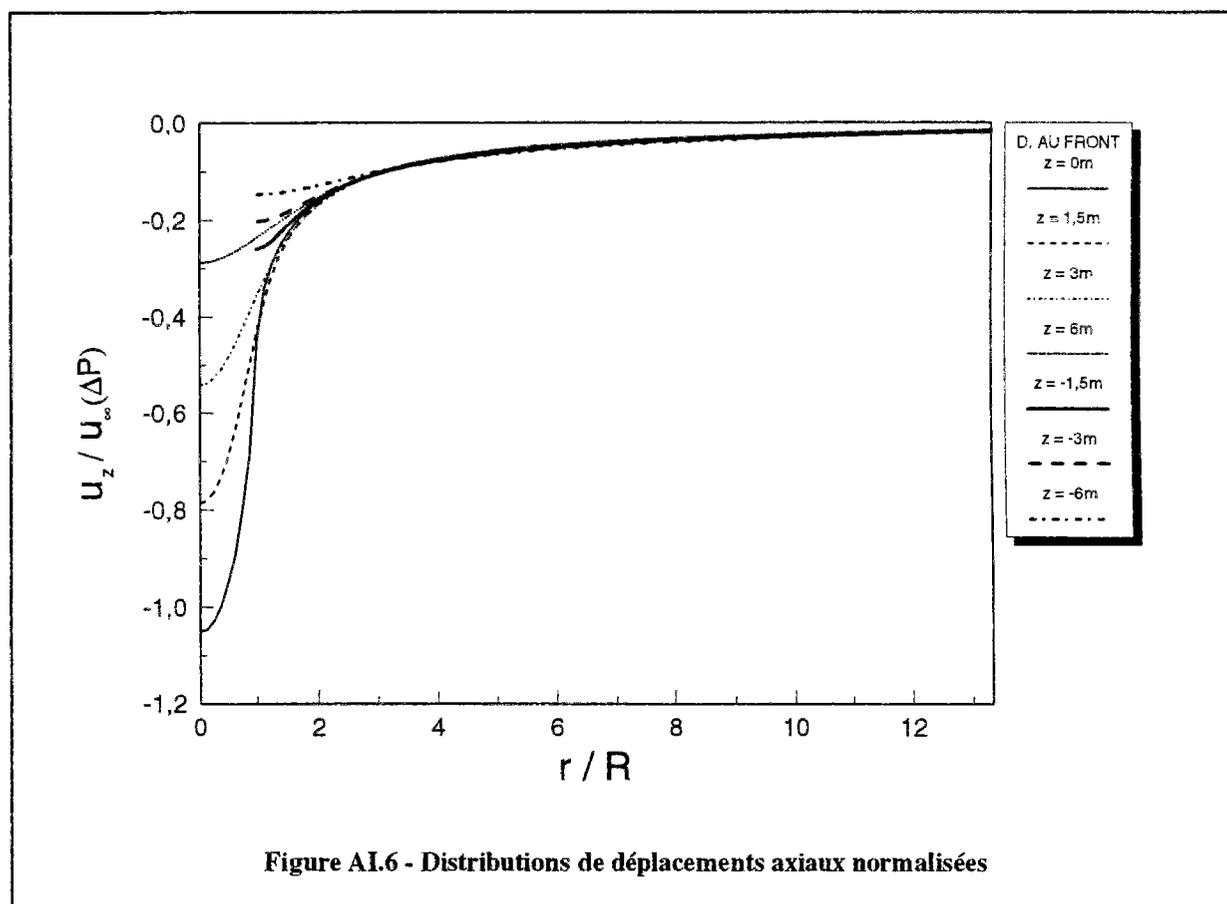
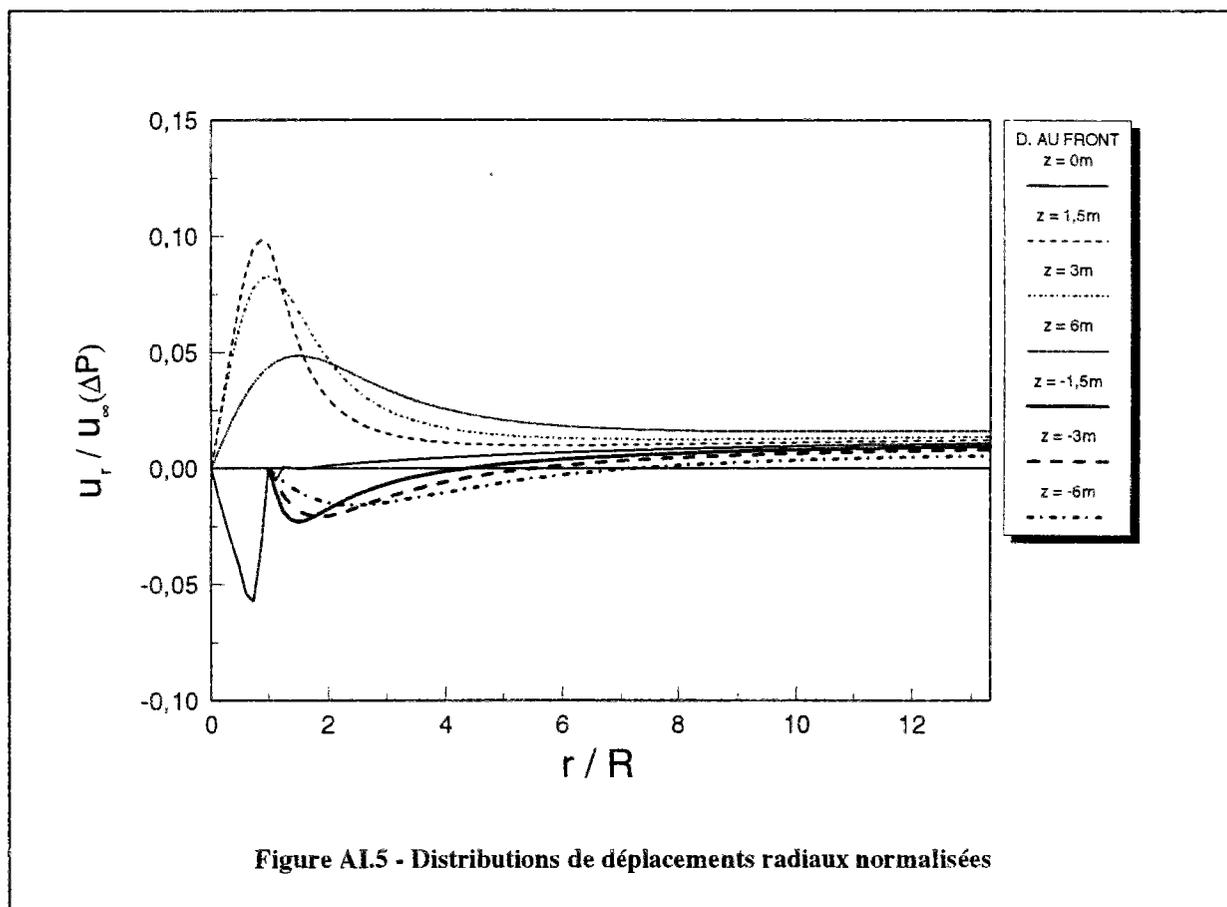
A-I.1. Compression ($\sigma_0 < \Delta P < 2\sigma_0$)

L'étude réalisée sur la compression du front de taille avec déplacement radial imposé sur la périphérie montre que :

- (1) la contrainte radiale, en avant du front de taille augmente sous l'effet de la pression appliquée ; l'augmentation s'atténue en fonction la distance au front, et peut être considérée comme négligeable à une distance égale à un rayon ($z = 3m$) en direction axiale et à un diamètre en direction radiale ($r = 2R$) ; à l'arrière du front de taille, on remarque une légère diminution de contrainte radiale ;
- (2) les contraintes axiale et tangentielle induites par une compression du front ont un comportement analogue à celui de la contrainte radiale, cet effet étant toutefois plus prononcé dans le cas de la contrainte axiale et moins prononcé en pour la contrainte tangentielle ;
- (3) le cisaillement obtenu au front de taille est fortement localisé à l'intersection du tunnel avec le terrain encaissant ;
- (4) la pressurisation du front entraîne une compression radiale du terrain en avant du front taille ; au front de taille, on remarque toutefois une convergence (-) du terrain ; à l'arrière du front de taille, on observe une compression quasi uniforme sur la périphérie de la section excavée ; dans la direction axiale le terrain est repoussé aussi bien en avant qu'à l'arrière du front de taille.







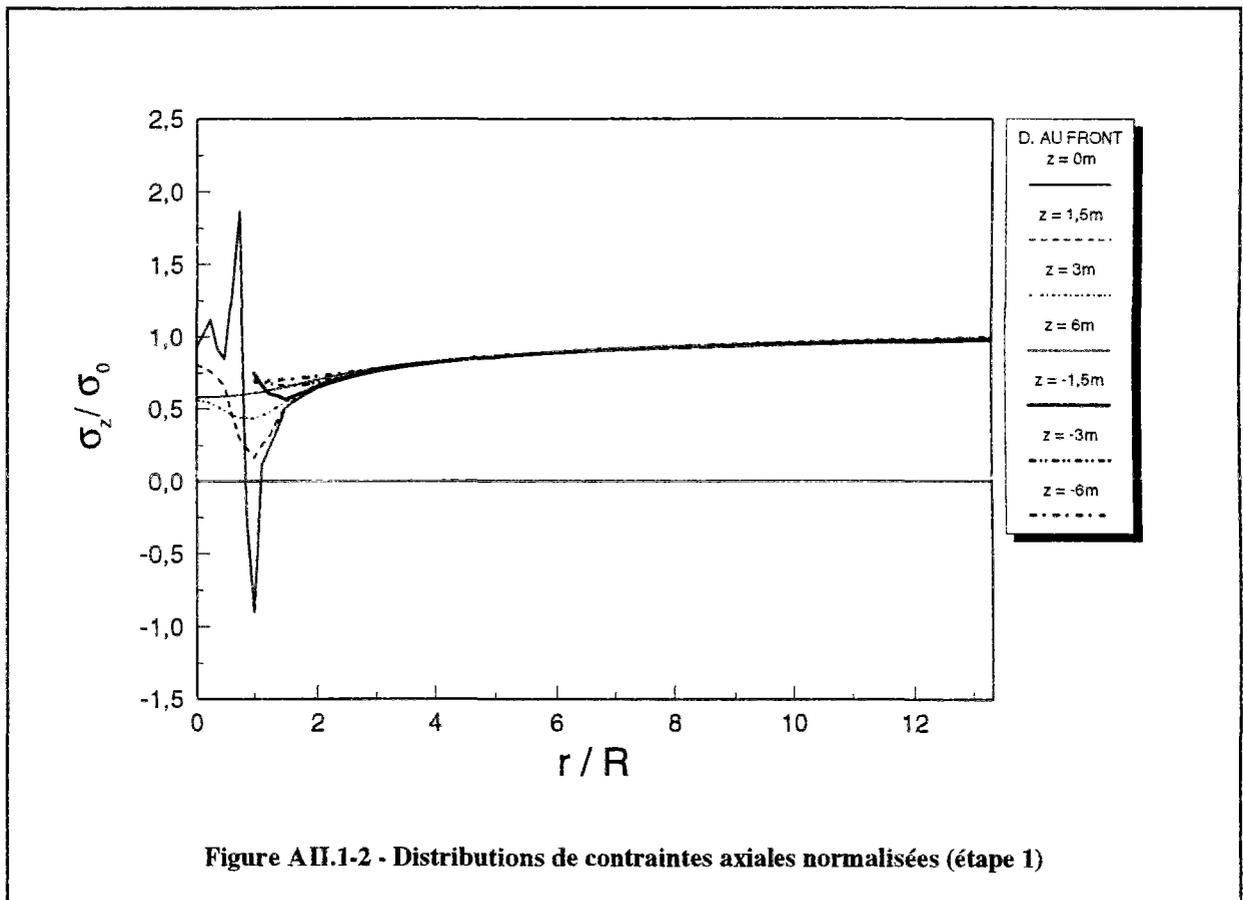
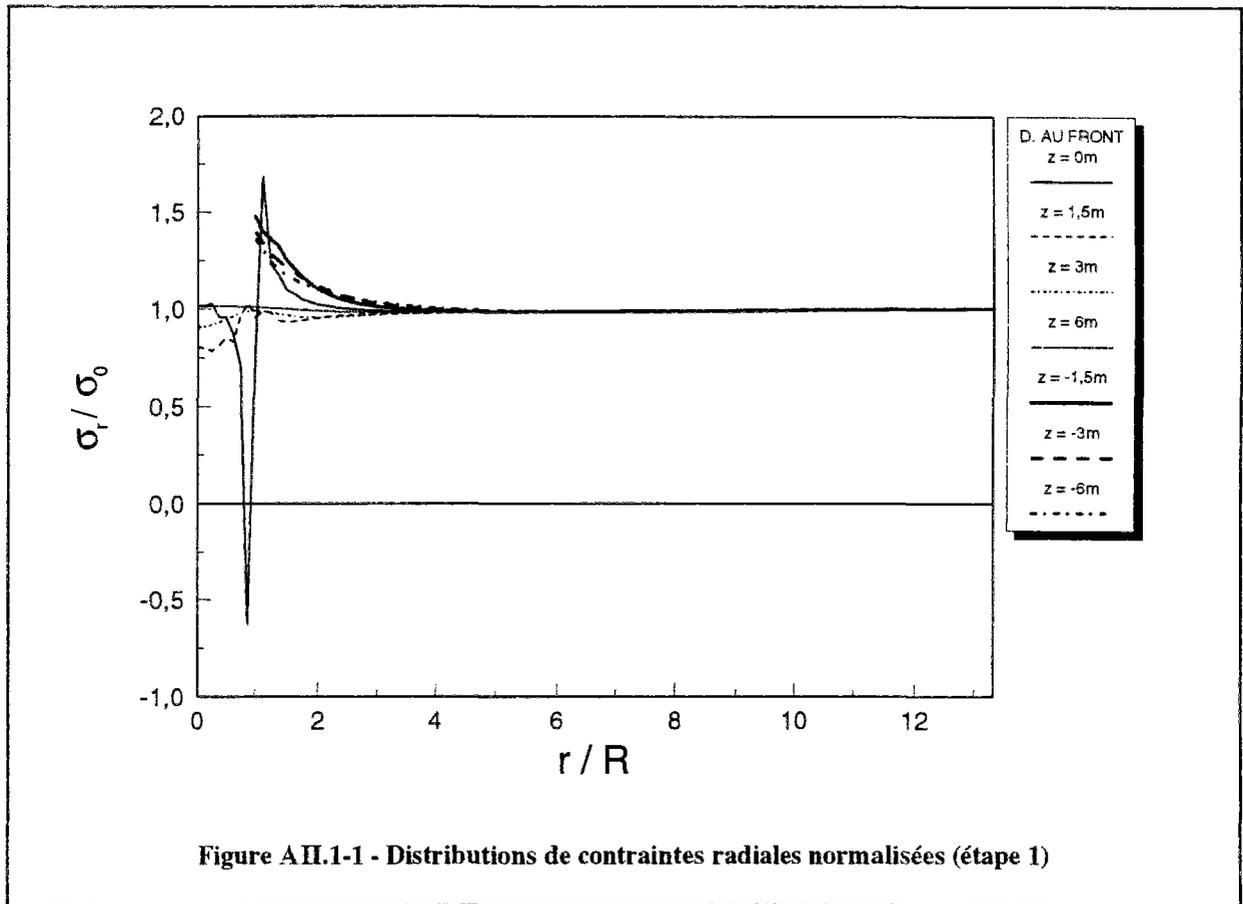
A-II. Déplacements radial et axial imposés sur la périphérie ($U_r = U_z = 0$)

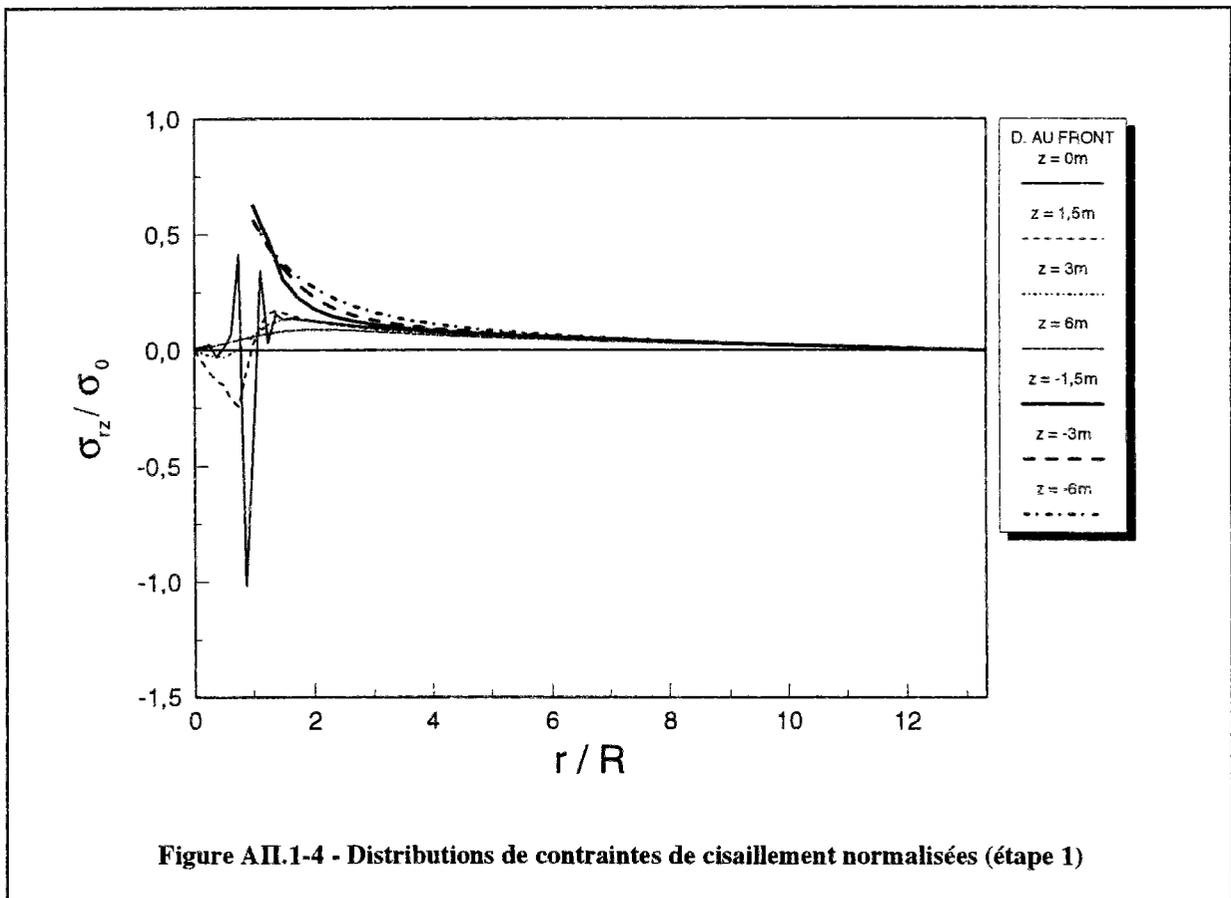
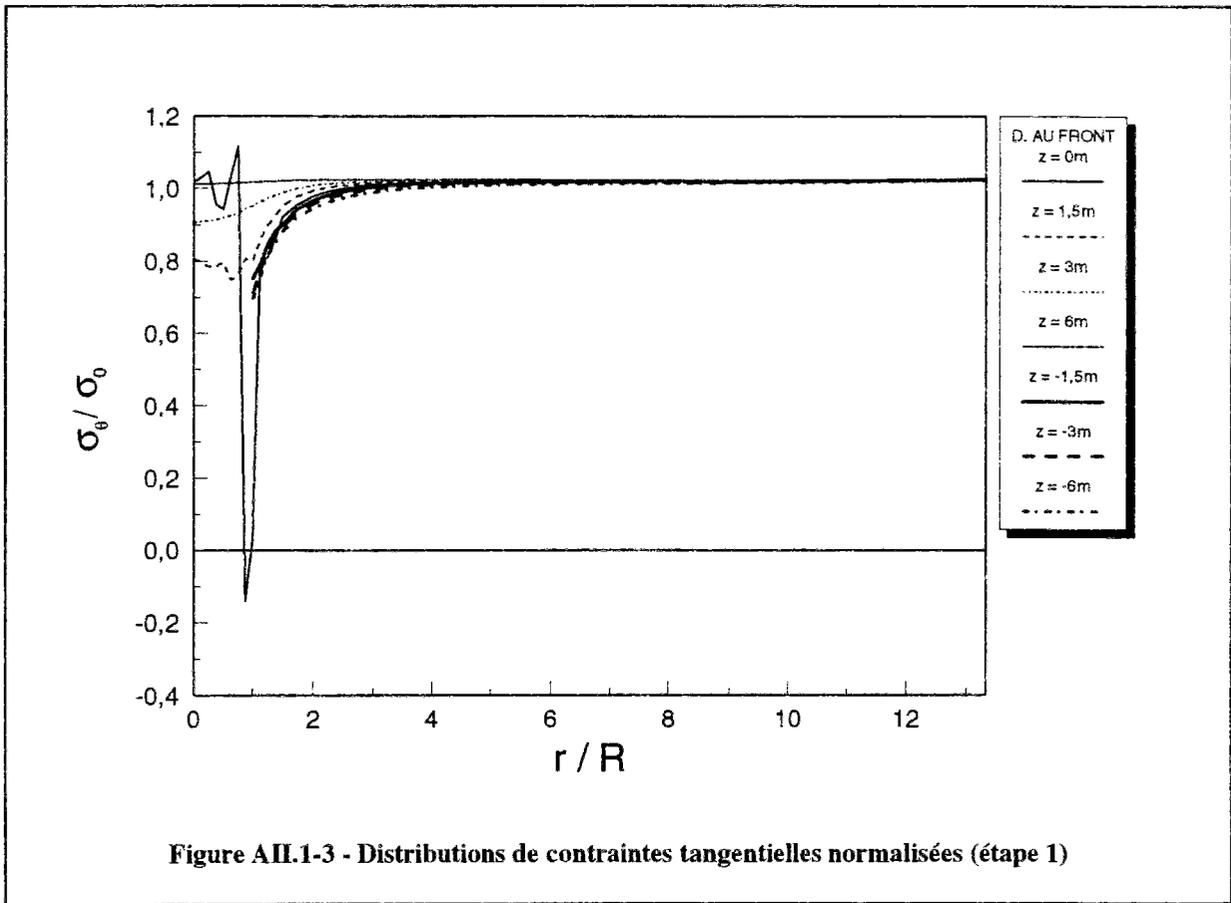
A-II.1. Première étape de calcul

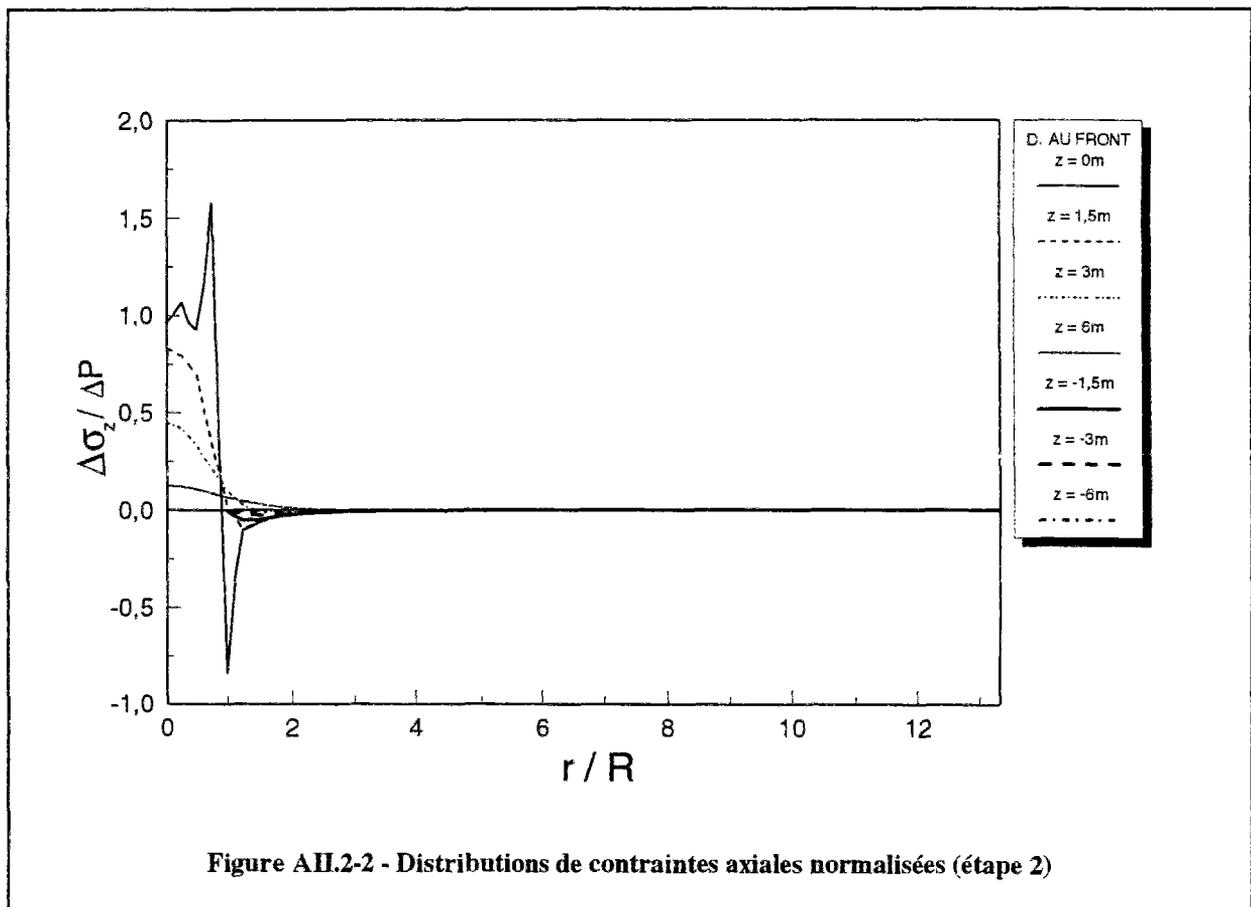
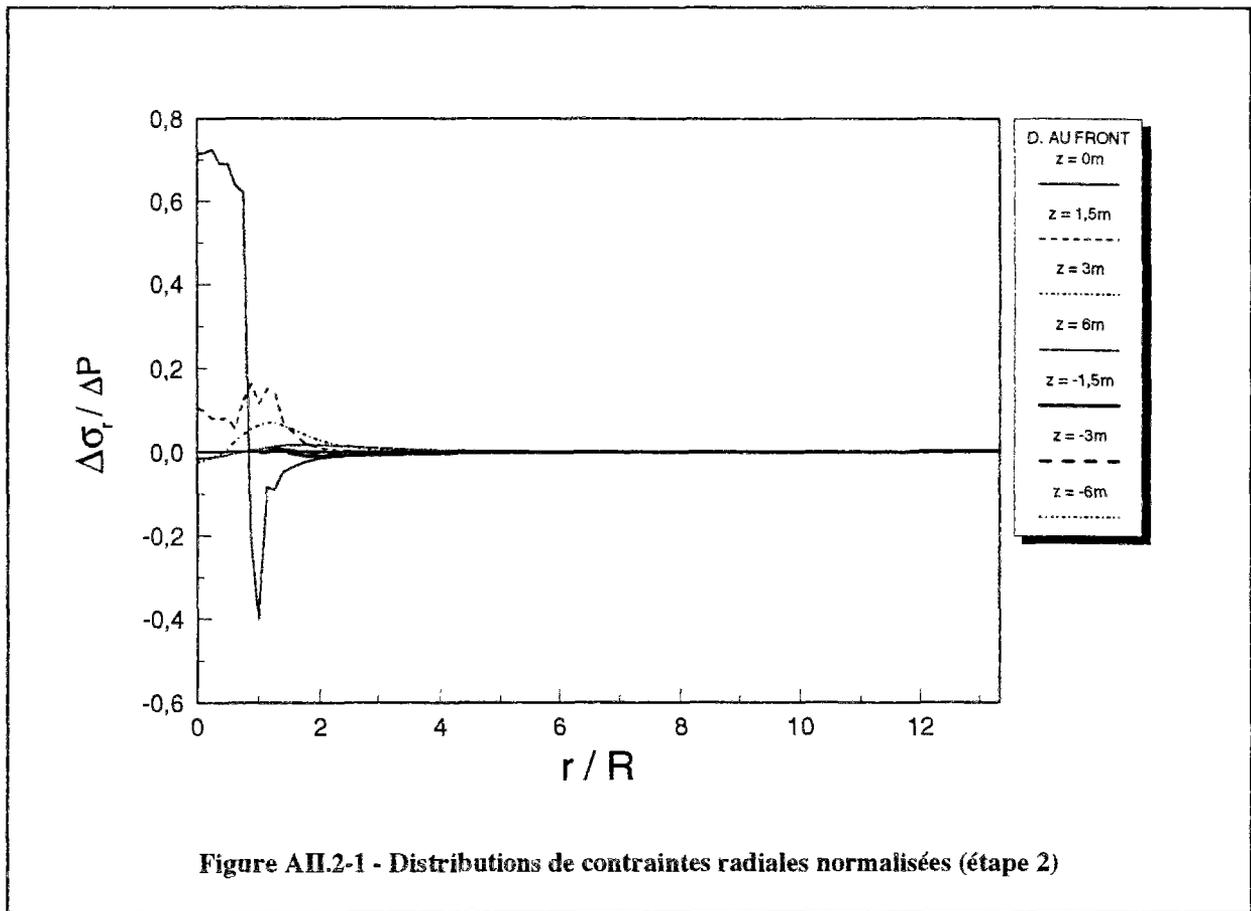
- (1) La distribution de contrainte radiale obtenue à la première étape de calcul met en évidence une diminution de contrainte en avant du front de taille et une augmentation à l'arrière du front ; cet effet est limité pratiquement à un rayon ($z = 3$ m) du front en direction axiale et à un diamètre en direction radiale ($r = 2R$), tandis que l'augmentation de contrainte est quasi uniforme sur toute la longueur excavée, et reste limitée à un diamètre et demi en direction radiale ($r = 3R$) ;
- (2) on observe le même phénomène pour les distributions de contraintes axiale, tangentielle et de cisaillement en avant du front ; par contre, on remarque une diminution de la contrainte à l'arrière du front de taille, pour les contraintes axiale et tangentielle.

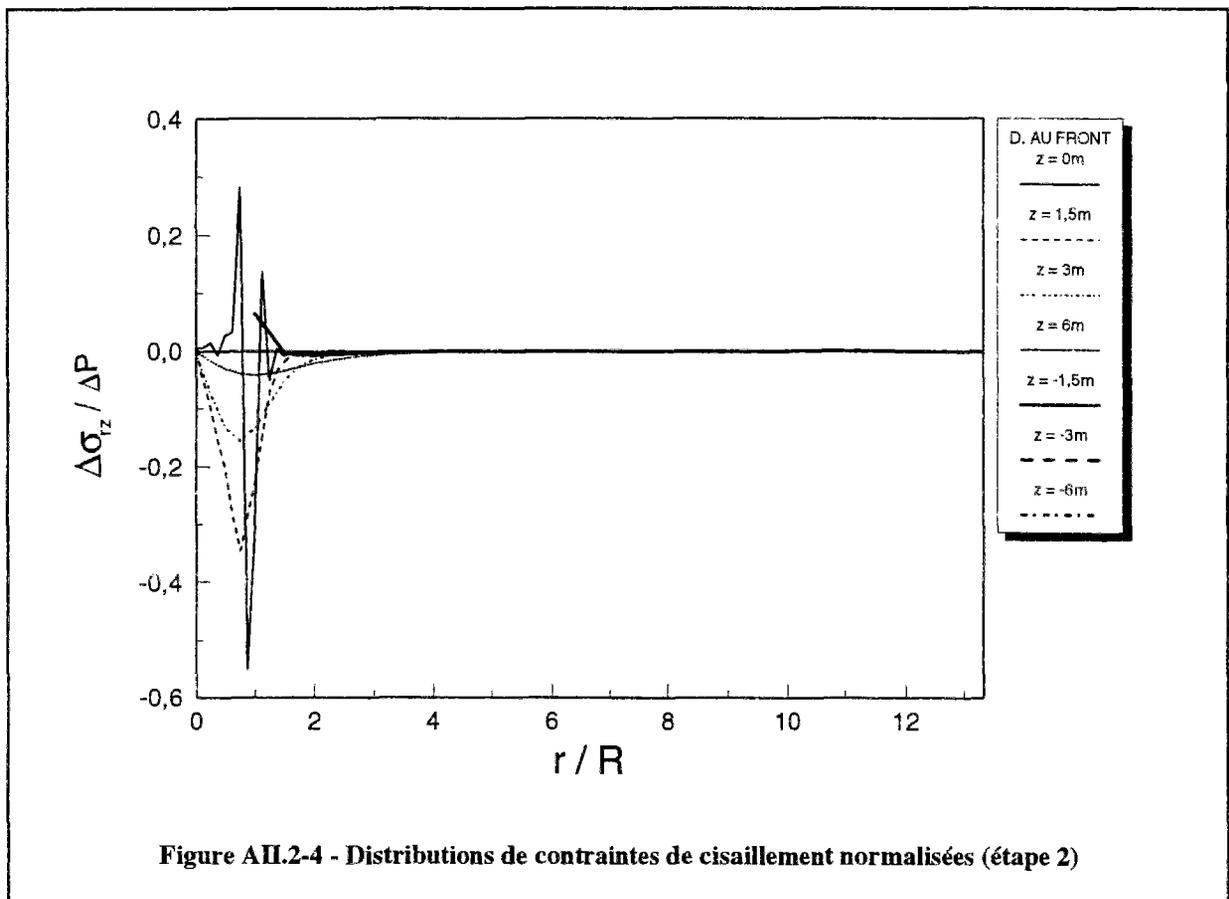
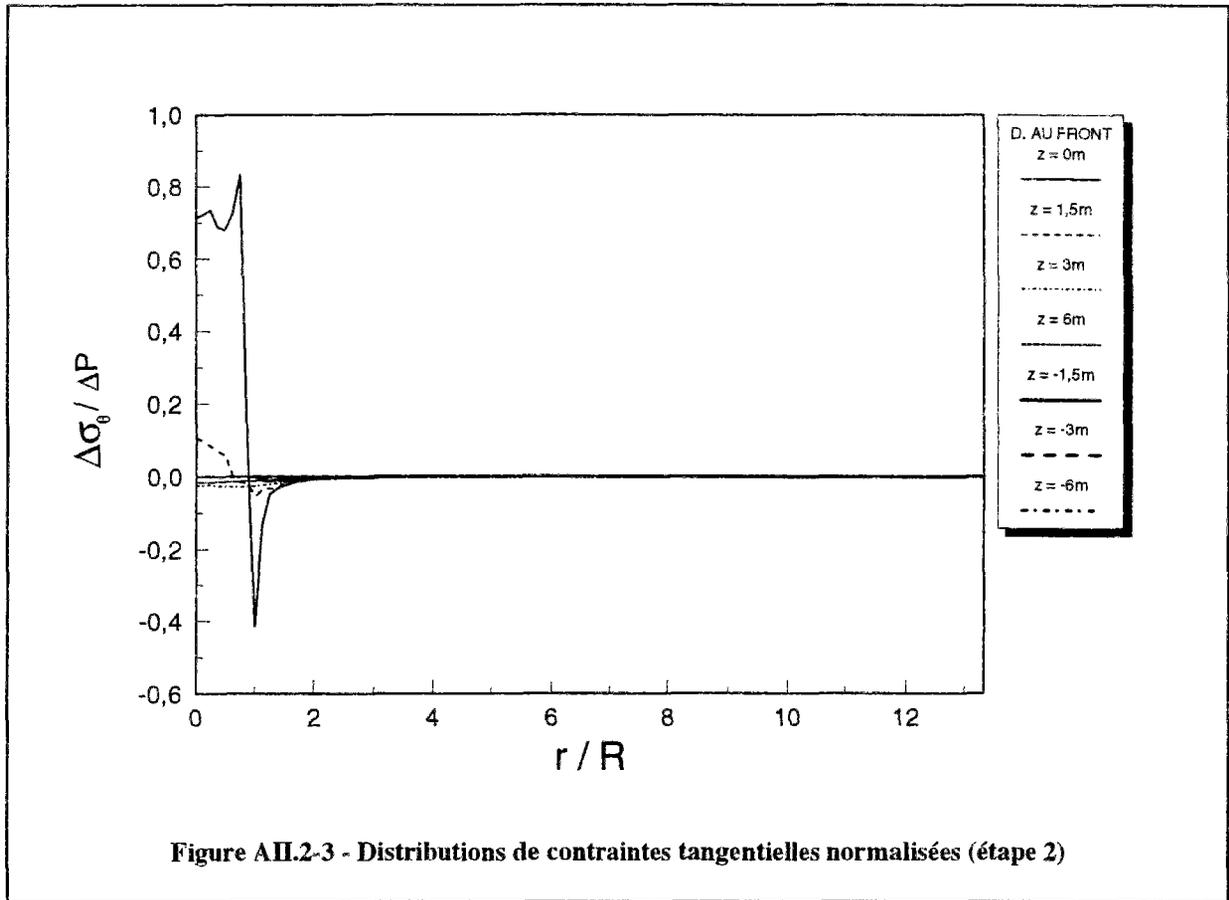
A-II.2. Deuxième étape de calcul

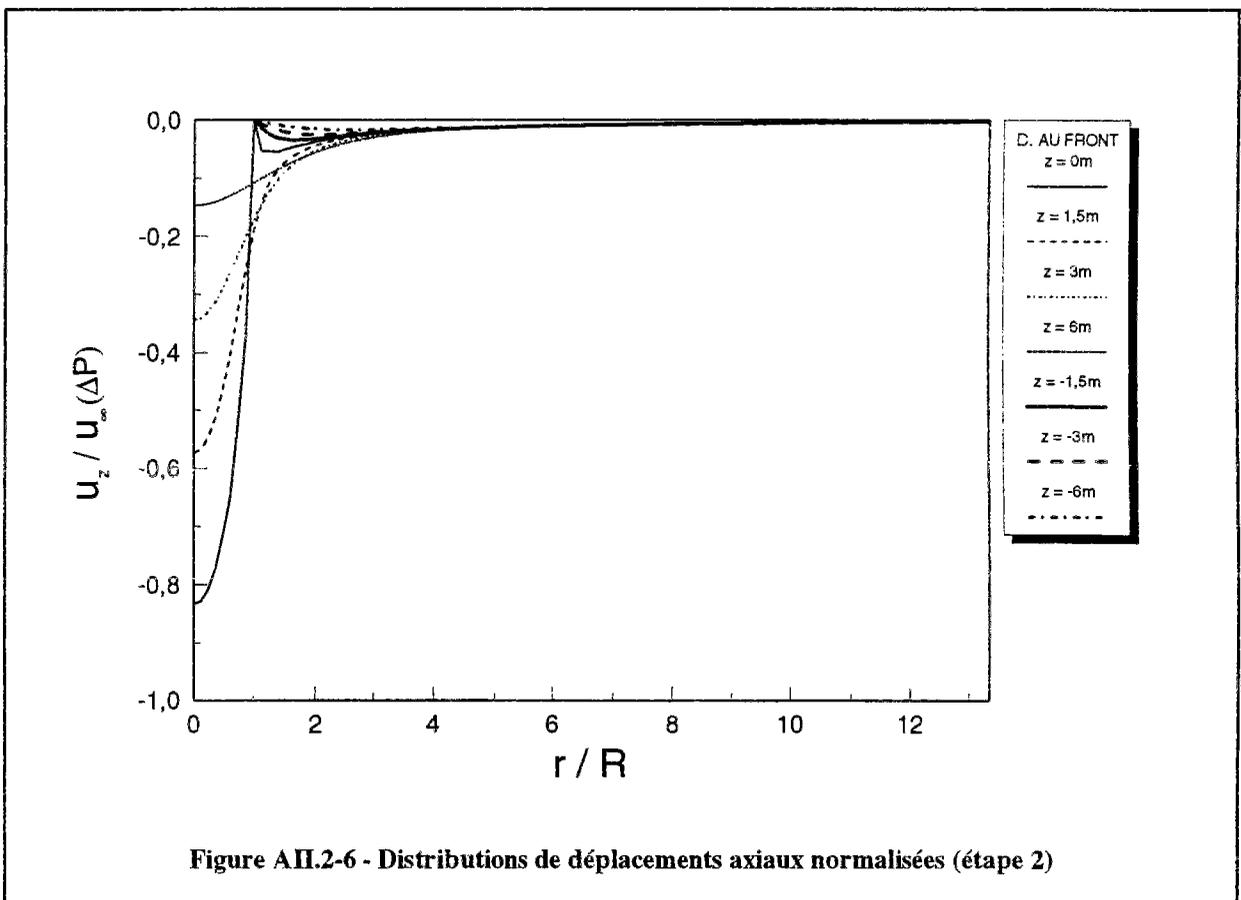
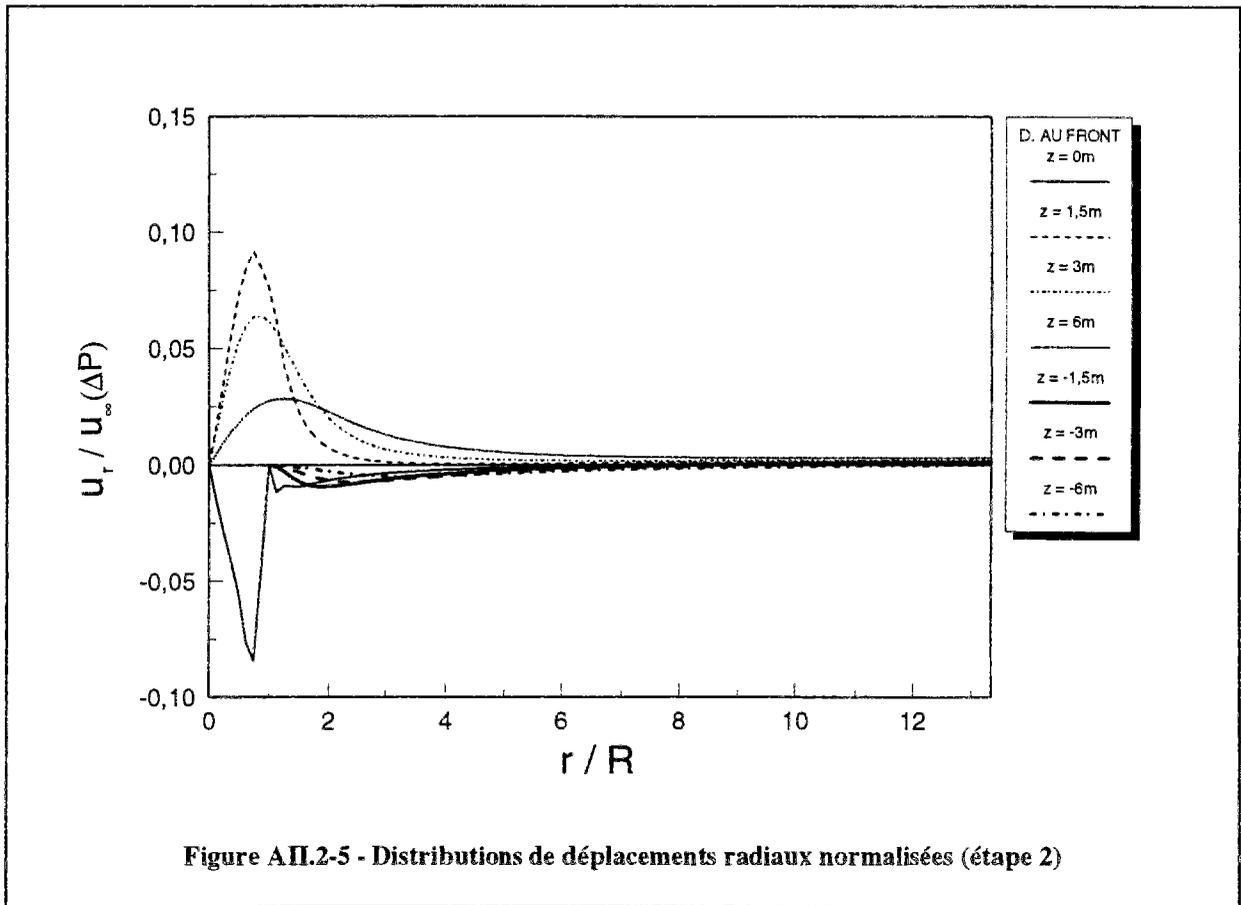
- (1) La pressurisation du front de taille a pour effet d'augmenter les contraintes radiale axiale et tangentielle en avant du front de taille ; cette augmentation reste toutefois limitée à un rayon du front de taille ($z = 3$ m) en direction axiale et à un diamètre en direction radiale ($r = 2R$) ; à l'arrière du front de taille, on ne remarque aucun effet de la pressurisation du front ;
- (2) le cisaillement induit dans le terrain sous l'effet de la pressurisation du front est négatif et se limite toujours à un diamètre en avant du front de taille ; à l'arrière du front, on remarque un cisaillement légèrement positif, uniforme sur toute la périphérie excavée ;
- (3) le déplacement radial induit dans le terrain par la pression appliquée, montre que le terrain est repoussé en avant du front de taille, alors qu'il tend à converger vers la galerie au niveau du front de taille ; à l'arrière du front on peut considérer que la pressurisation du front n'induit aucun effet sur le terrain ; dans la direction axiale, le terrain est repoussé aussi bien en avant qu'à l'arrière du front de taille.











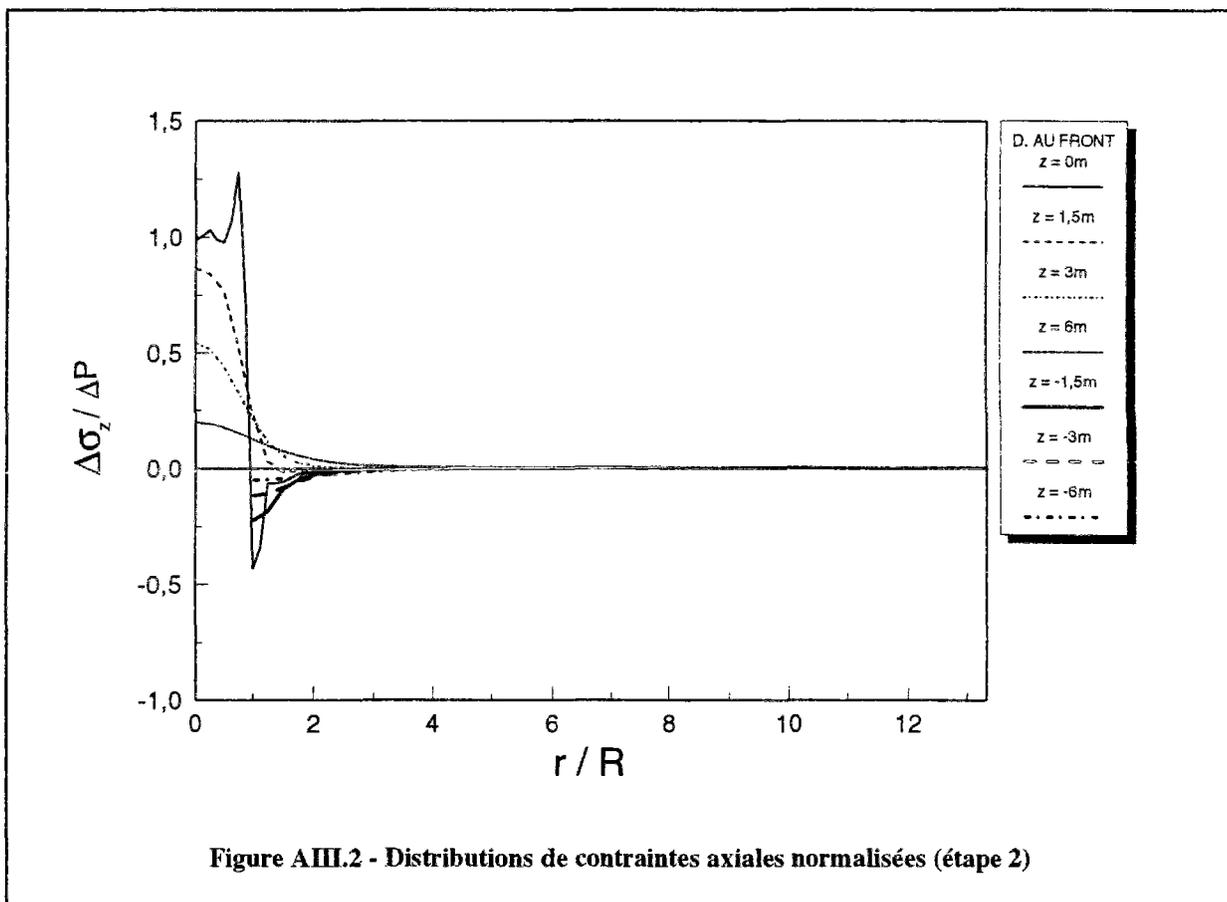
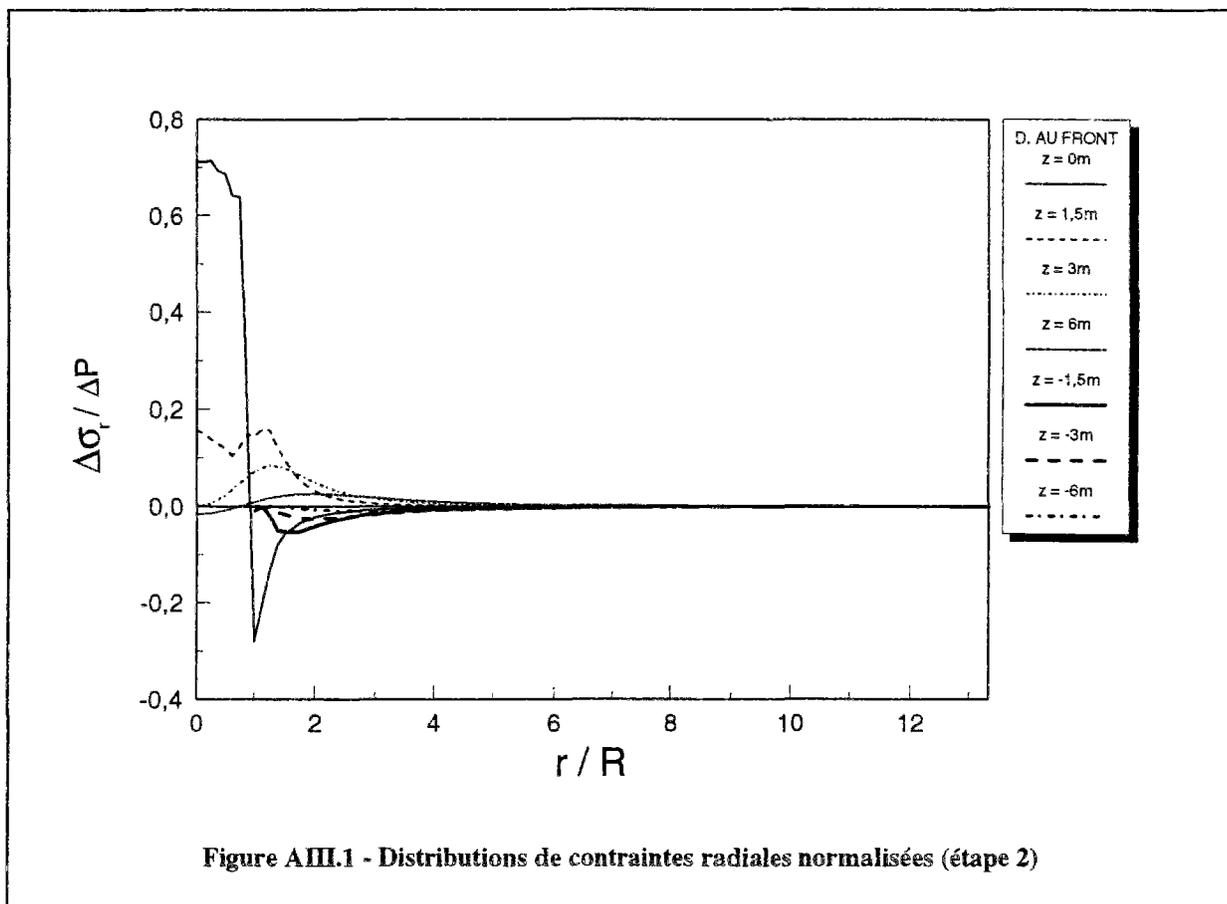
A-III. Contrainte imposée sur la périphérie (C.I.)

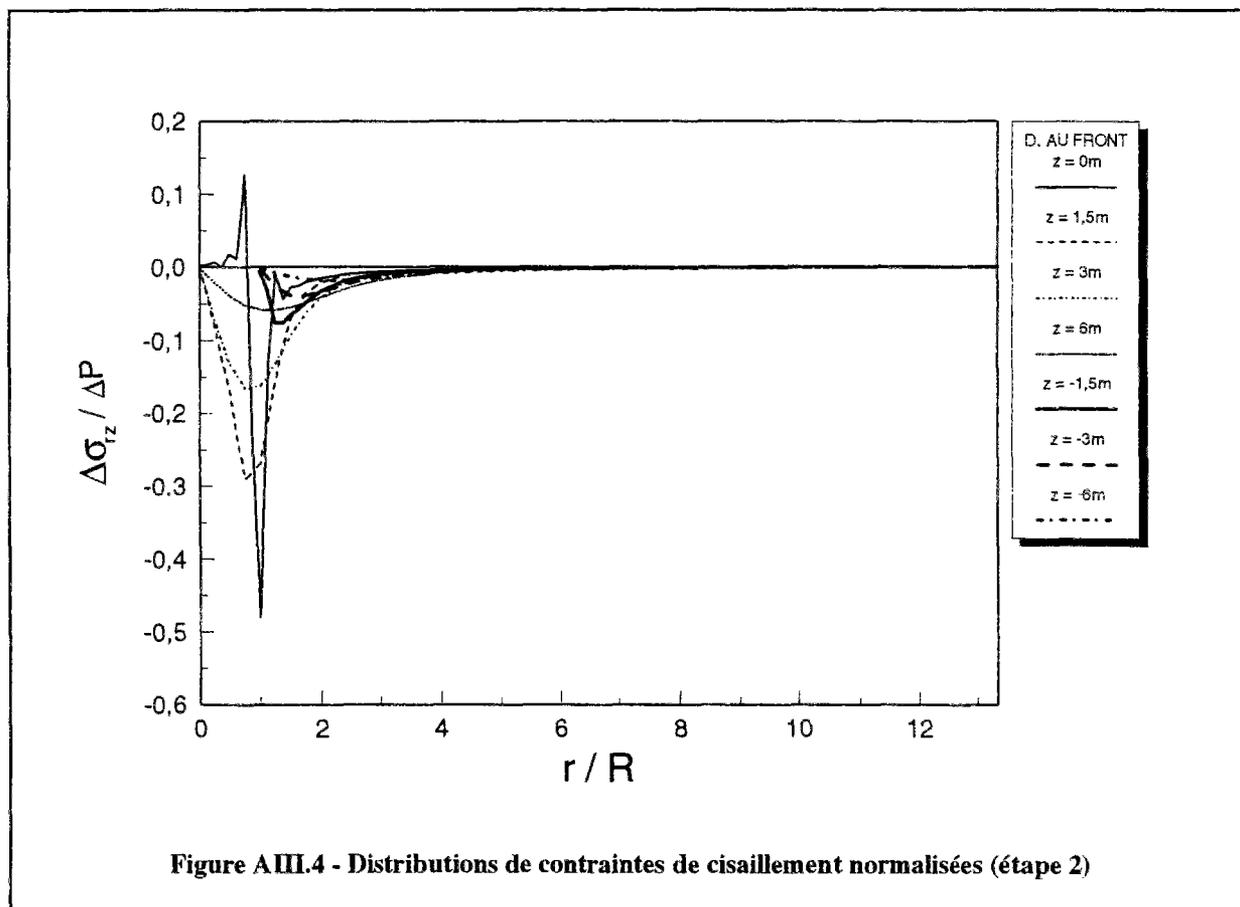
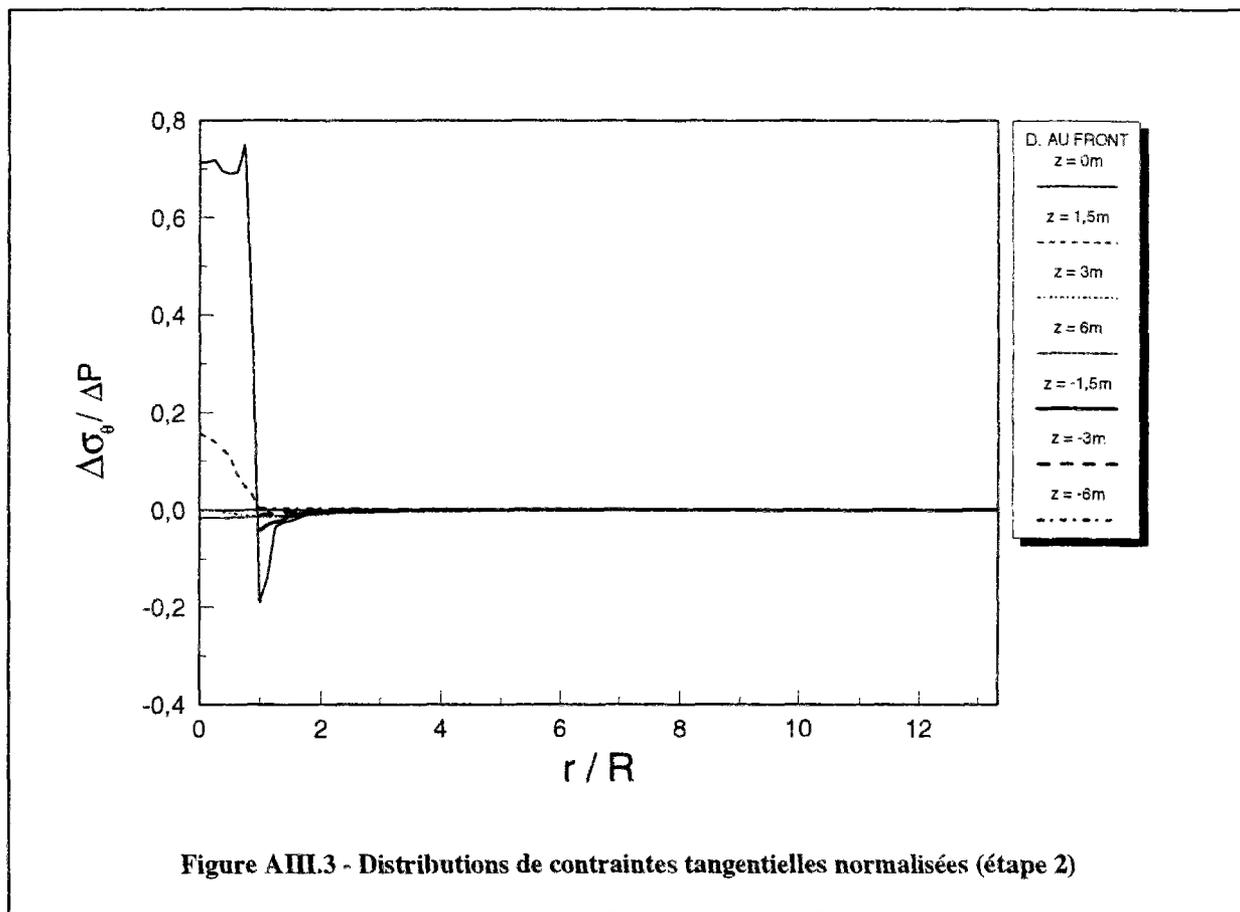
A-III.1. Première étape de calcul

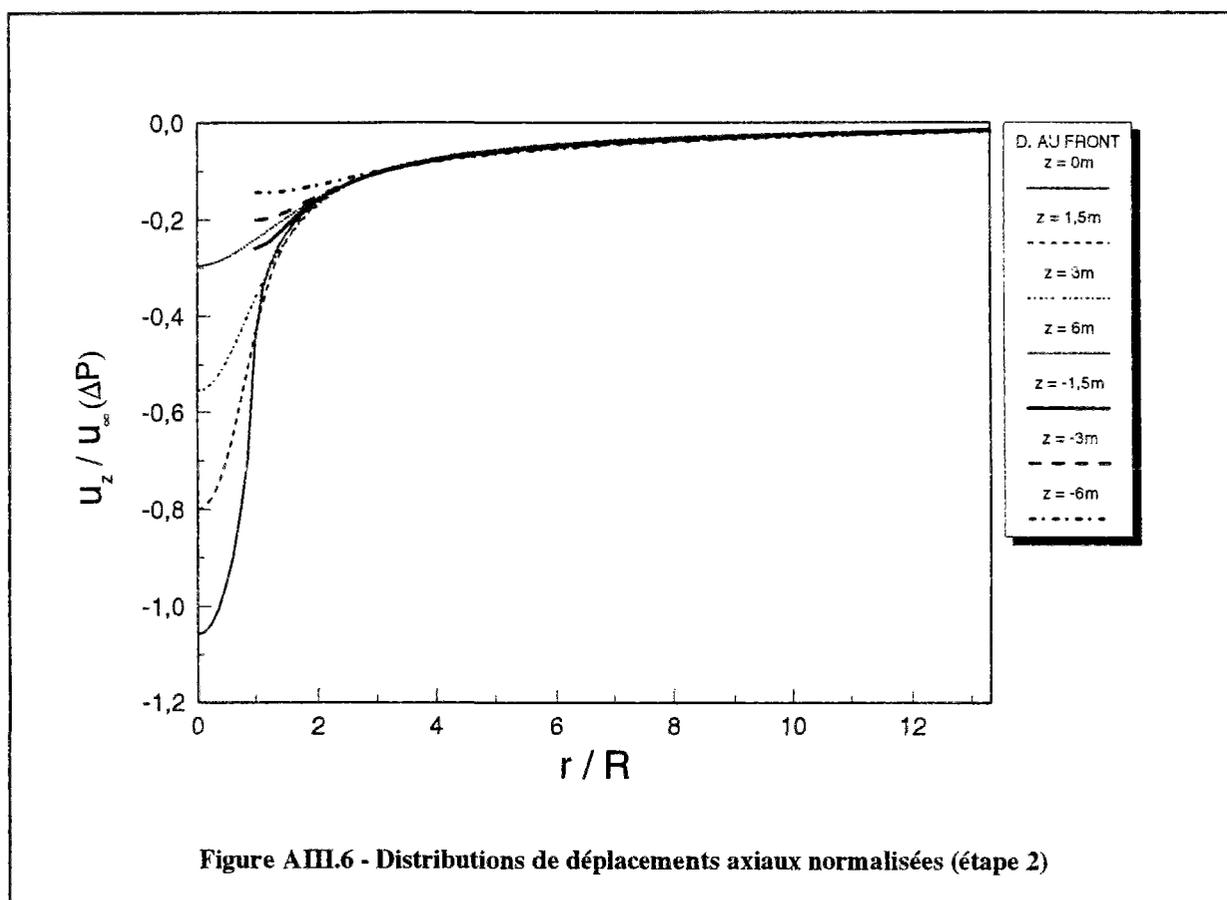
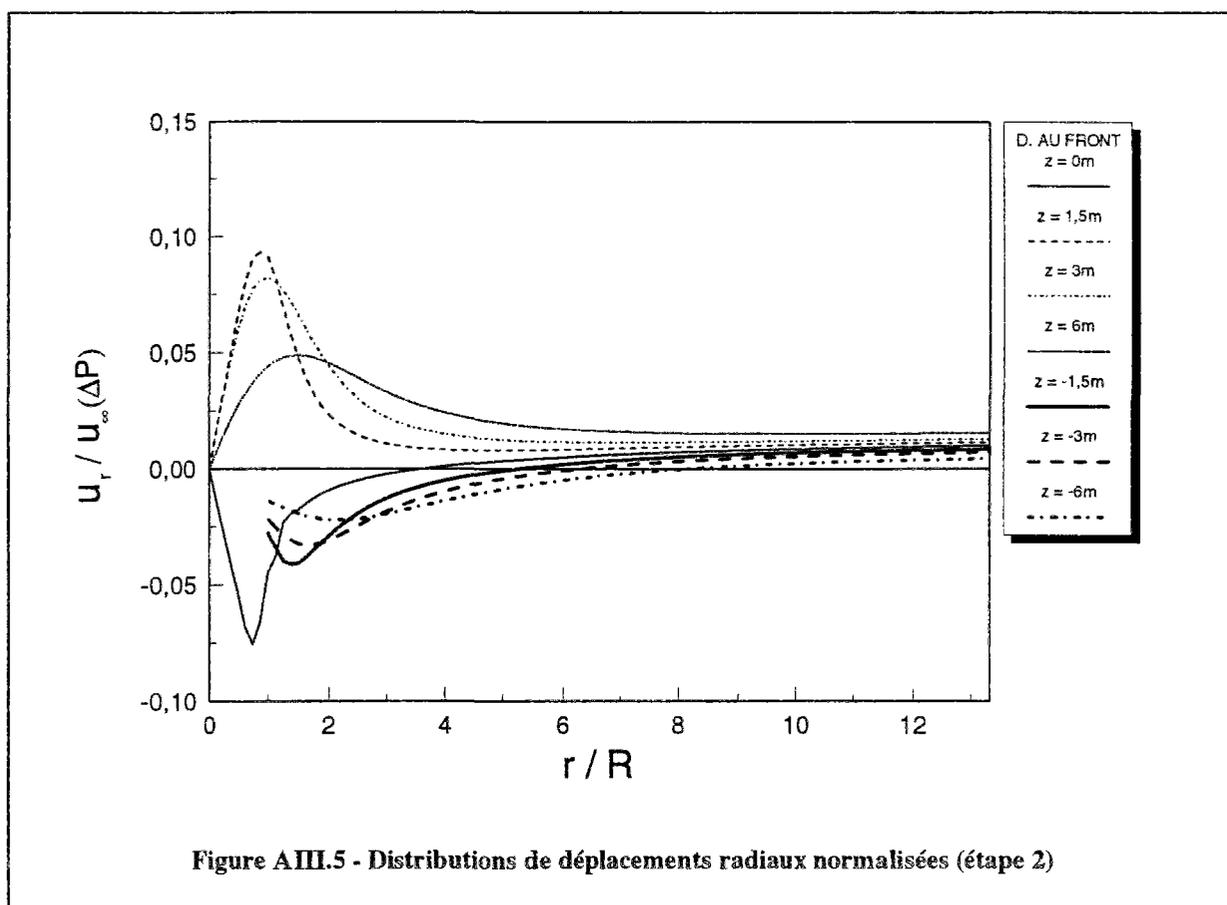
Les résultats du premier calcul montrent que dans tout le massif, les contraintes radiales, axiales et tangentielles sont égales à 300 kPa et la contrainte de cisaillement est nulle.

A-III.2. Deuxième étape de calcul

- (1) Les distributions des contraintes obtenues à la deuxième phase de calcul montrent que la pressurisation du front a pour effet d'augmenter les contraintes radiale axiale et tangentielle en avant du front de taille, cet effet est limité, toutefois, à un rayon du front de taille ($z = 3 \text{ m}$) en direction axiale, et à un diamètre en direction radiale ($r = 2R$) ; le cisaillement induit dans le terrain est négatif et son effet est également limité à un diamètre en direction axiale par rapport au front de taille ; à l'arrière du front de taille, on ne constate aucun effet de la pressurisation du front de taille ;
- (2) le déplacement radial correspond à un soulèvement en avant du front de taille ; au front et à l'arrière du front de taille, on obtient un tassement, qui est quasi uniforme sur toute la périphérie excavée ; le déplacement axial montre que la pressurisation du front induit un refoulement dans le terrain encaissant en avant et à l'arrière du front de taille.







A-IV. Revêtement de raideur finie

A-IV.1. Première étape de calcul

- (1) Les distributions de contraintes radiales obtenues pour différentes raideurs du revêtement montrent que la contrainte radiale au front de taille diminue dans la zone à excaver à mesure que la rigidité du revêtement augmente ; on remarque une augmentation au-delà de cette zone pour des rigidités supérieures à 600 MPa ; en avant du front, on constate le même effet ; celui-ci qui par contre s'atténue rapidement (et peut être considéré négligeable à une distance égale à un rayon) ; à l'arrière du front de taille, on observe une diminution de contrainte pour des modules inférieurs à 600 MPa tandis que pour les valeurs supérieures, on remarque une augmentation quasi uniforme de contrainte, quelle que soit la valeur de la rigidité ;
- (2) la contrainte tangentielle connaît le même comportement que la contrainte radiale en avant du front de taille ; par contre, on observe un phénomène inverse à l'arrière du front de taille, c'est-à-dire une augmentation de contrainte pour des valeurs de modules inférieures à 600 MPa et une diminution de contrainte pour les valeurs supérieures ;
- (3) la rigidité du revêtement n'a pratiquement pas d'effet sur la contrainte axiale ;
- (4) le cisaillement induit dans le terrain est essentiellement concentré à un rayon du centre du tunnel ($r = R$) ; cet effet s'atténue rapidement et ne dépasse pas un rayon par rapport au front de taille ($z = 3m$) ; à l'arrière du front, on remarque un cisaillement négatif qui augmente avec la rigidité.

A-IV.2. Deuxième étape de calcul

- (1) La raideur du module n'a pratiquement pas d'effet sur les distributions de contraintes obtenus par la pressurisation du front de taille.
- (2) Les déplacements radiaux et axiaux induits dans le terrain encaissant par la pressurisation du front sont plus faibles lorsque la rigidité du revêtement est importante.

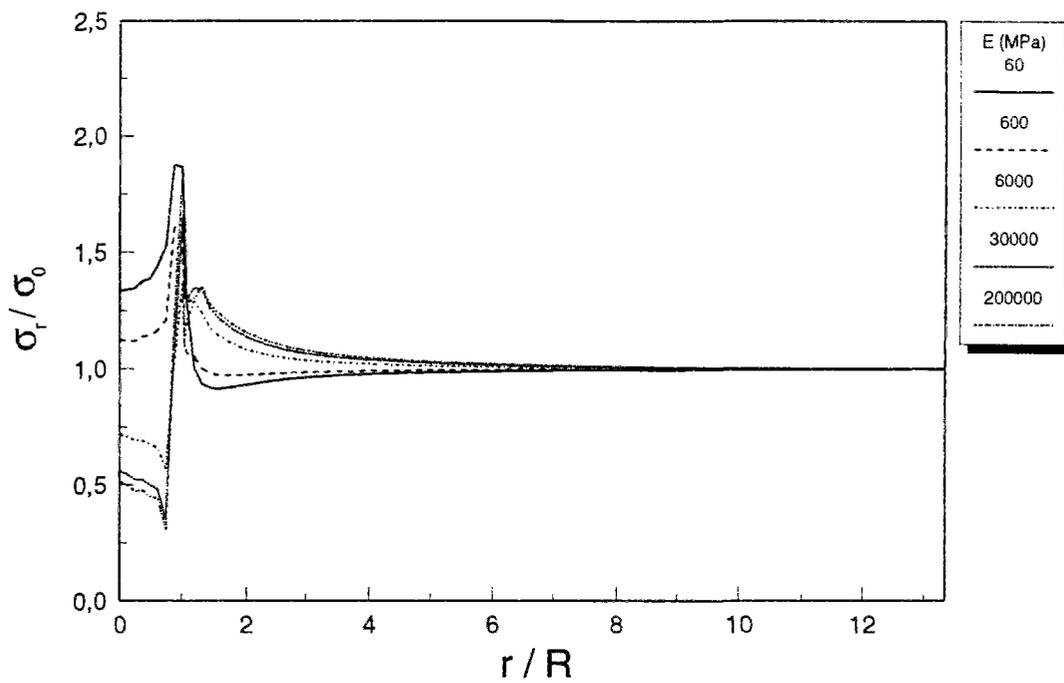


Figure AIV.1-1 - Distributions de contraintes radiales normalisées au front de taille (étape 1)

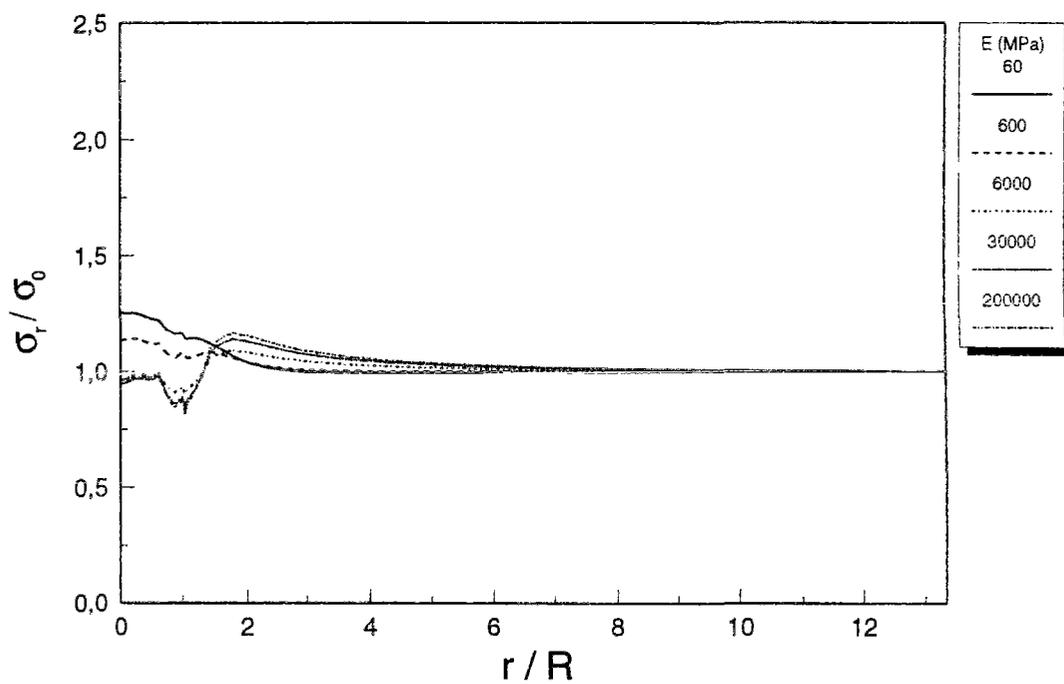
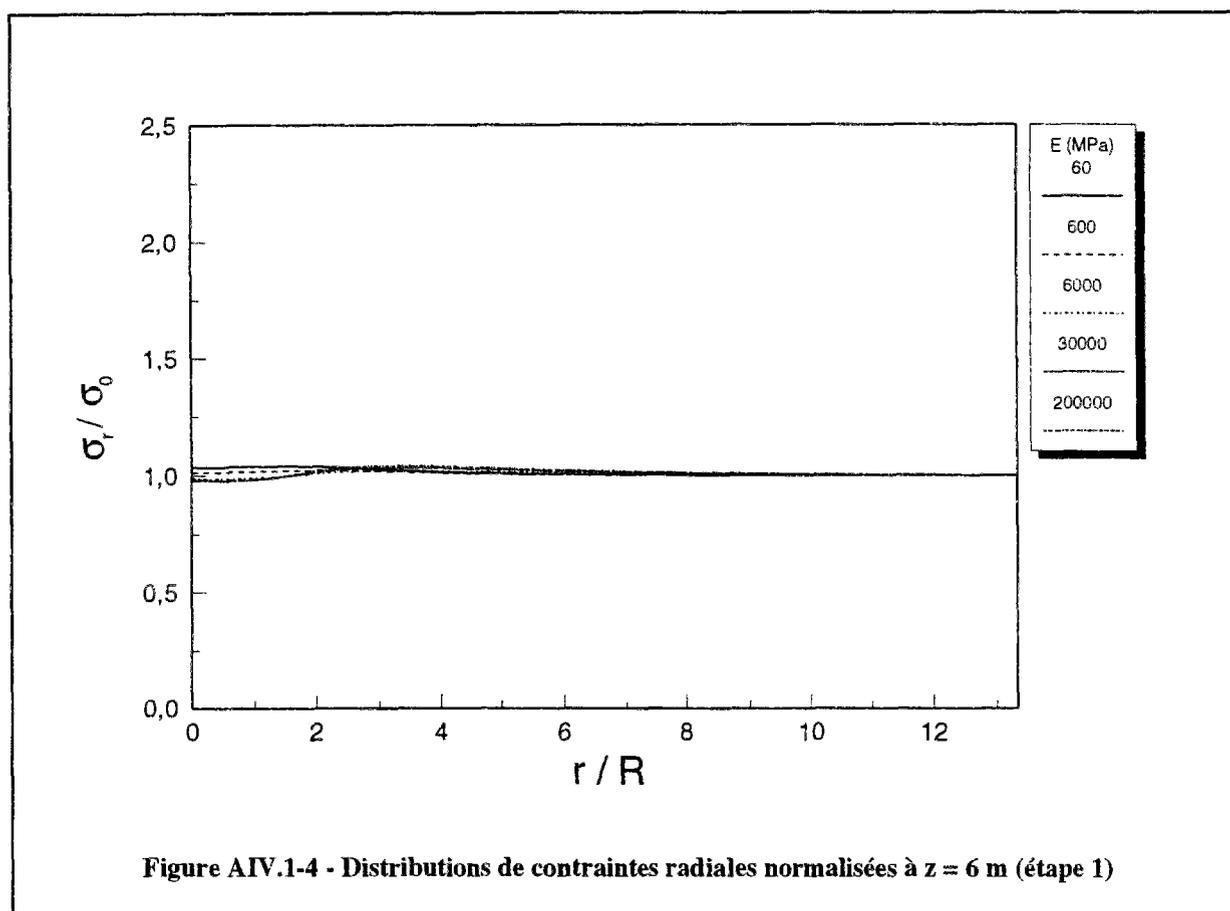
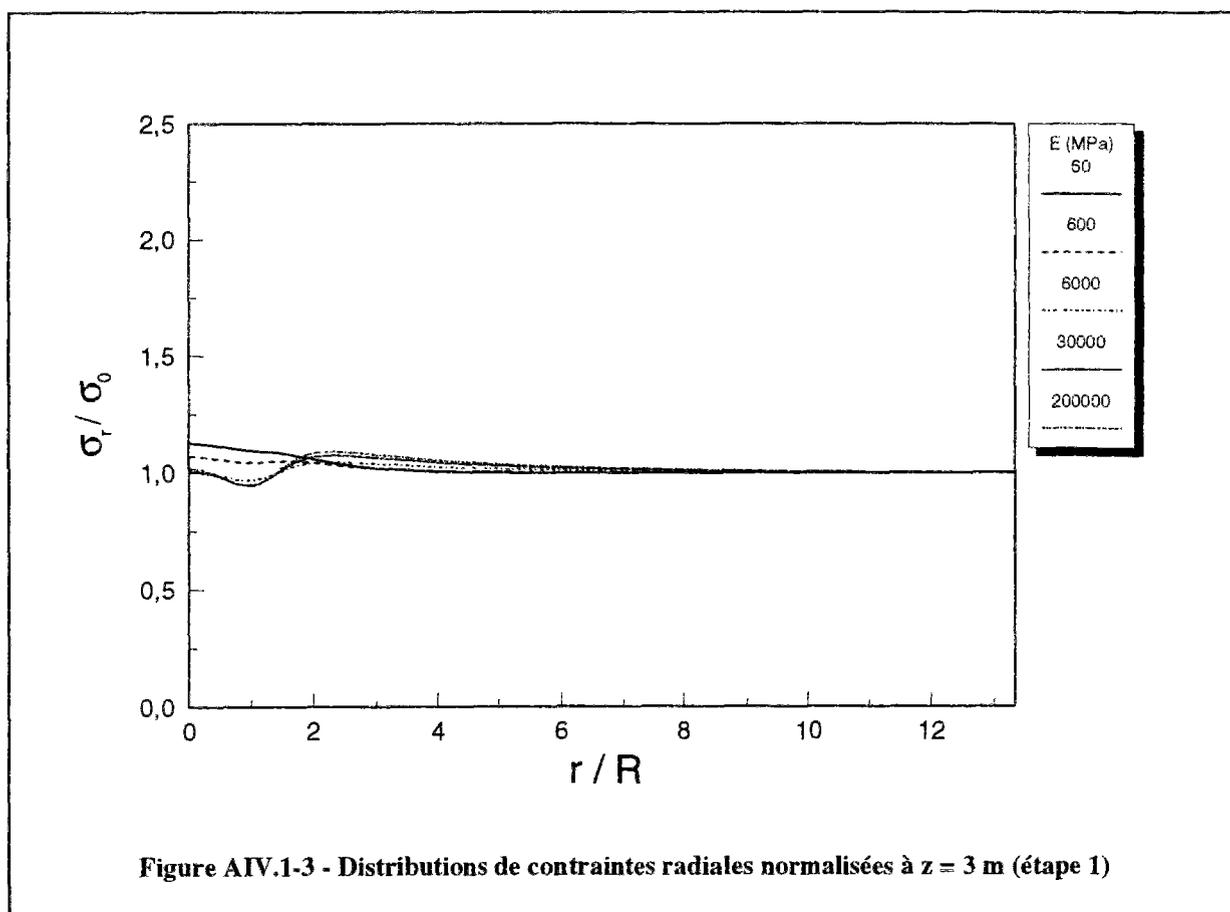
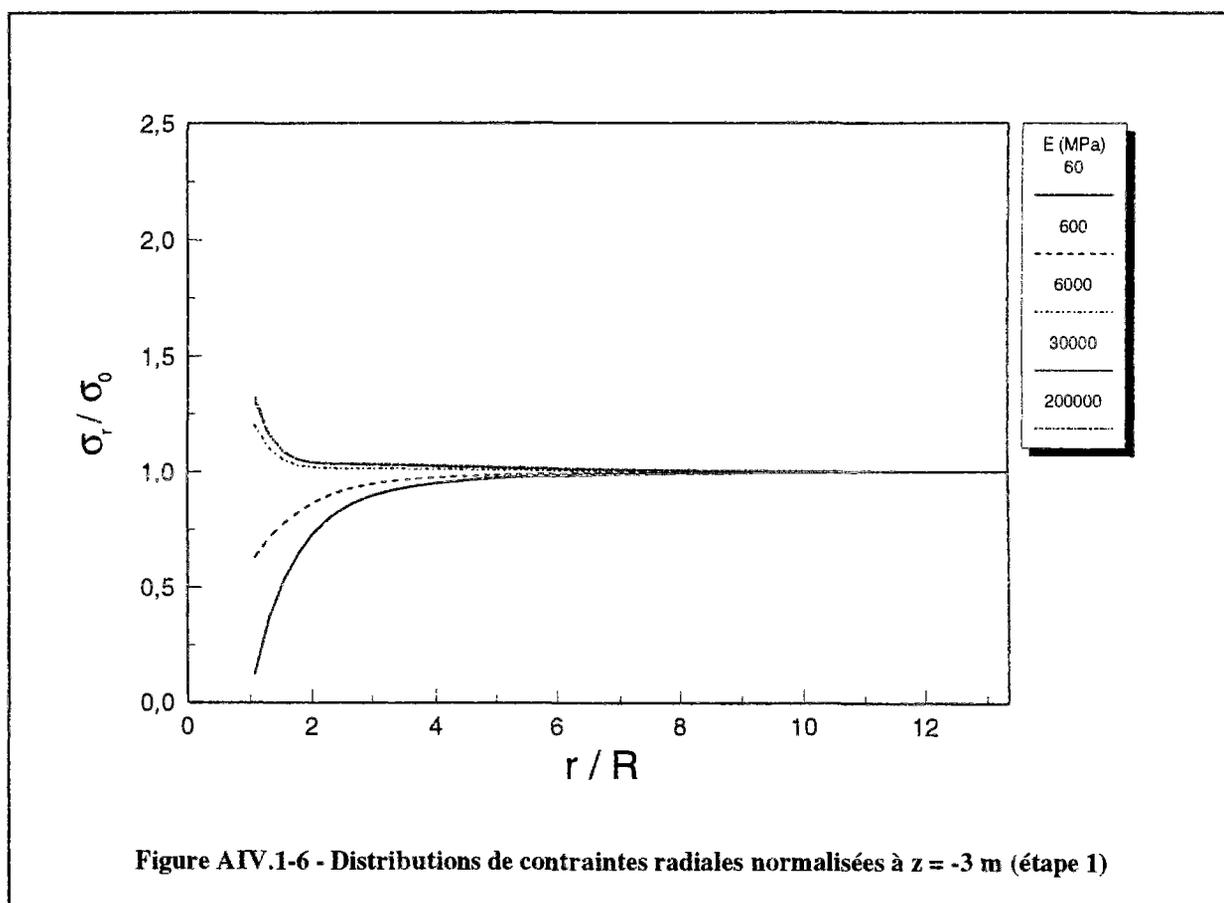
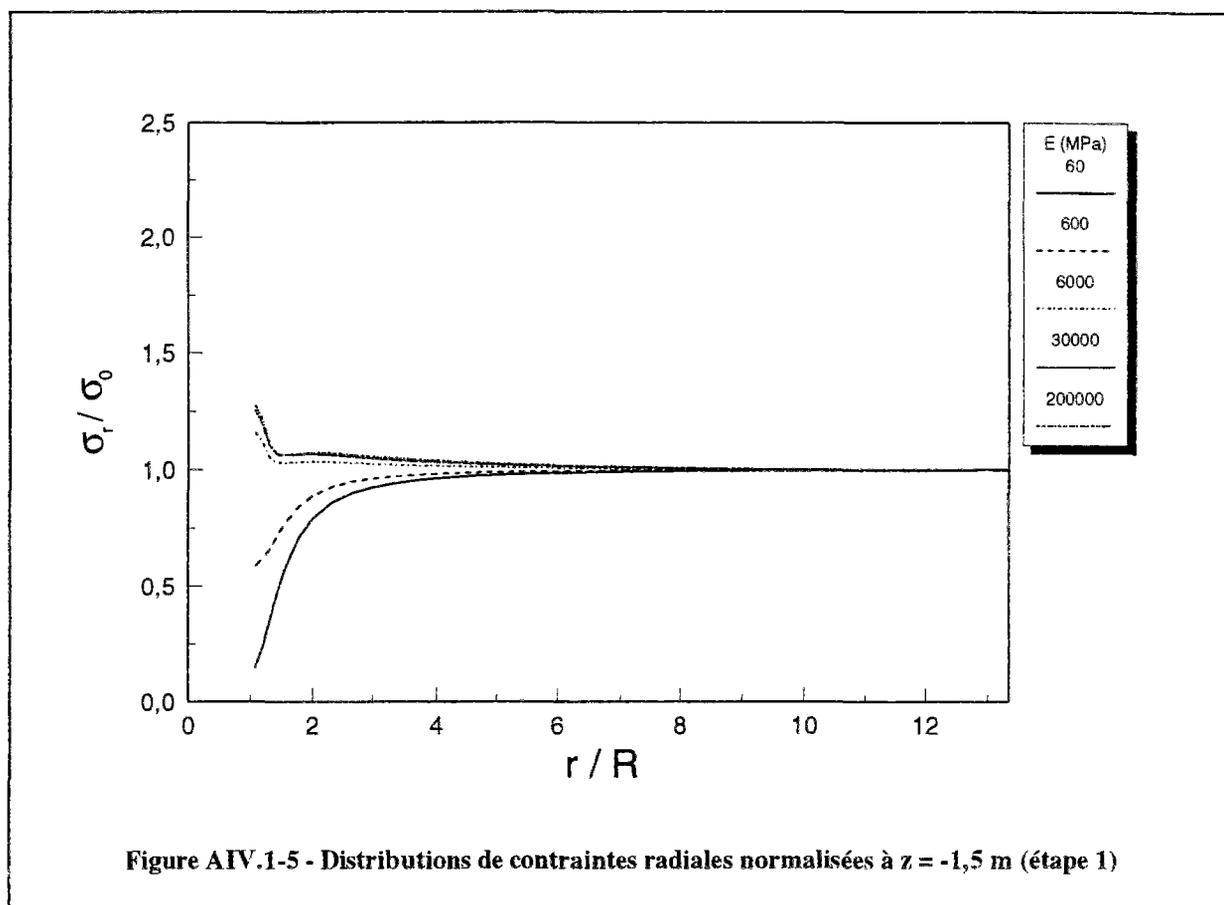


Figure AIV.1-2 - Distributions de contraintes radiales normalisées à $z = 1,5$ m (étape 1)





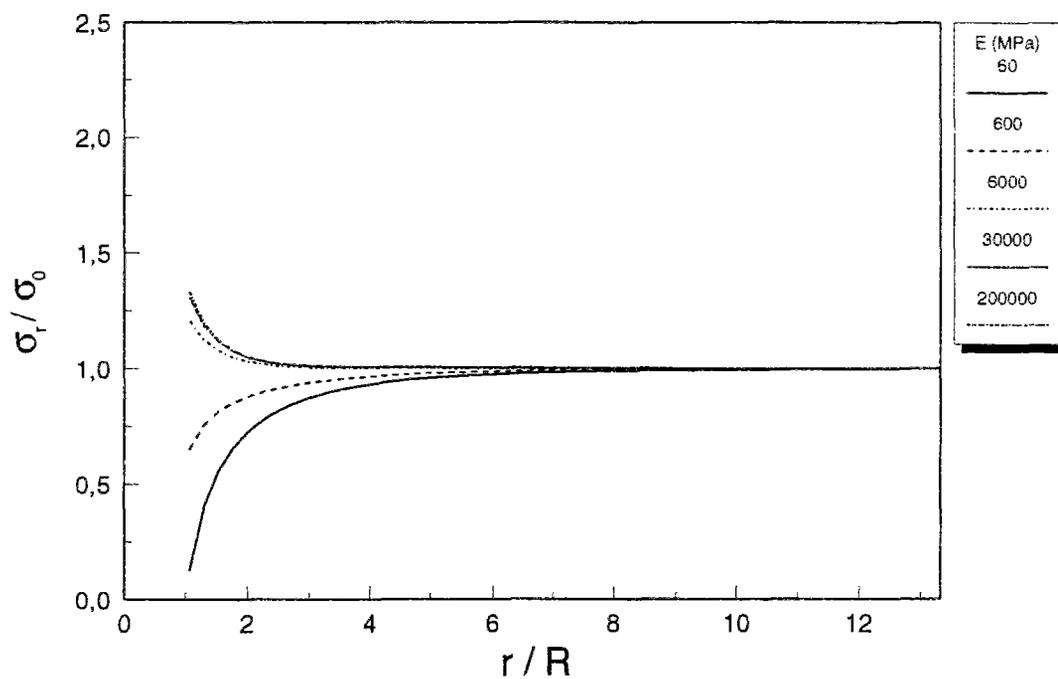


Figure AIV.1-7 - Distributions de contraintes radiales normalisées à $z = -6$ m (étape 1)

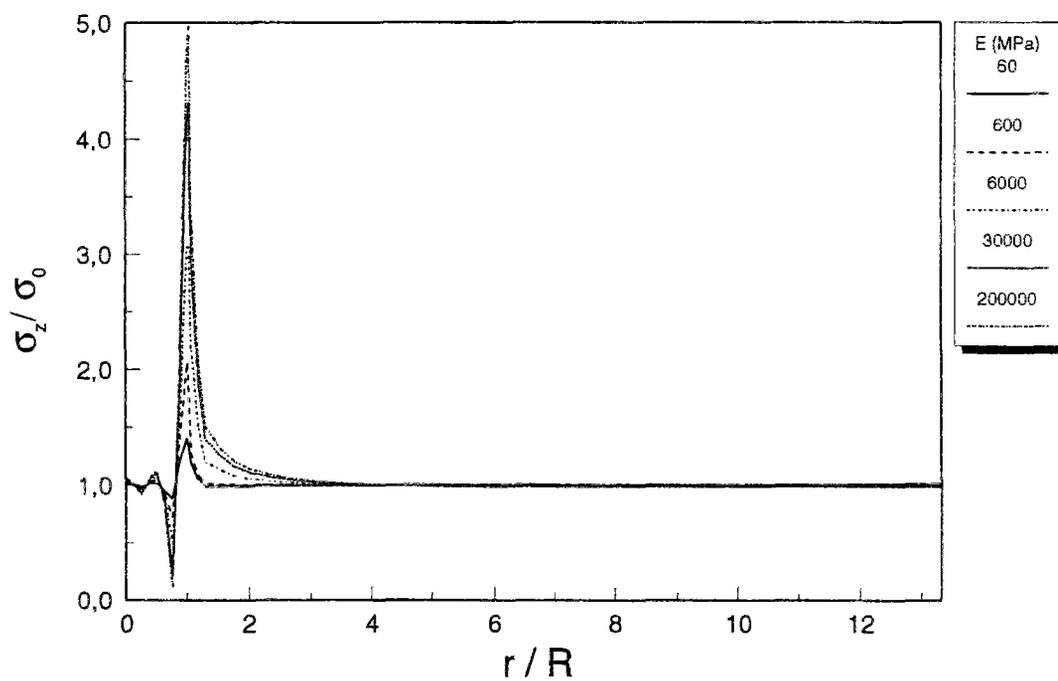


Figure AIV.1-8 - Distributions de contraintes axiales normalisées au front de taille (étape 1)

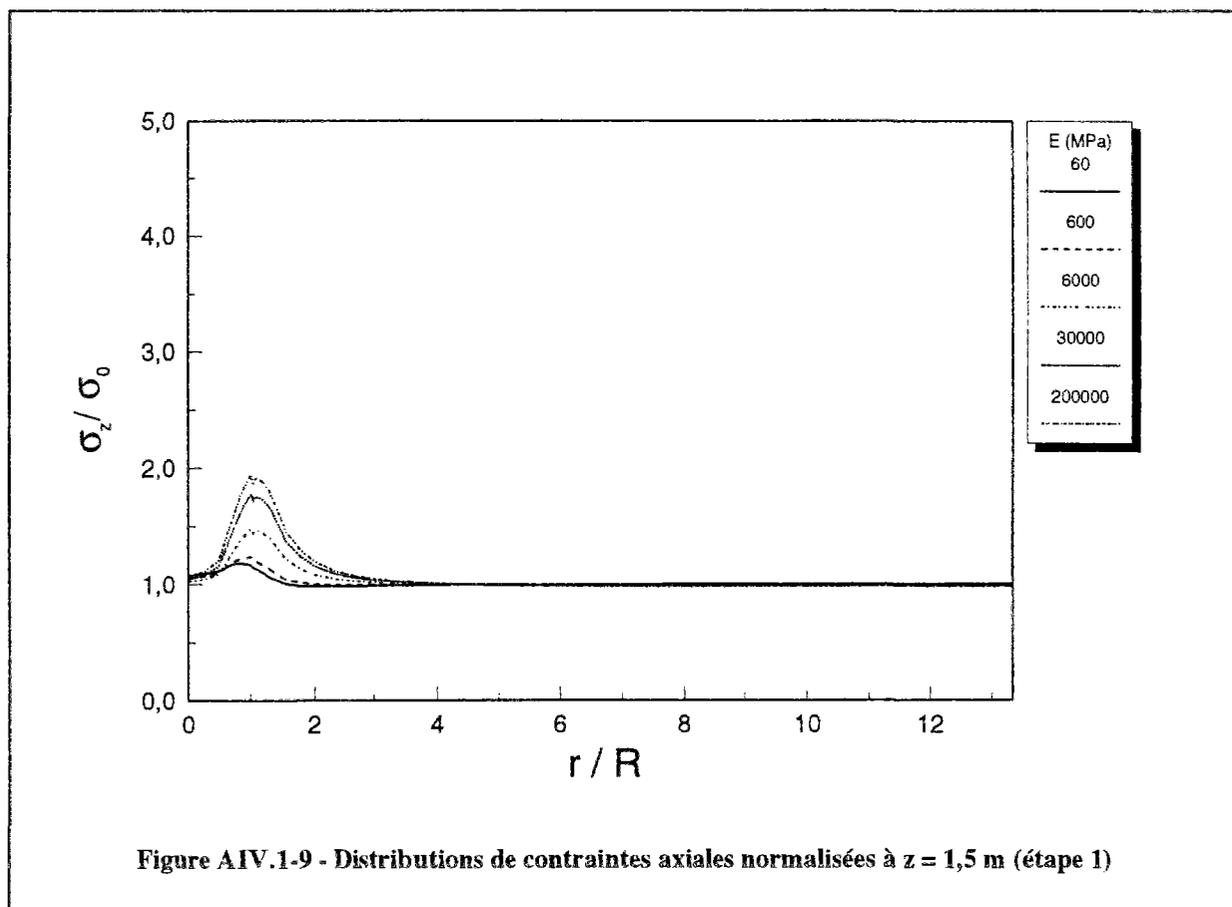


Figure AIV.1-9 - Distributions de contraintes axiales normalisées à $z = 1,5$ m (étape 1)

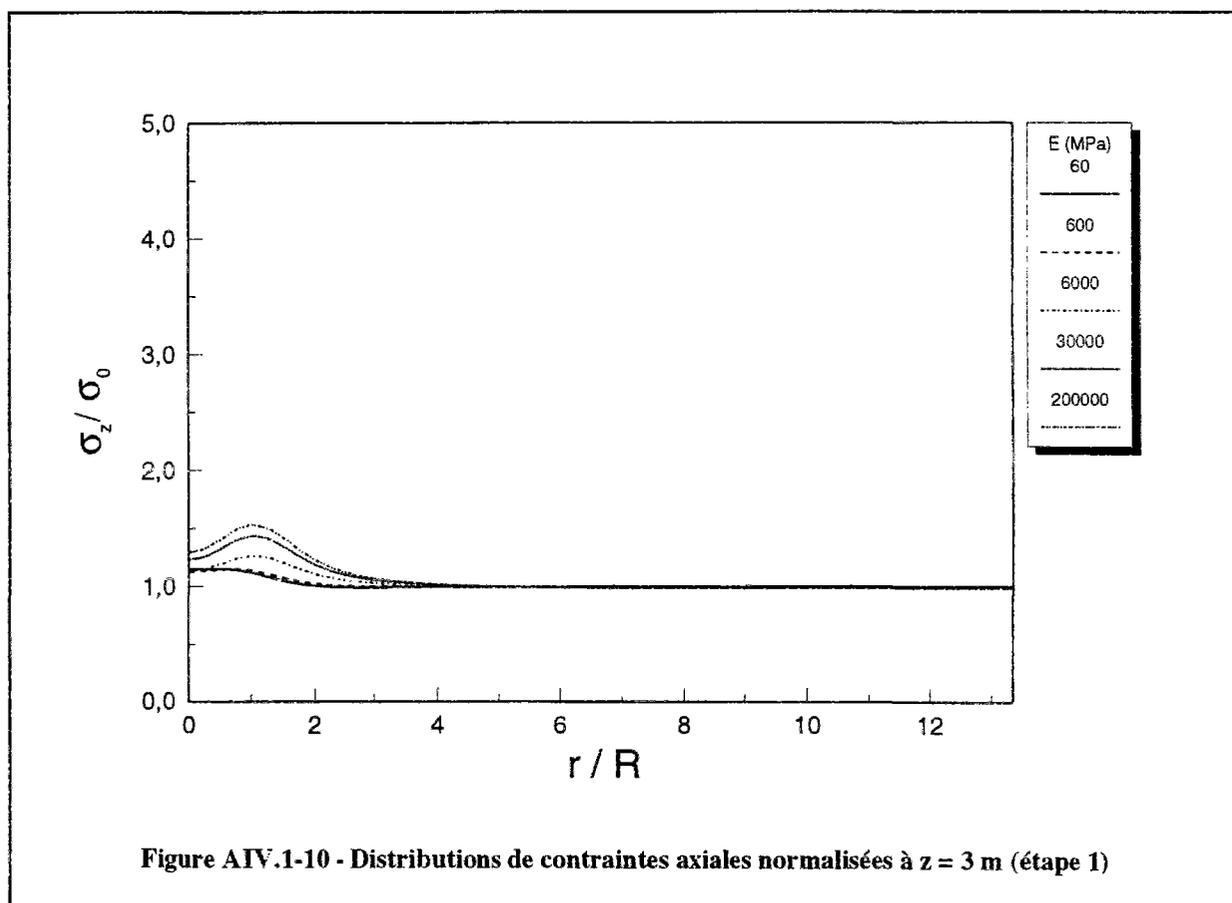


Figure AIV.1-10 - Distributions de contraintes axiales normalisées à $z = 3$ m (étape 1)

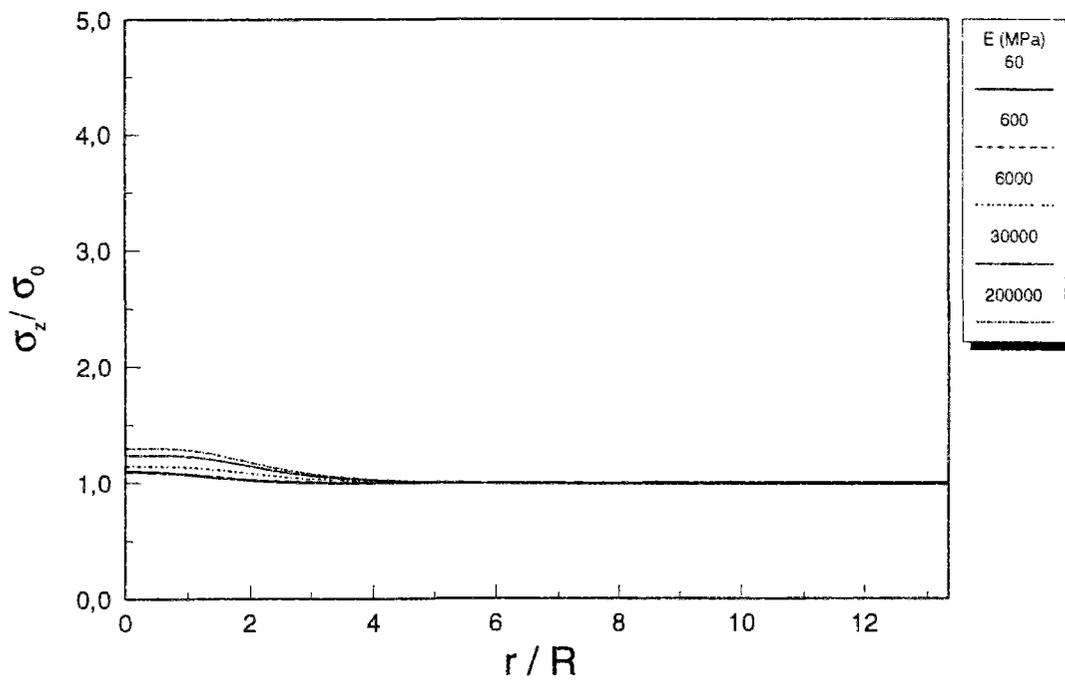


Figure AIV.1-11 - Distributions de contraintes axiales normalisées à $z = 6$ m (étape 1)

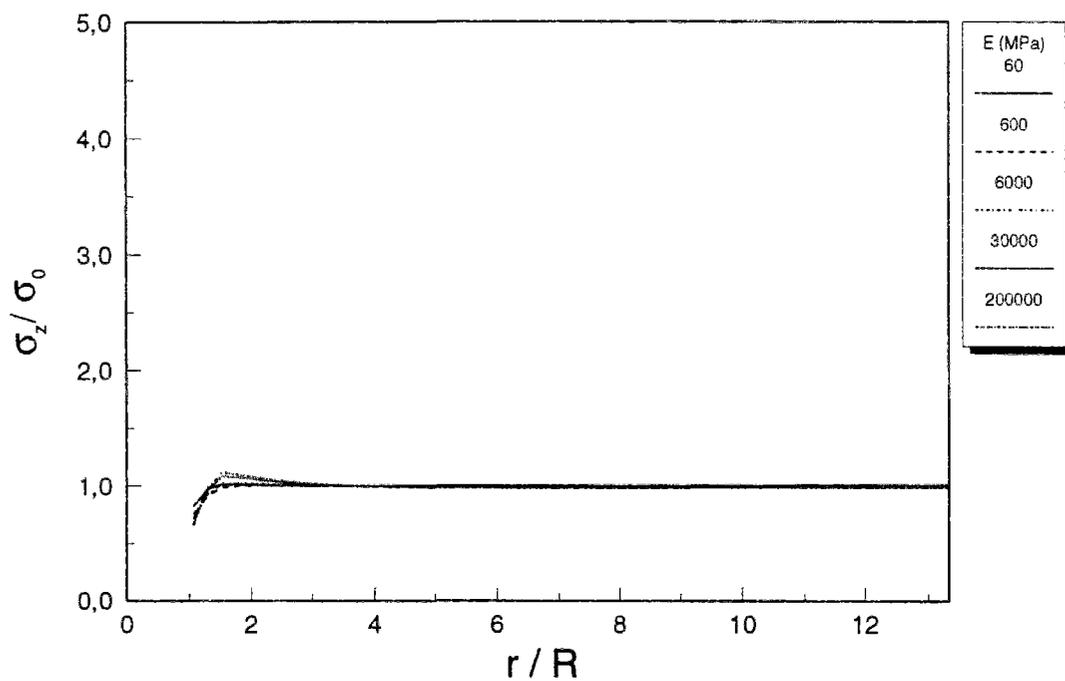
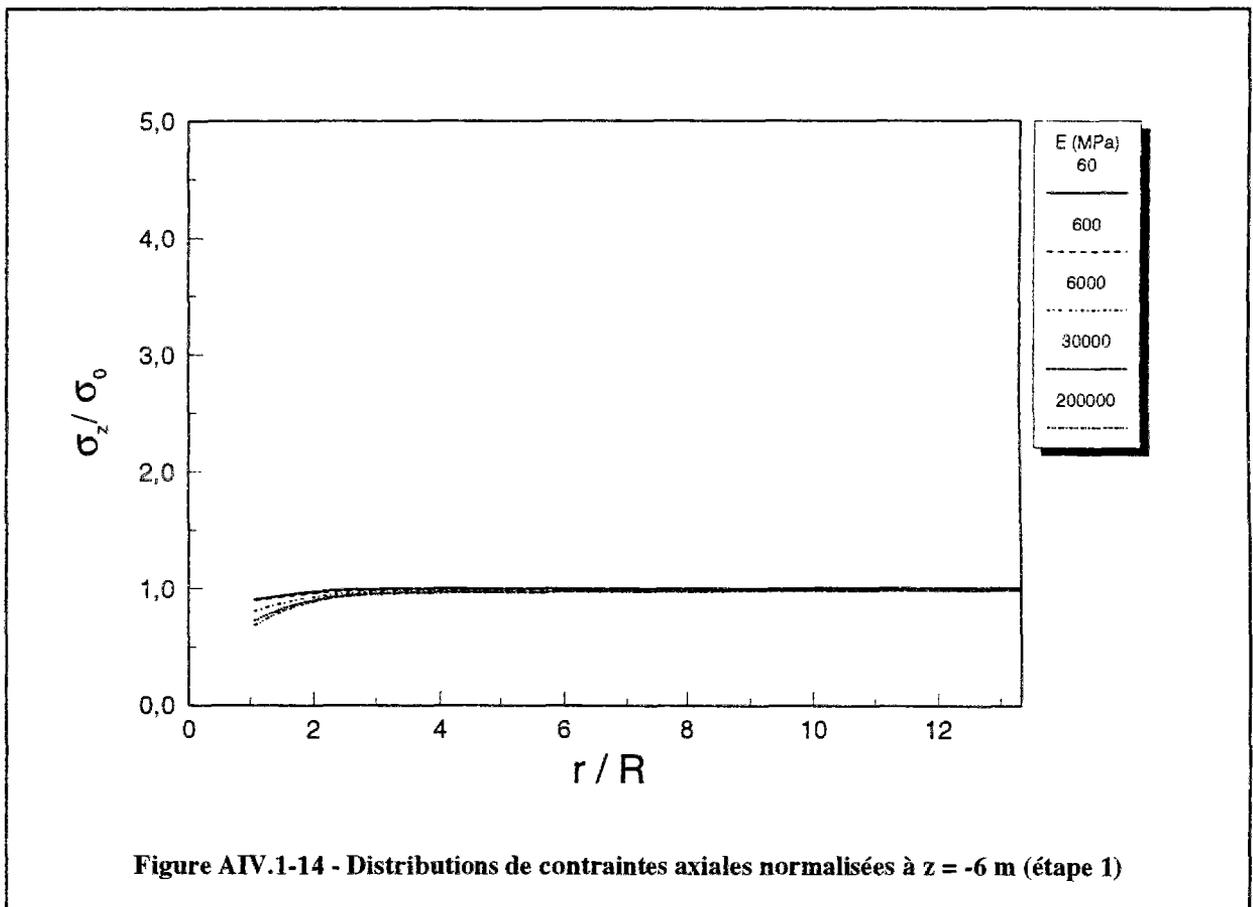
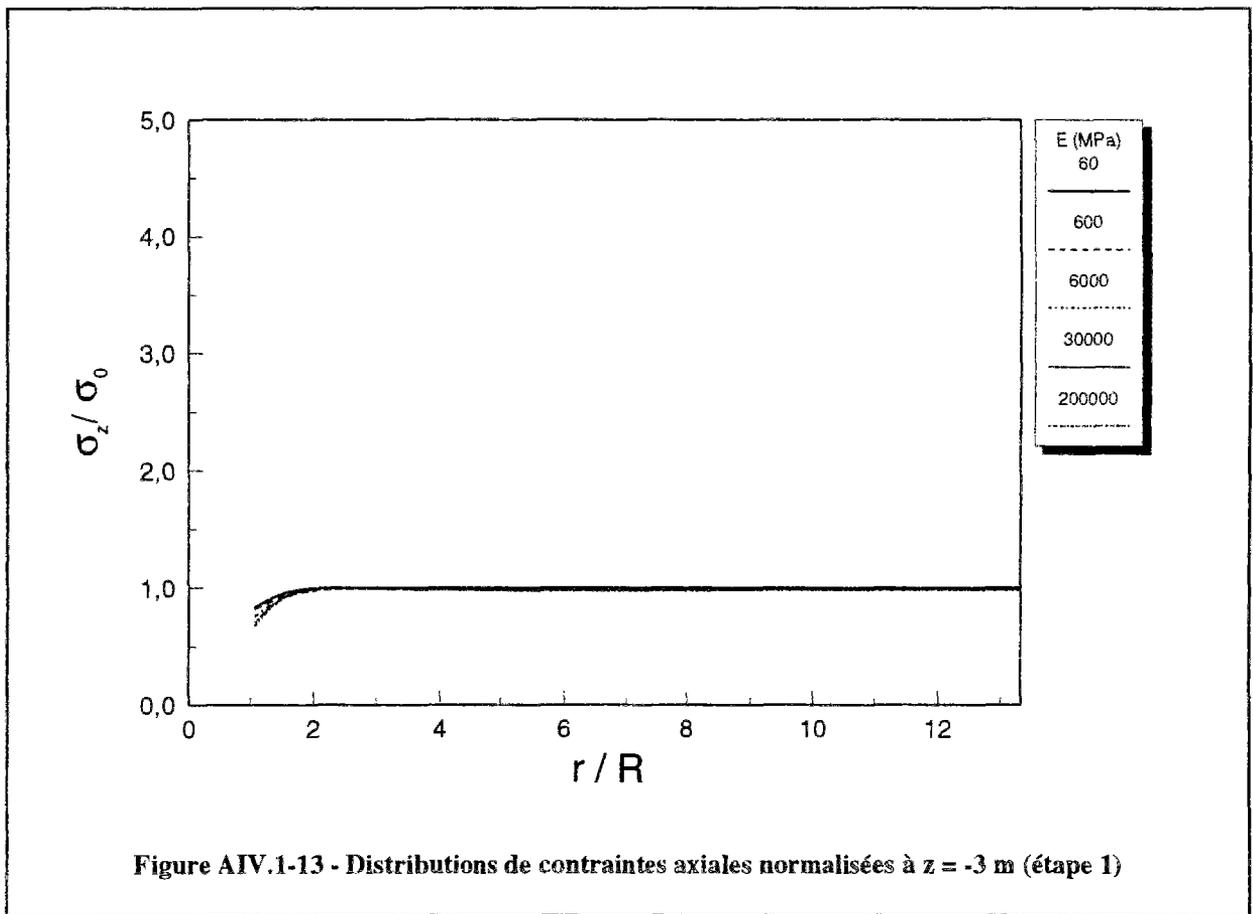
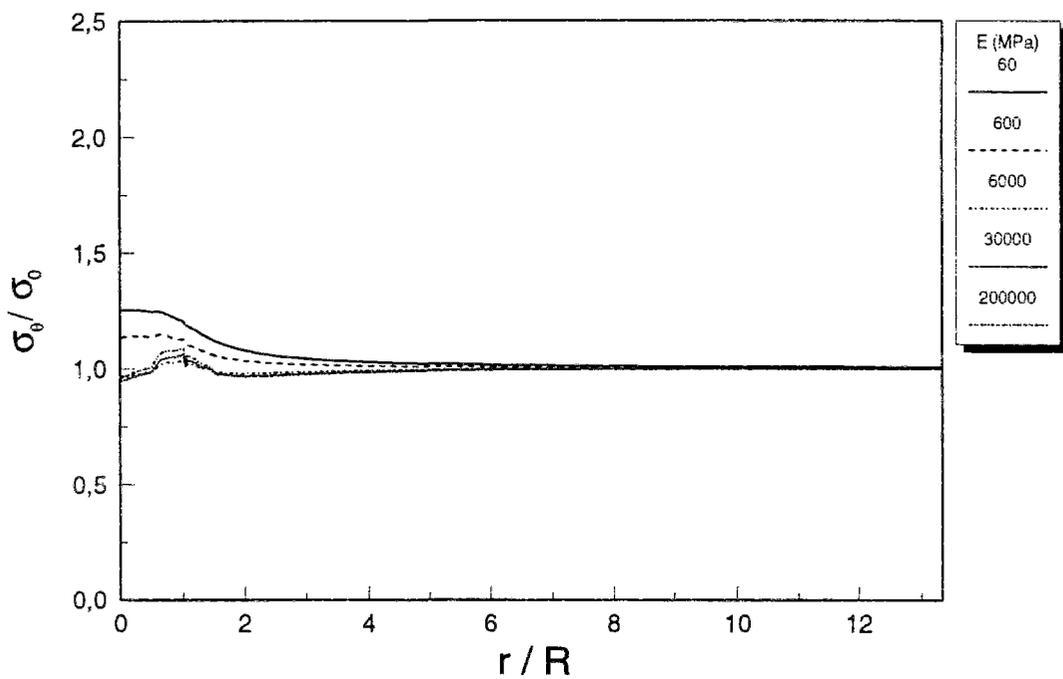
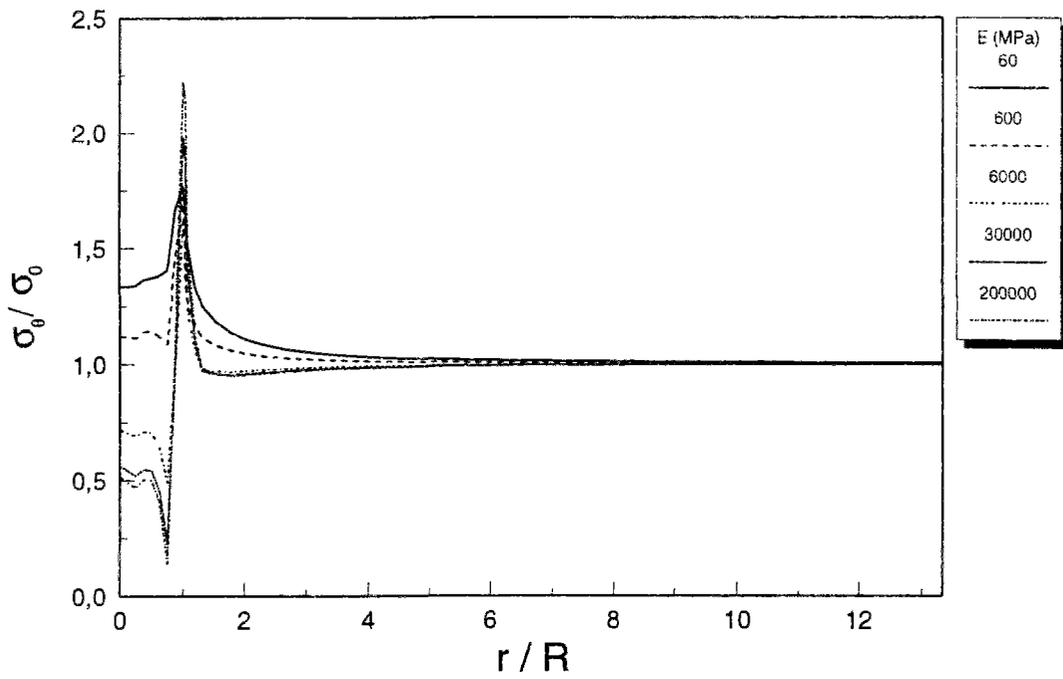
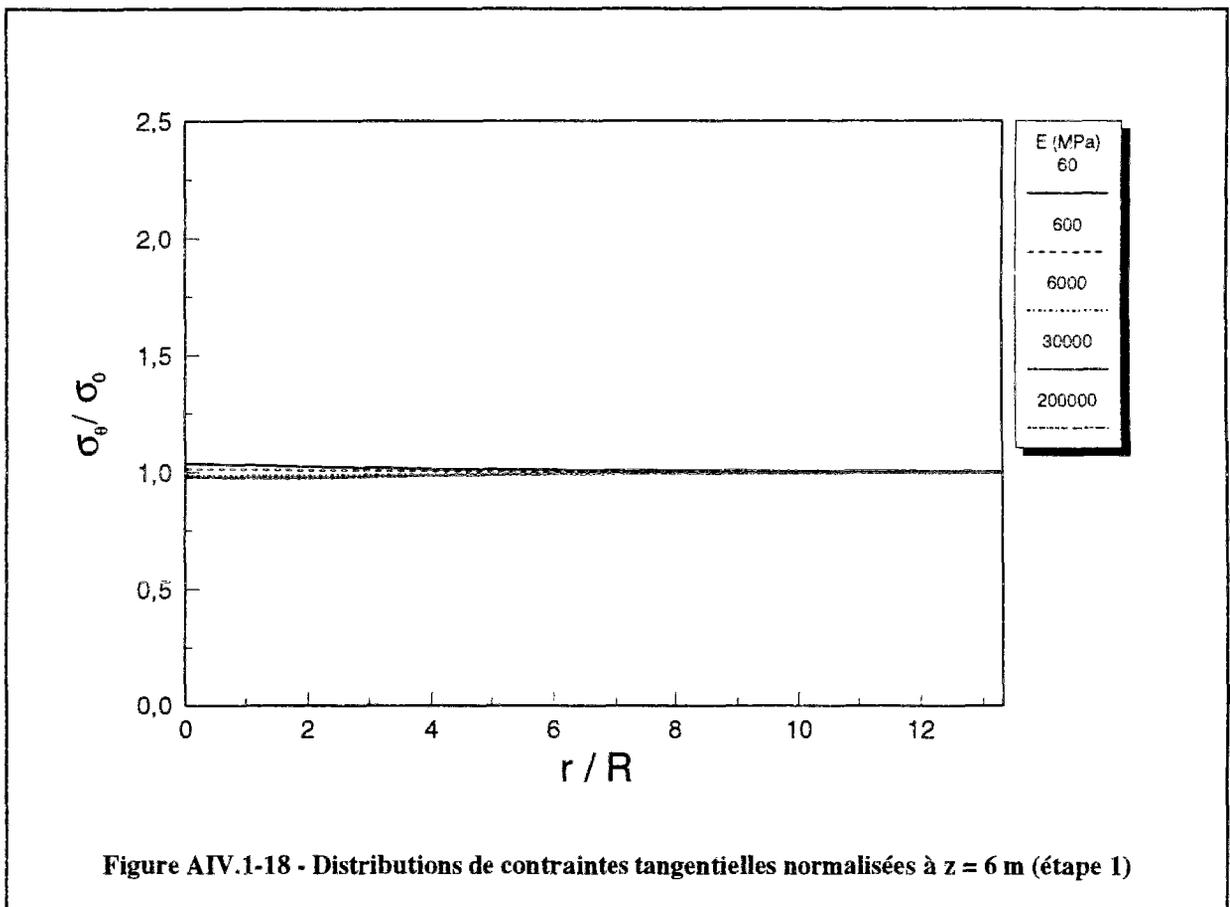
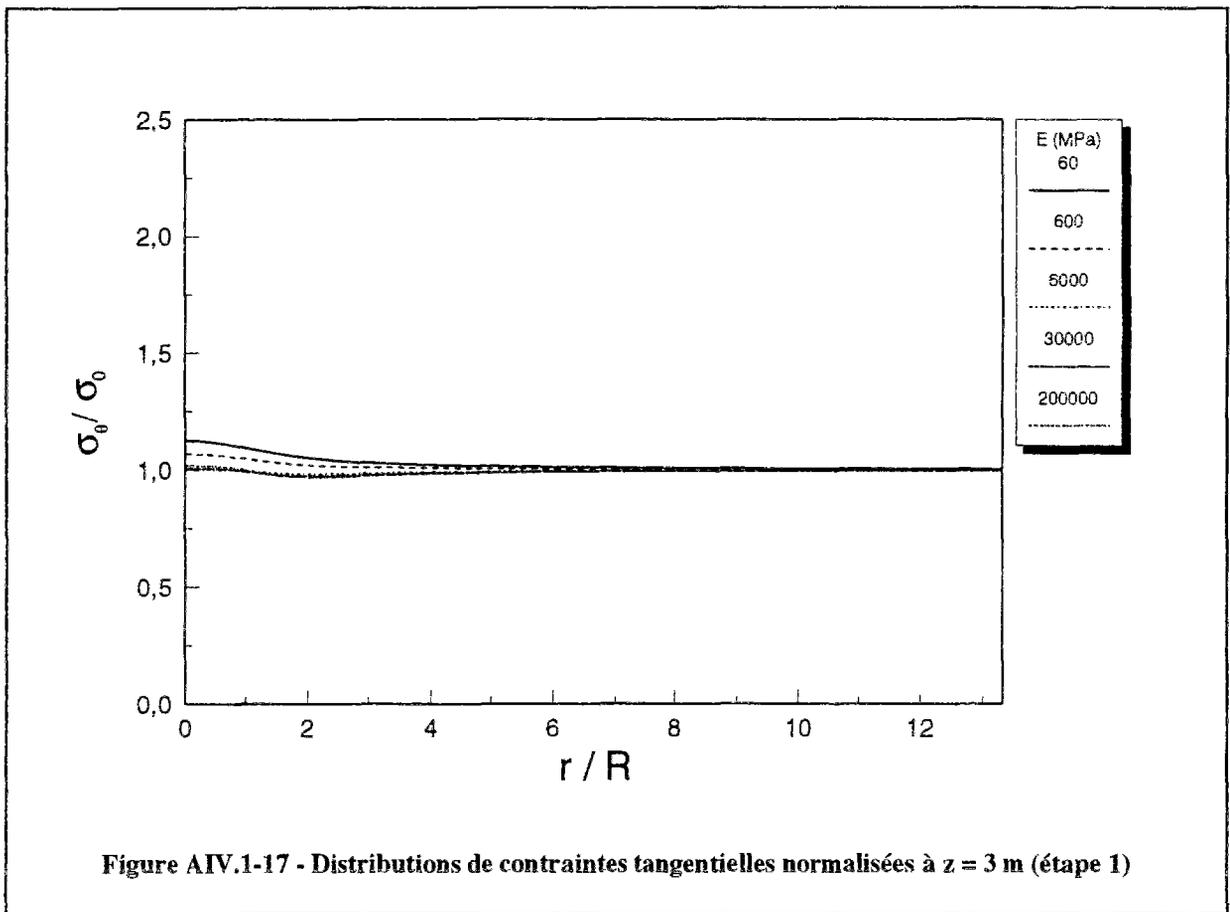


Figure AIV.1-12 - Distributions de contraintes axiales normalisées à $z = -1,5$ m (étape 1)







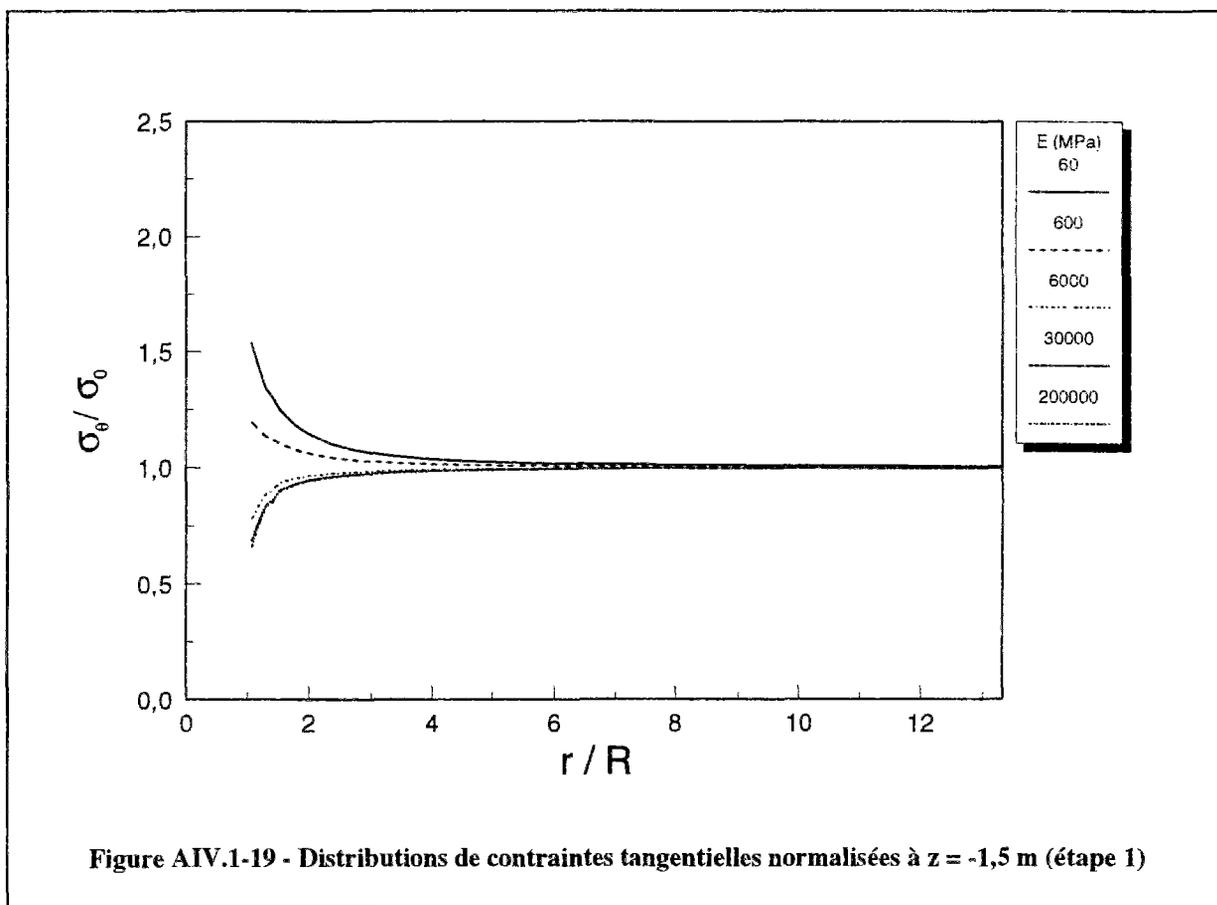


Figure AIV.1-19 - Distributions de contraintes tangentielles normalisées à $z = -1,5$ m (étape 1)

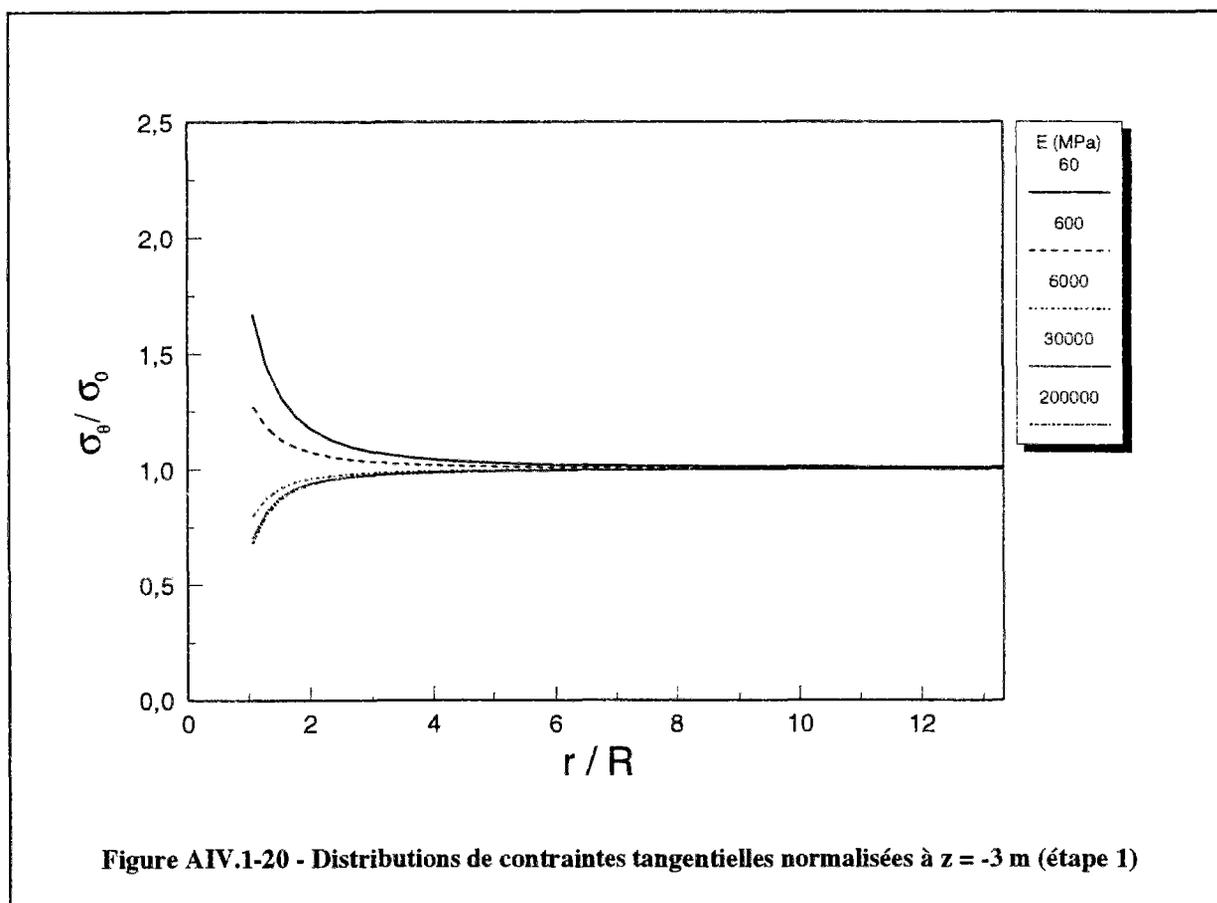
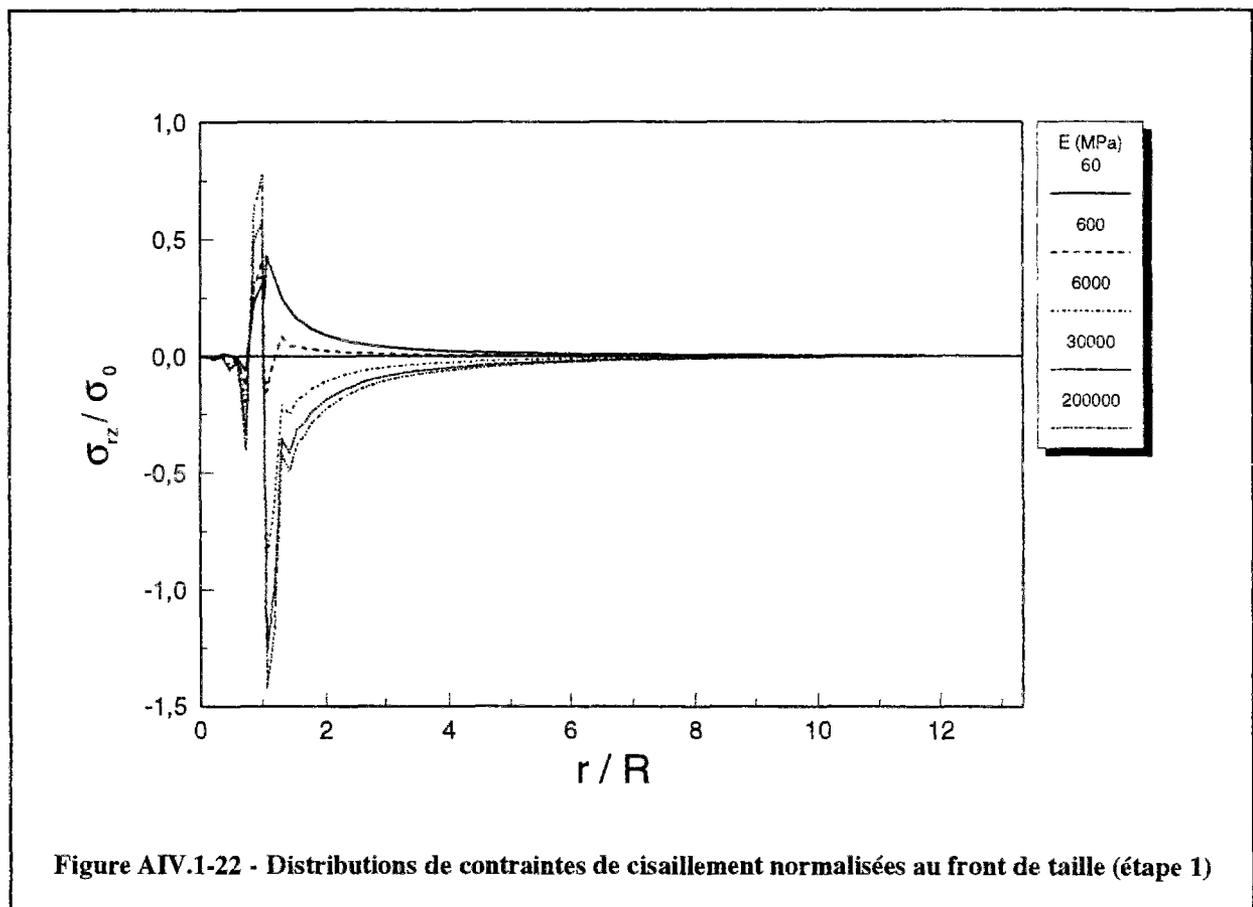
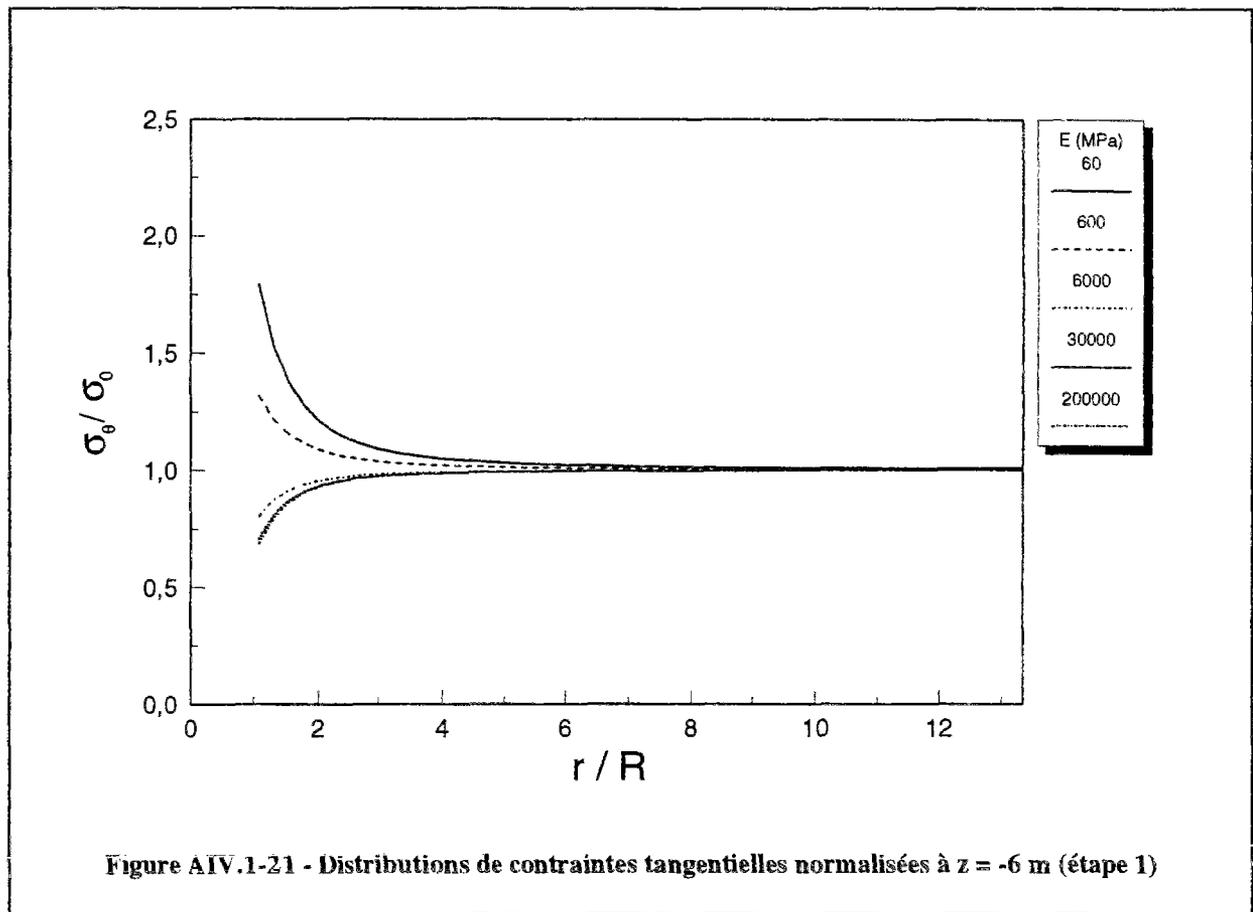
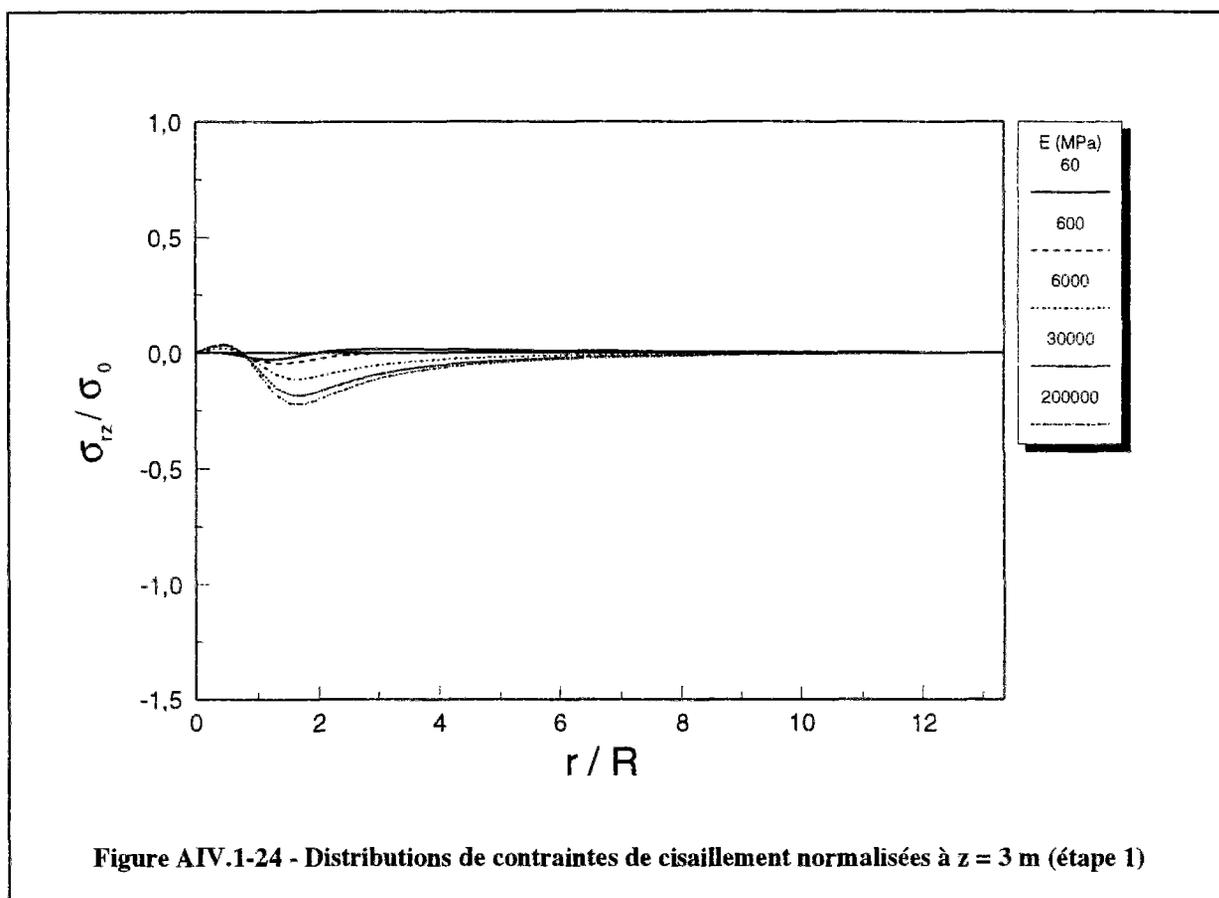
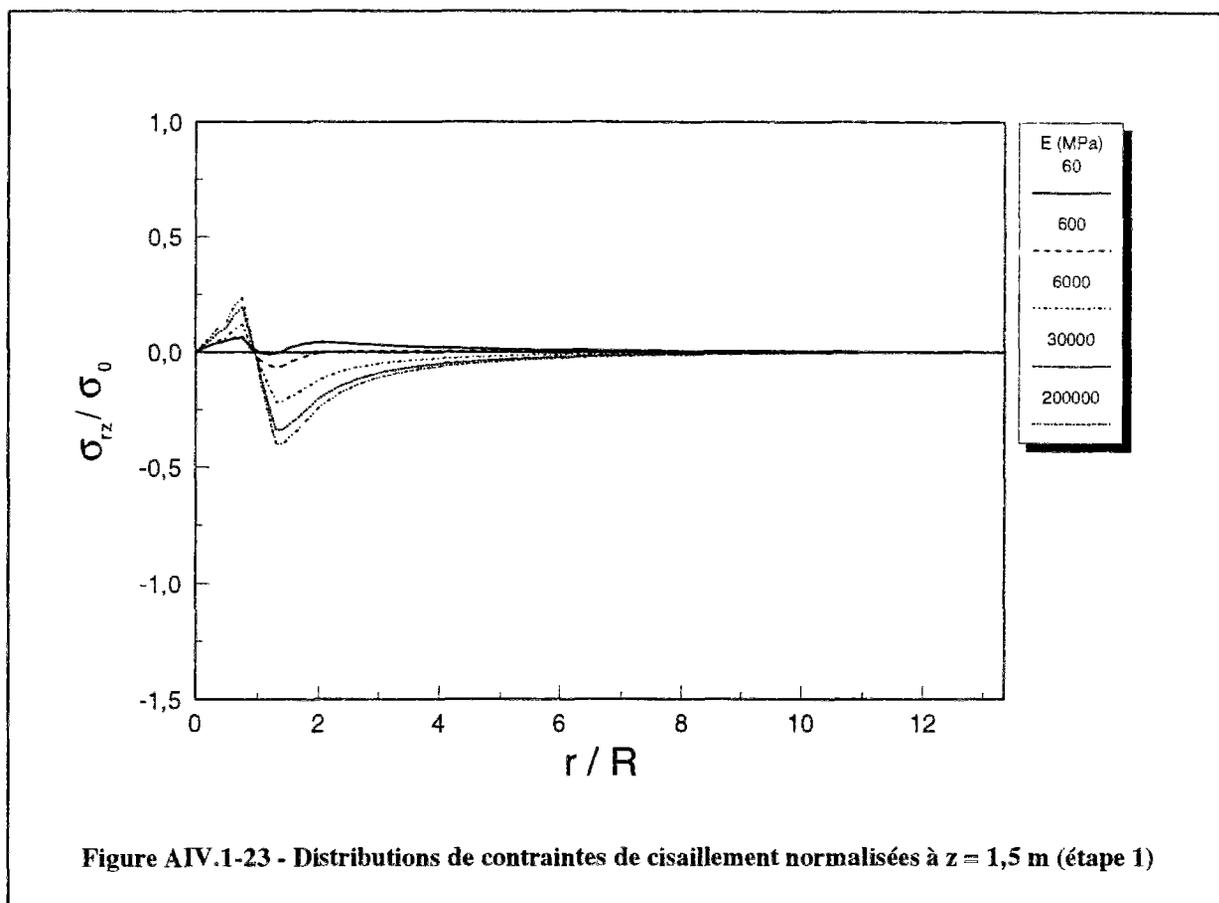
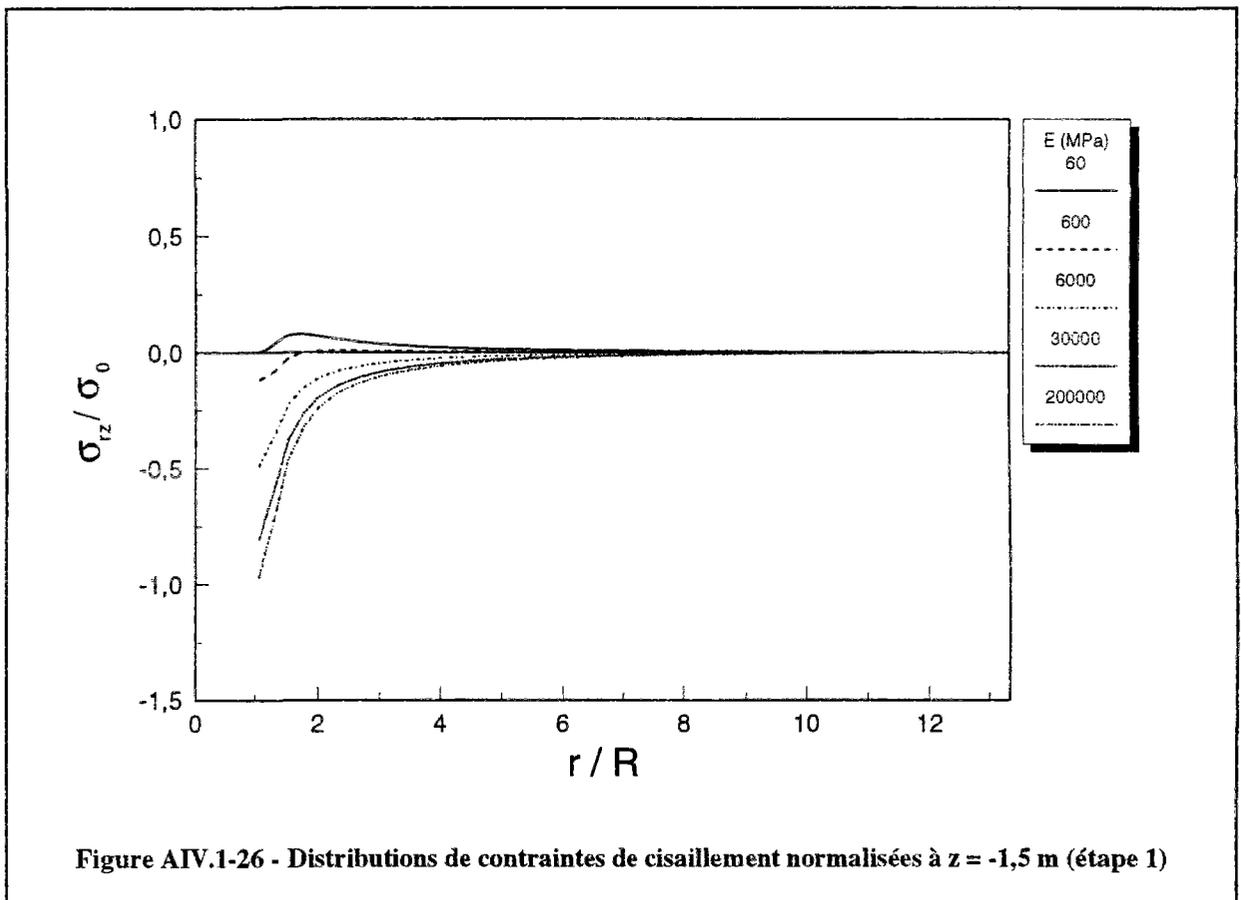
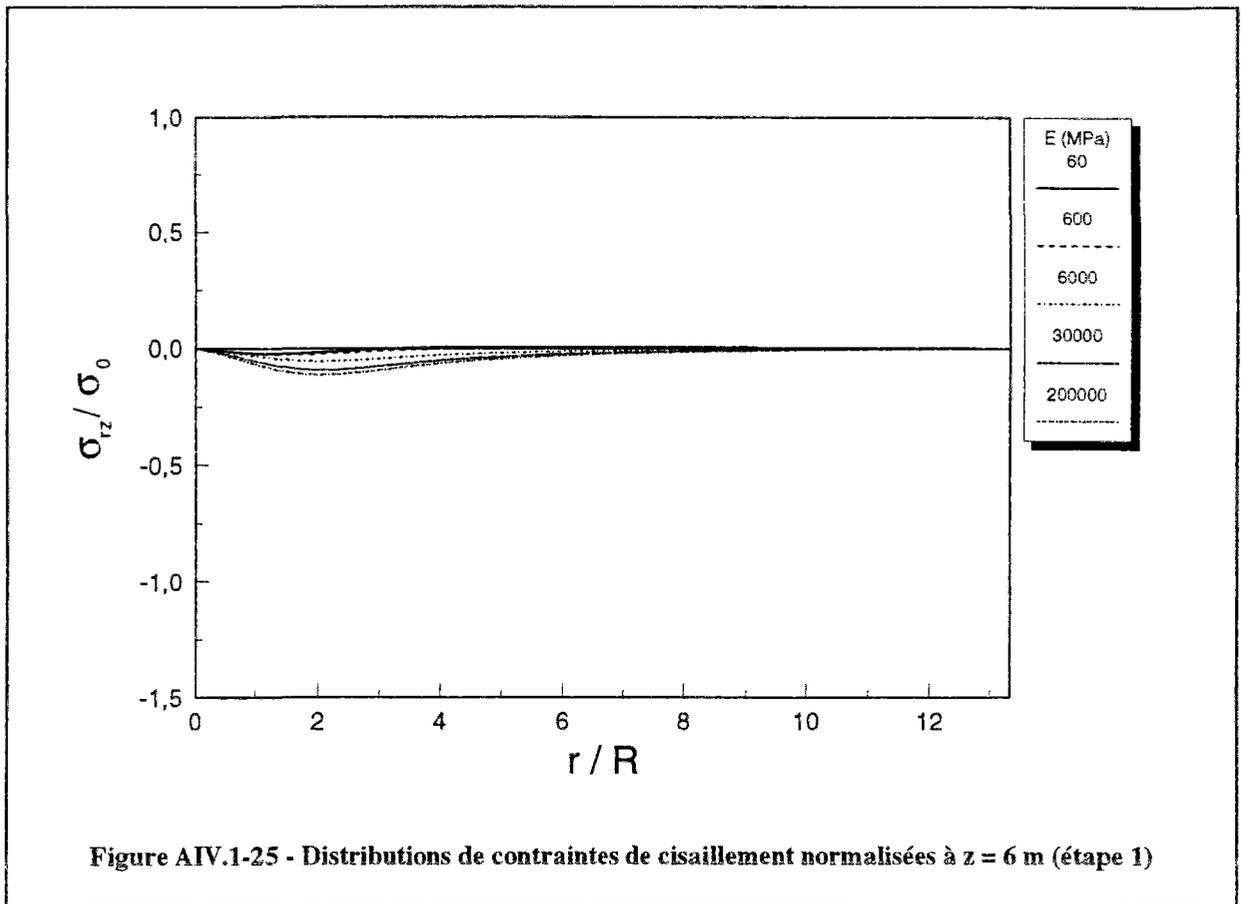
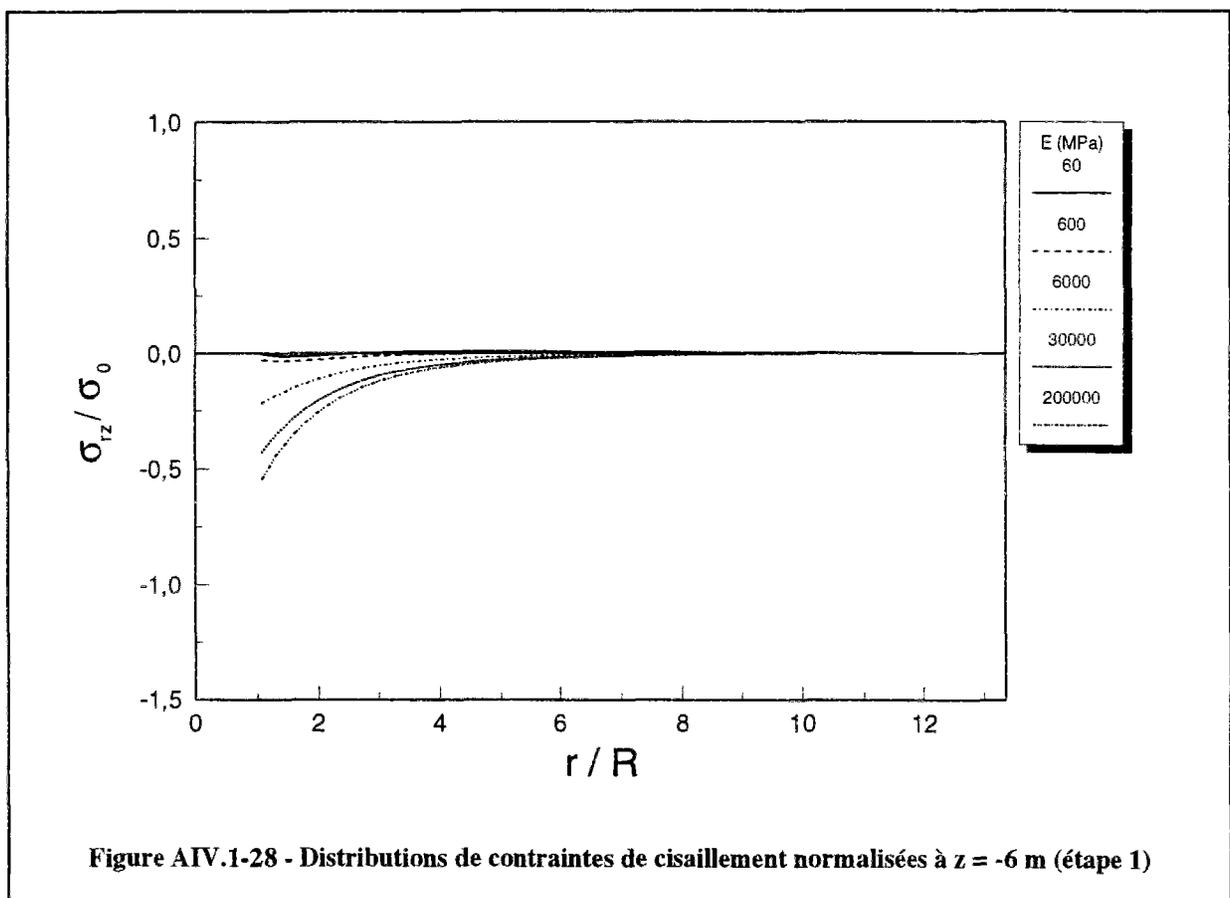
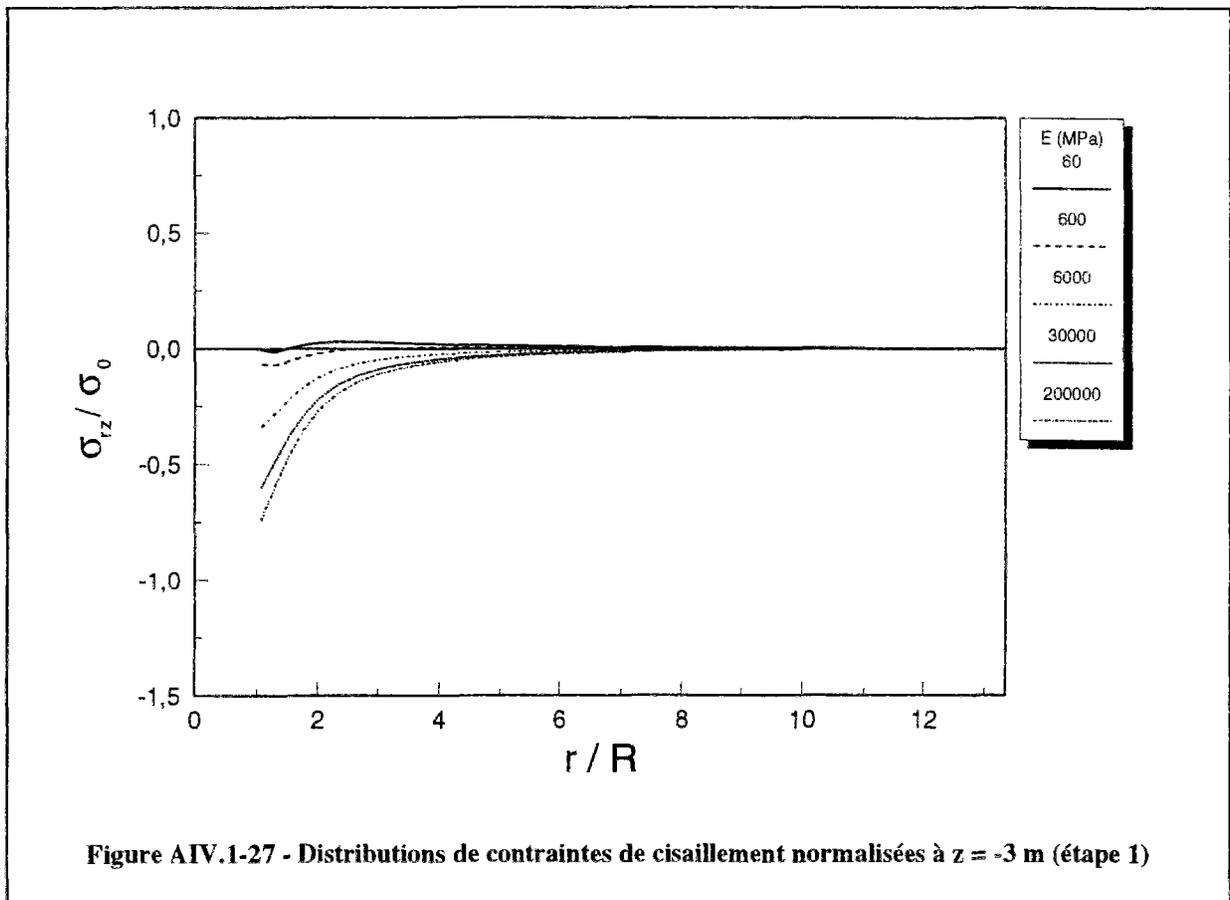


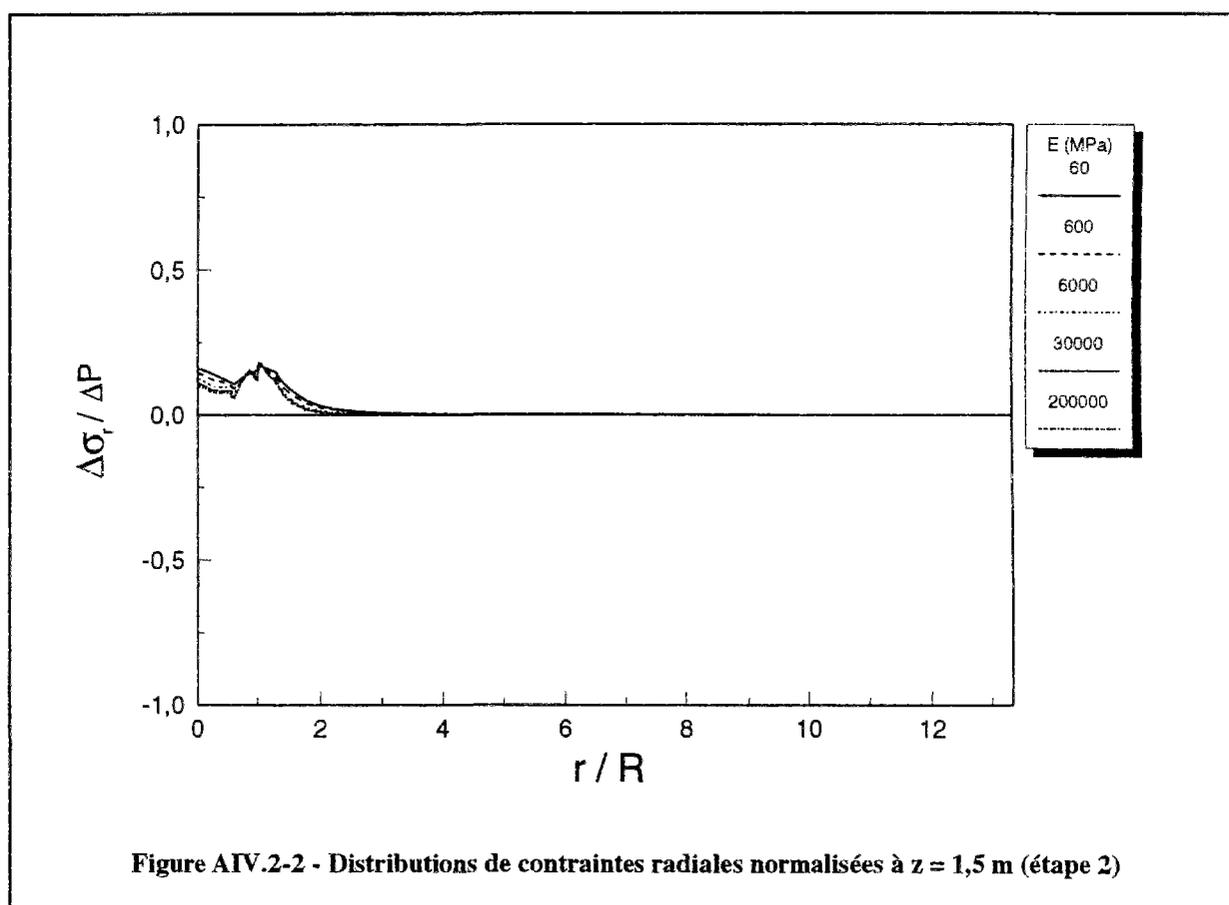
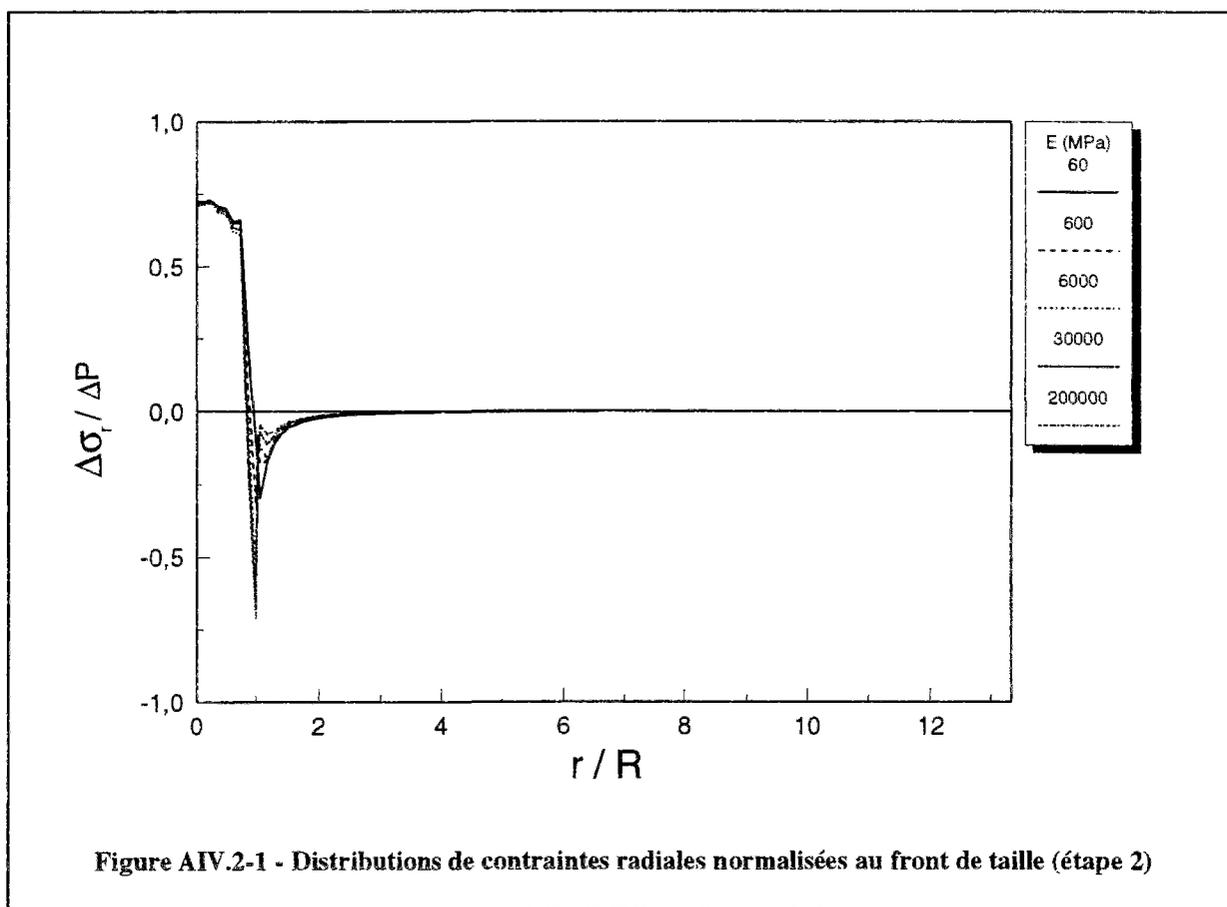
Figure AIV.1-20 - Distributions de contraintes tangentielles normalisées à $z = -3$ m (étape 1)

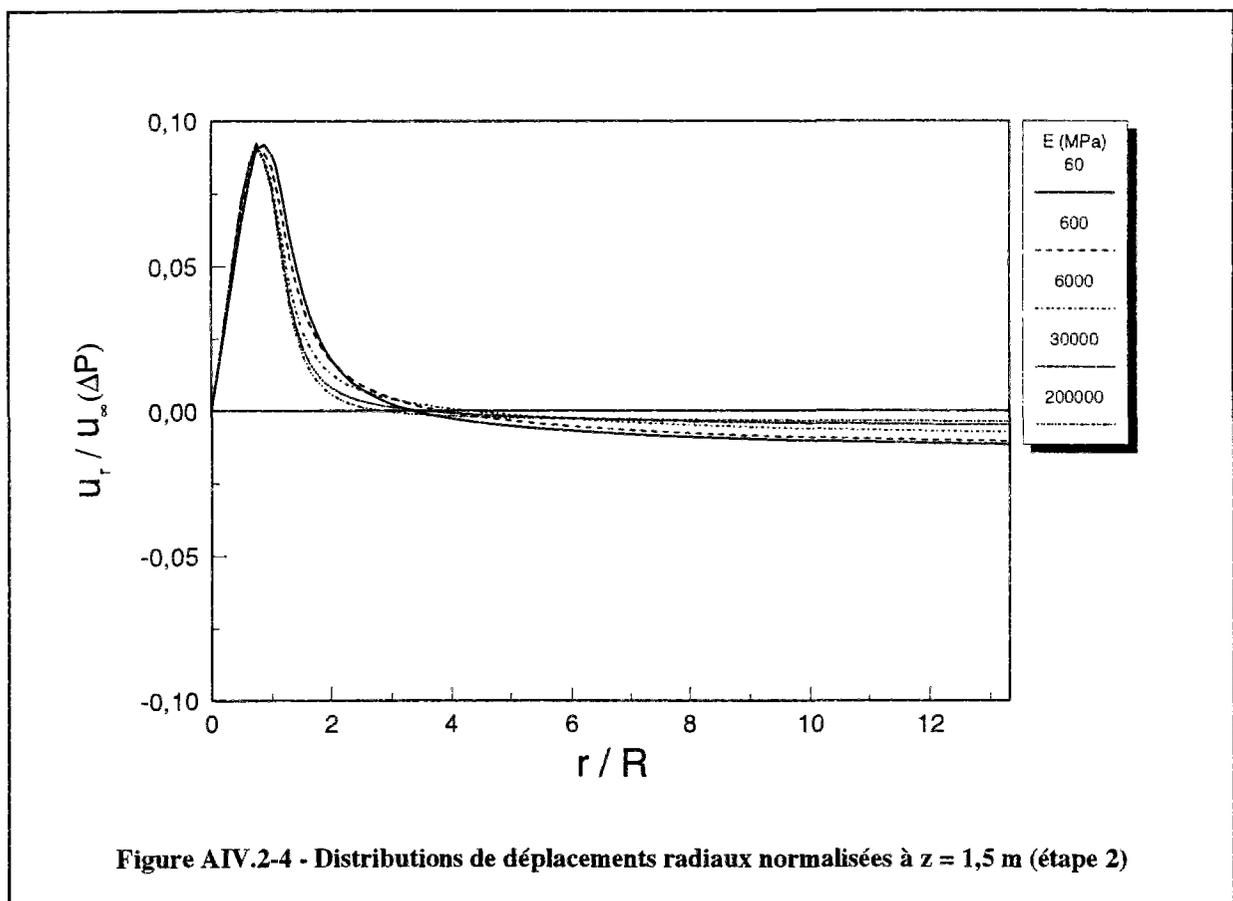
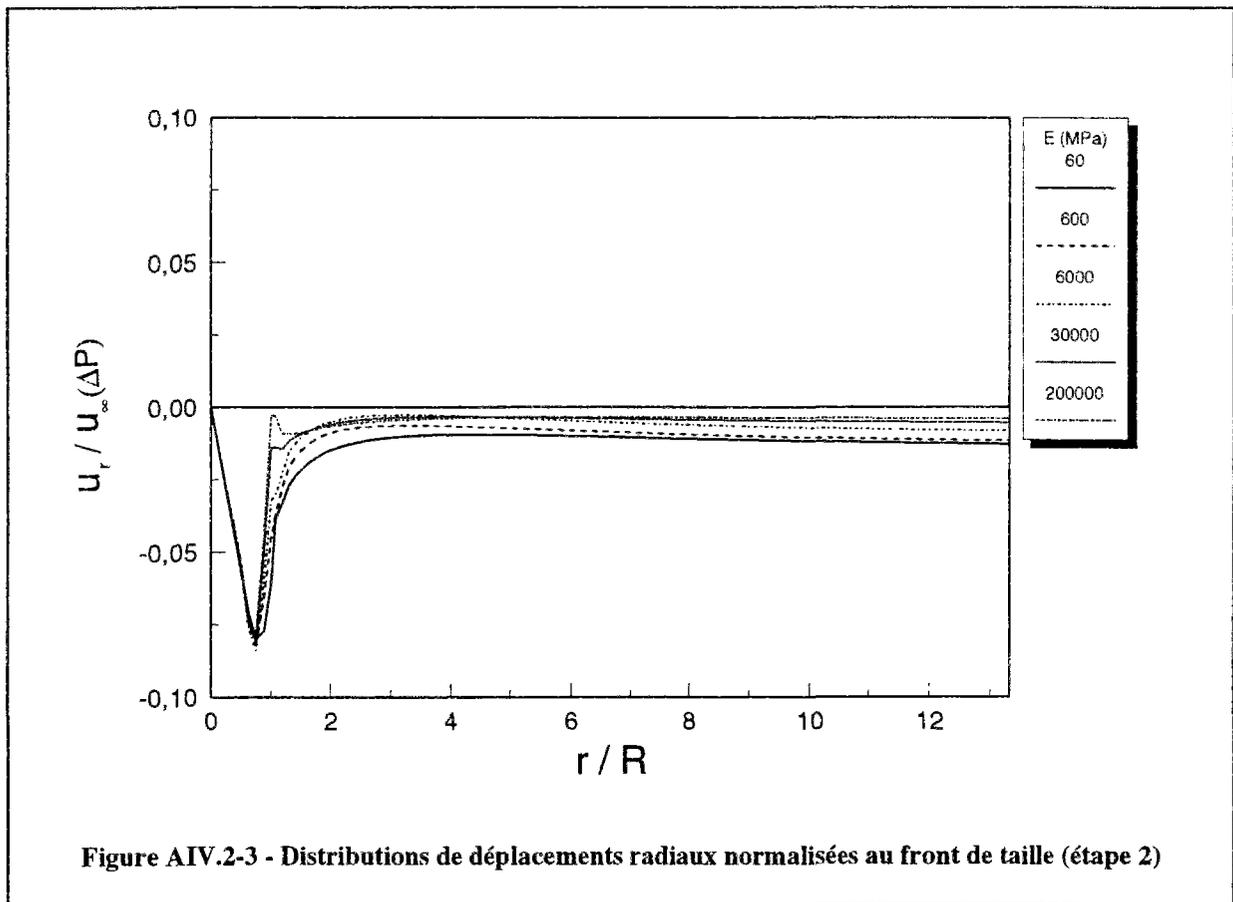


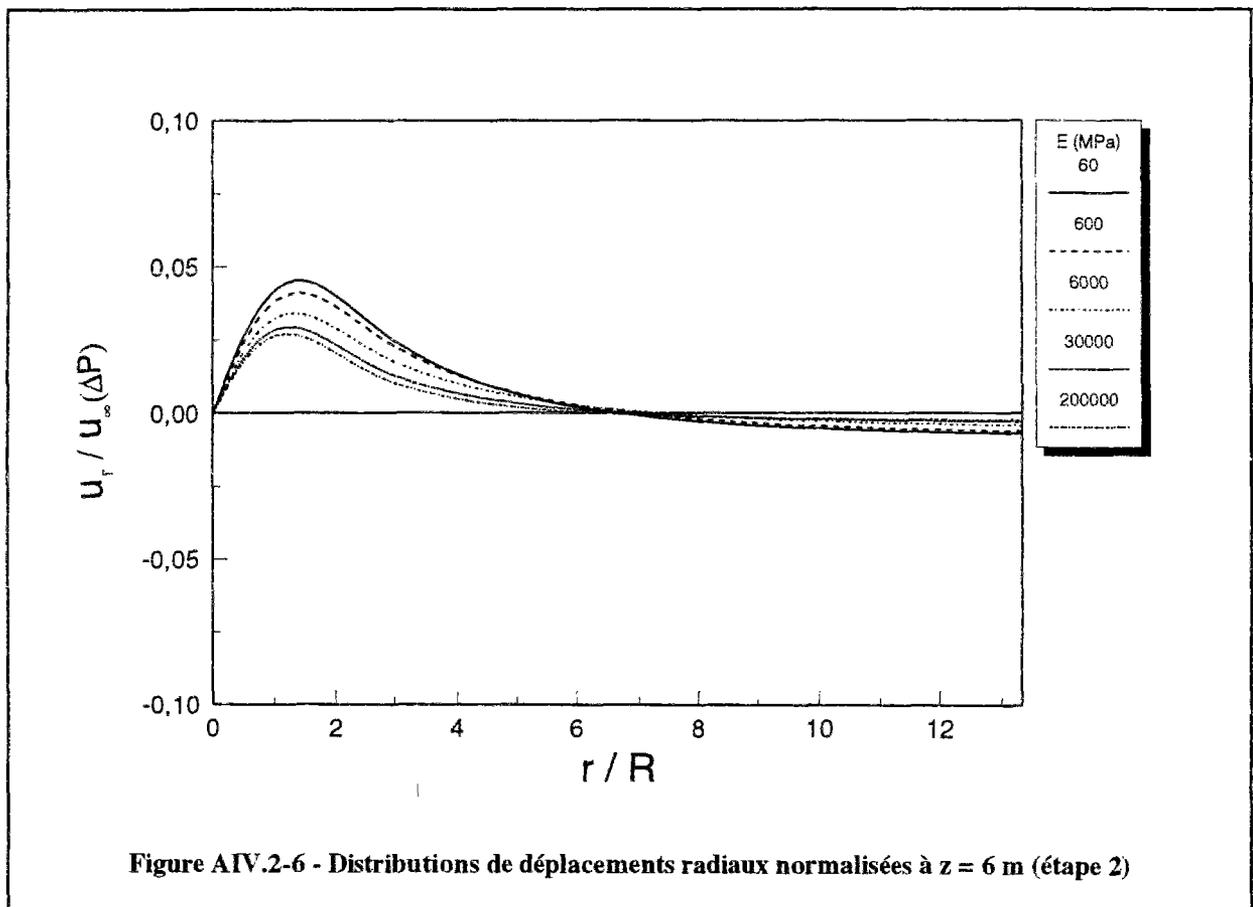
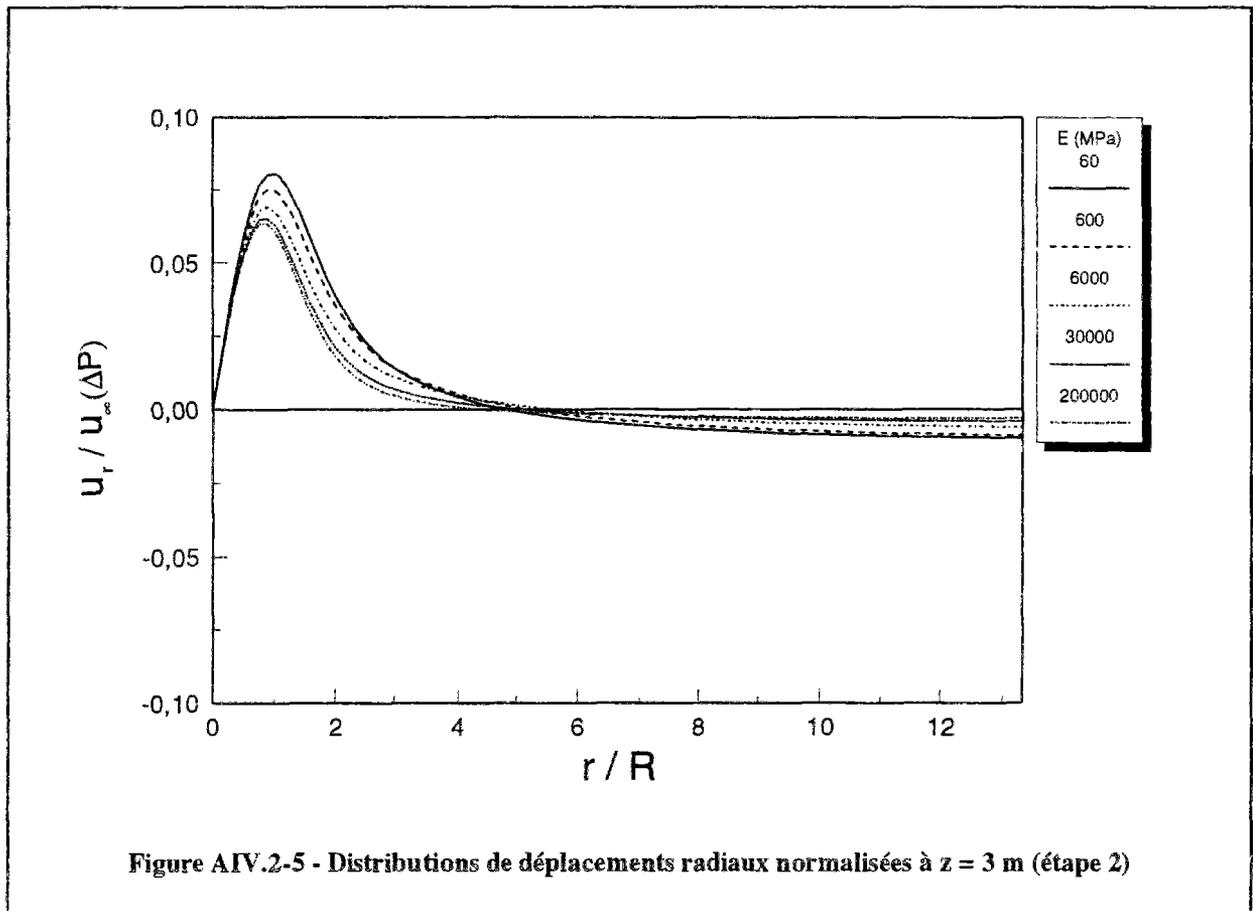












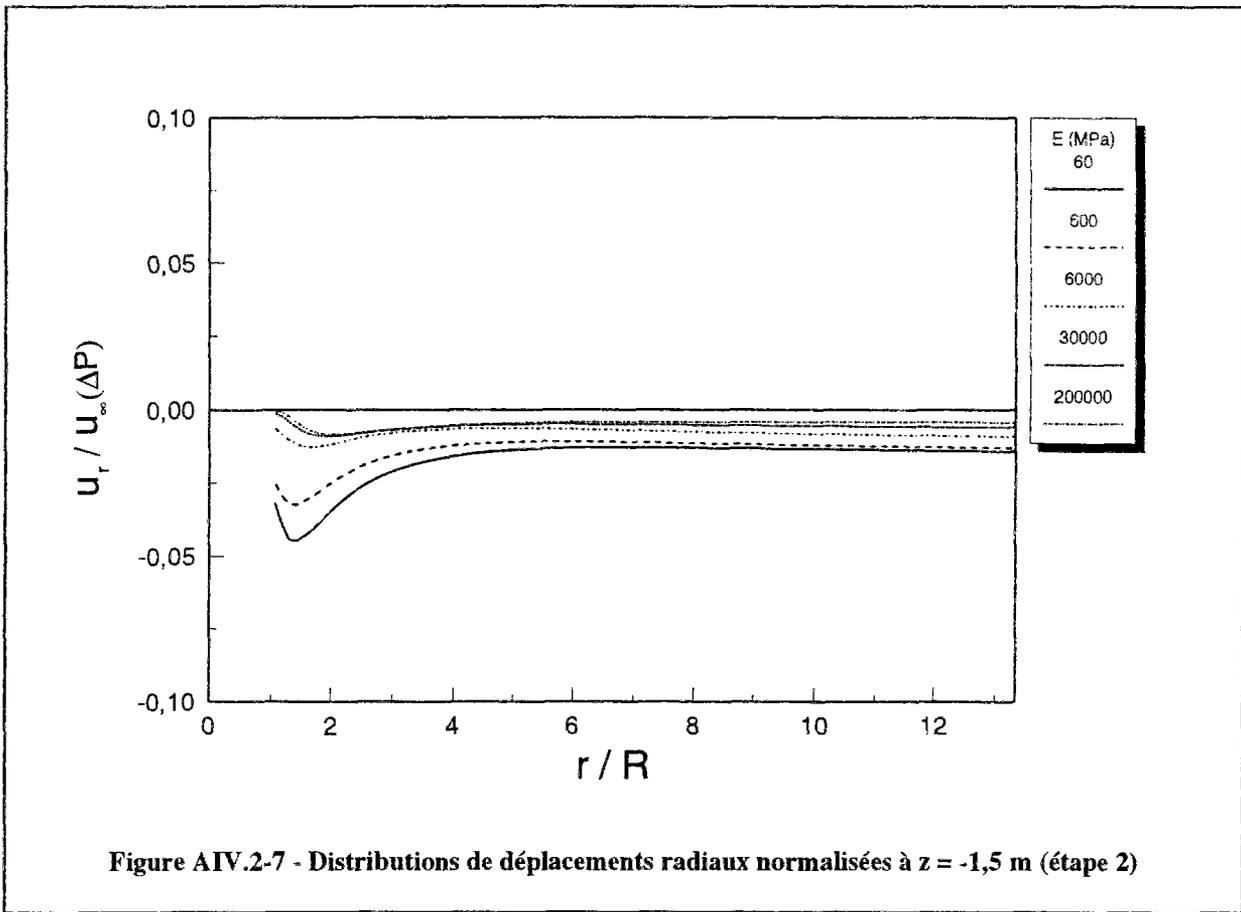


Figure AIV.2-7 - Distributions de déplacements radiaux normalisés à $z = -1,5$ m (étape 2)

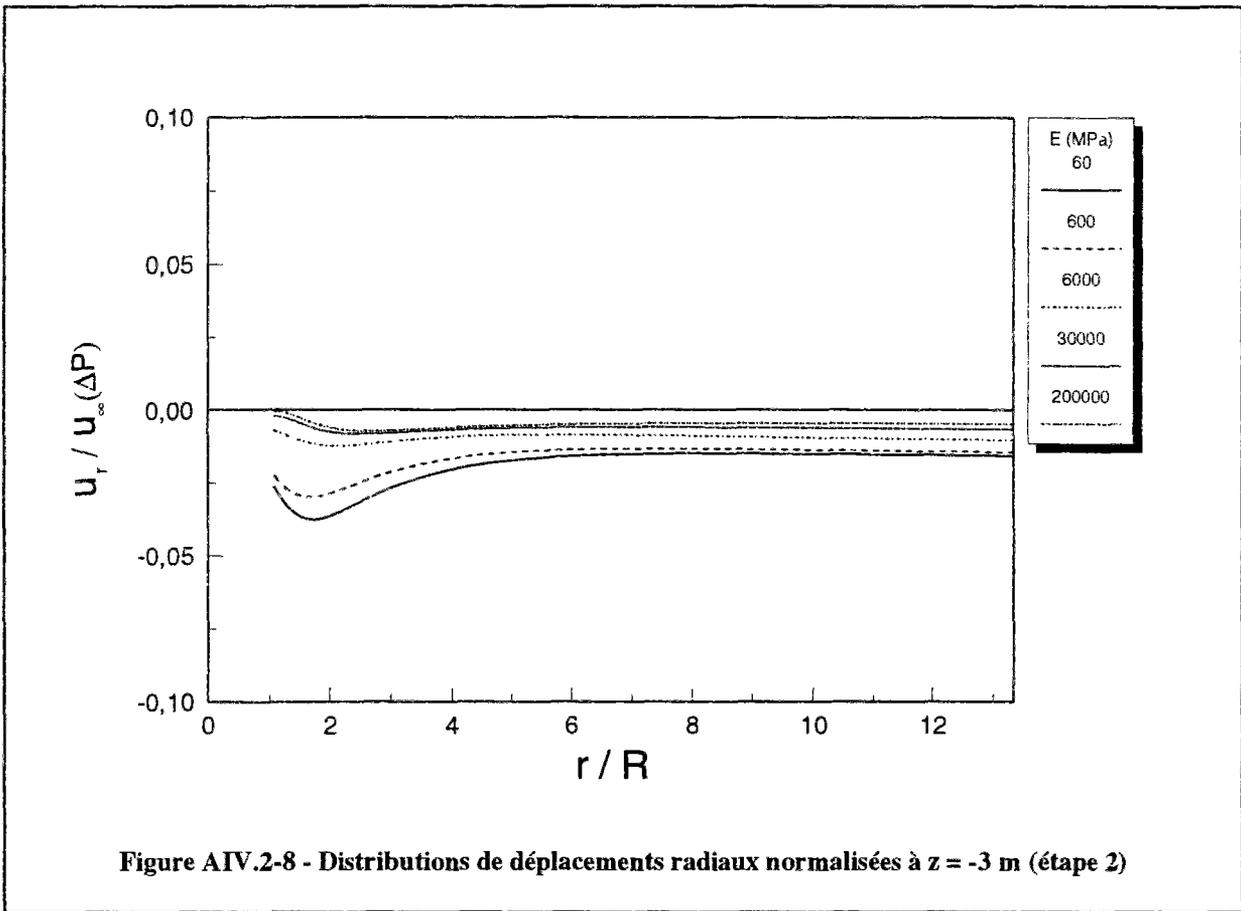
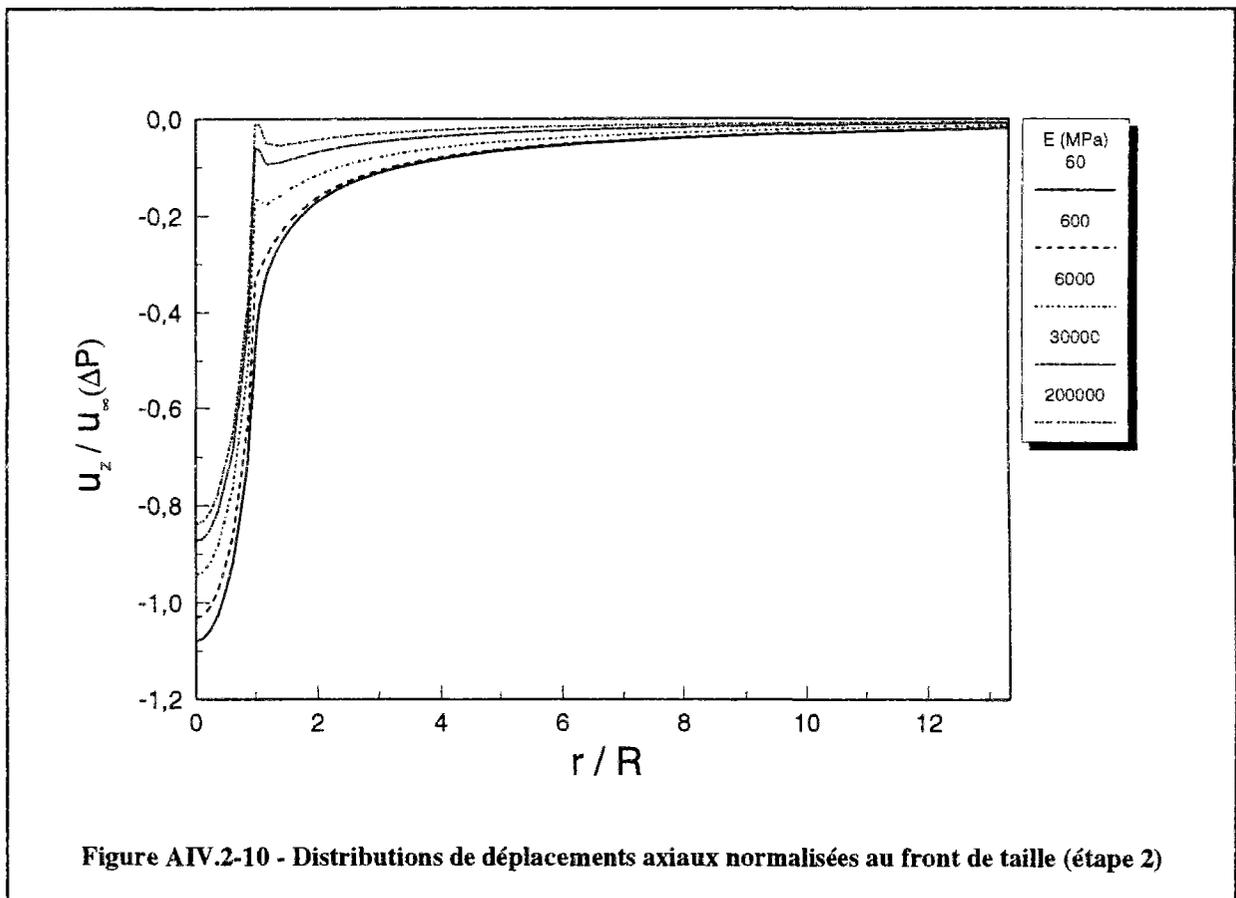
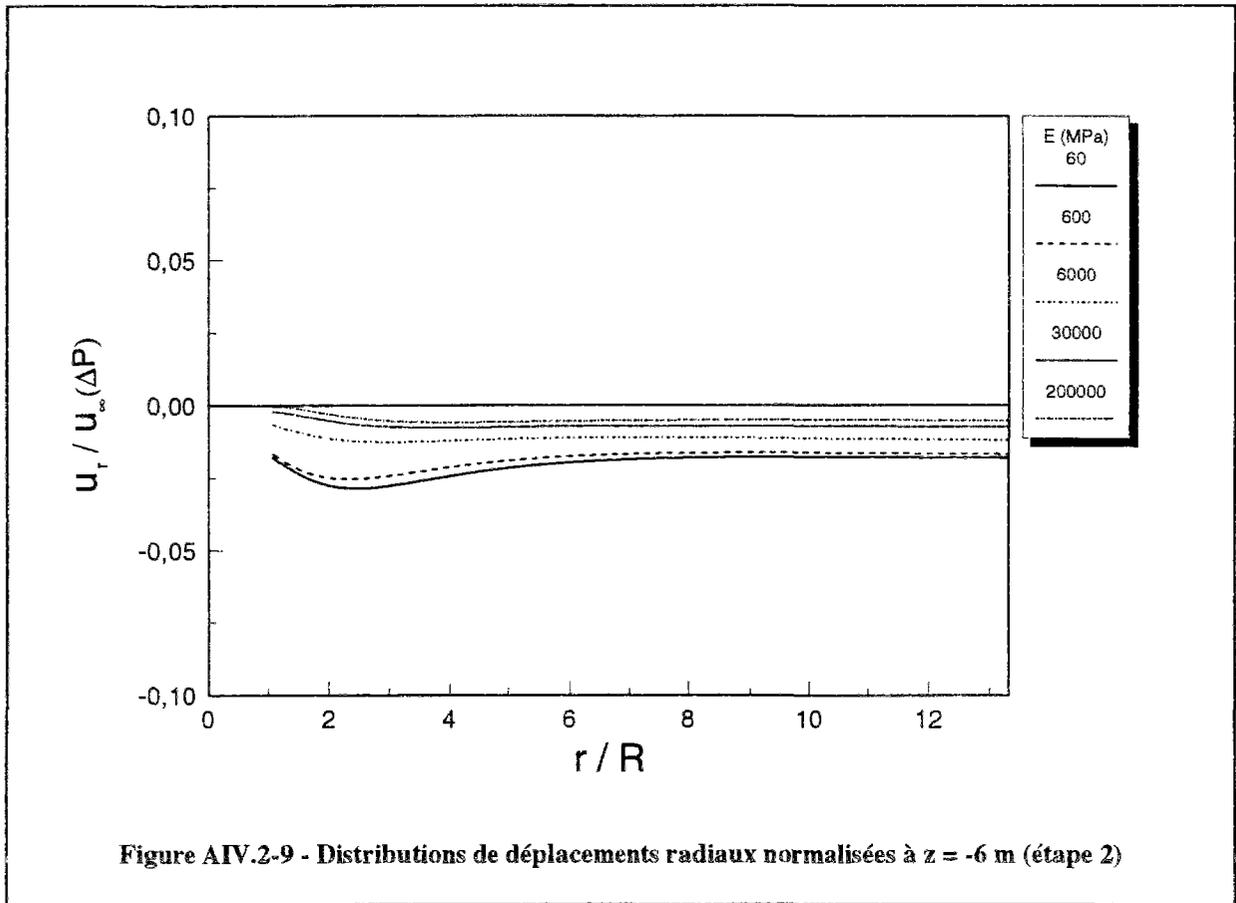
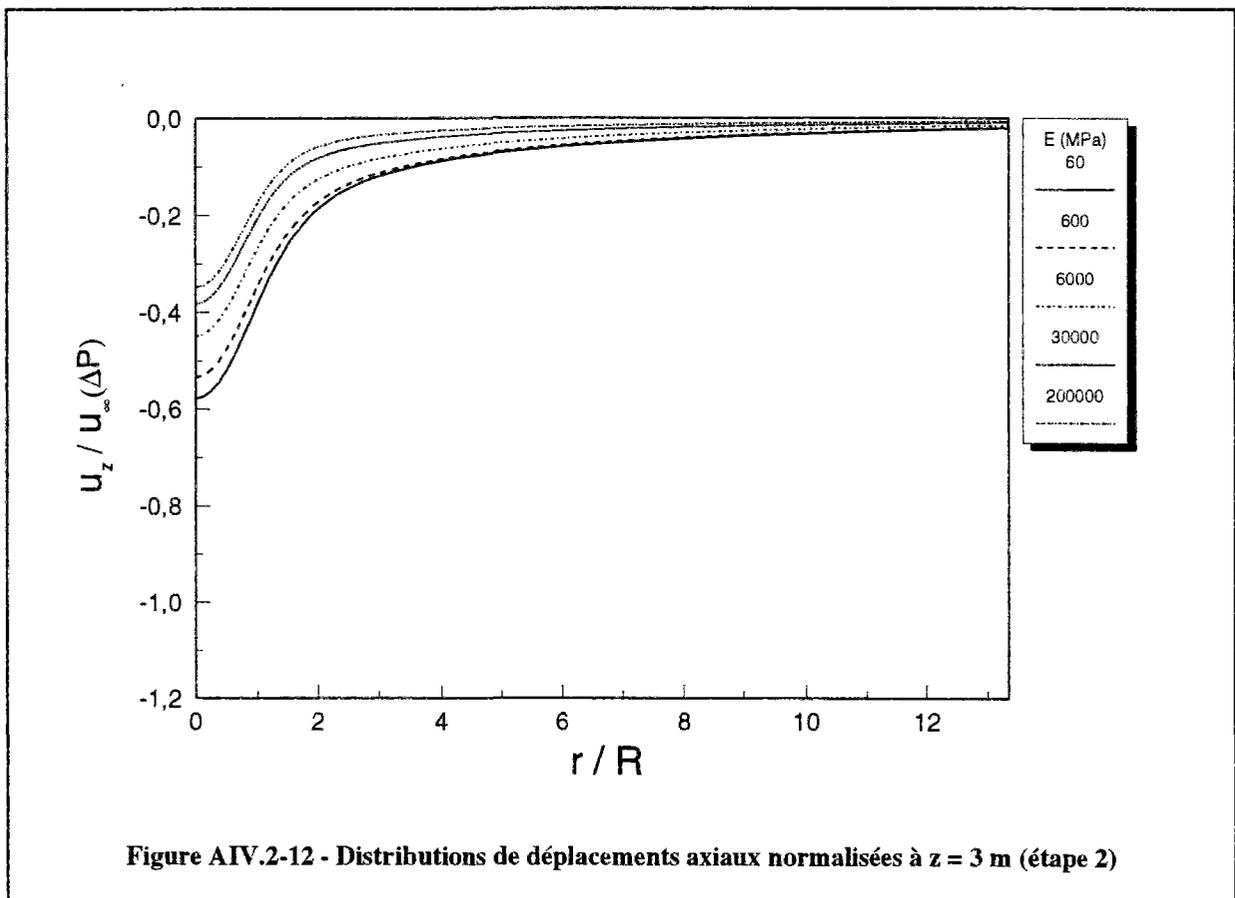
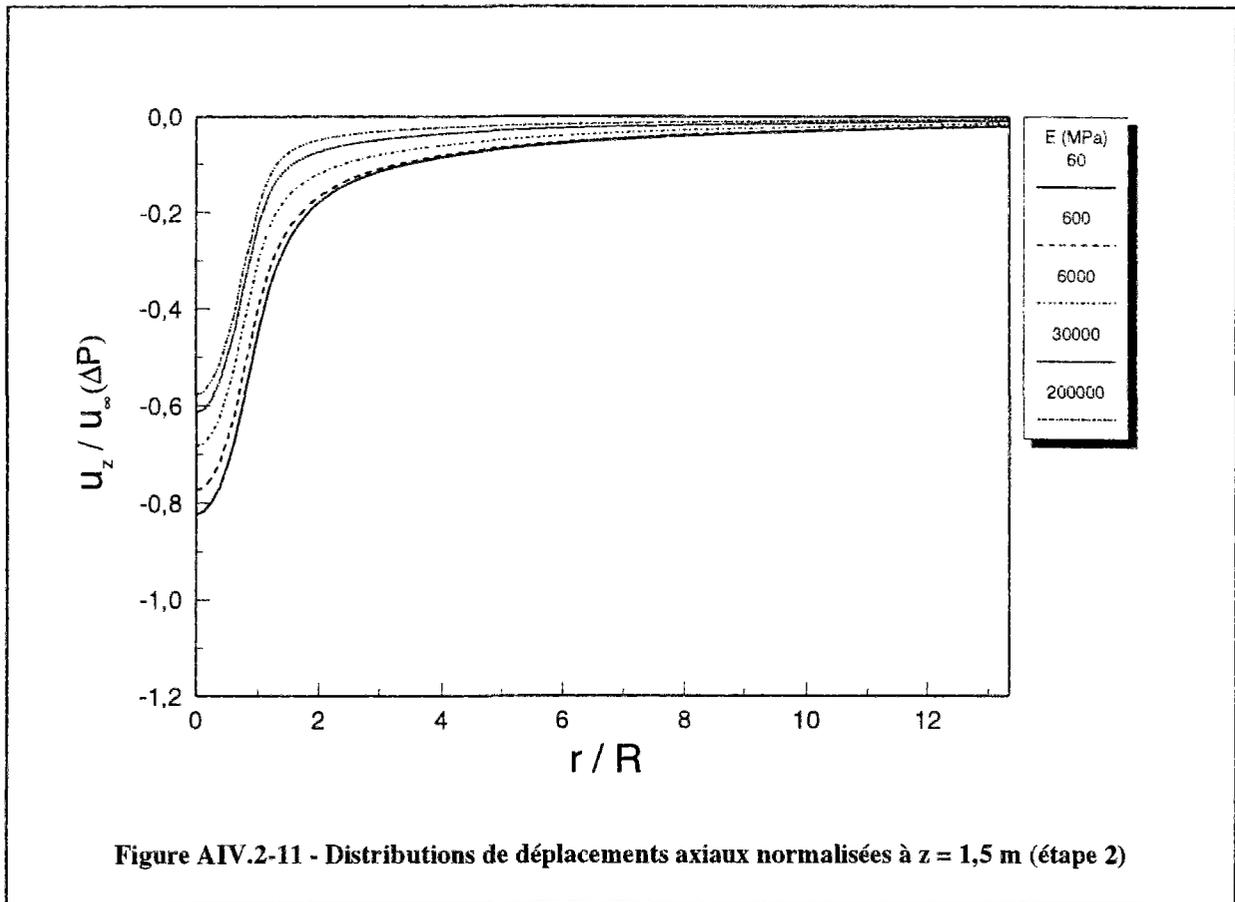
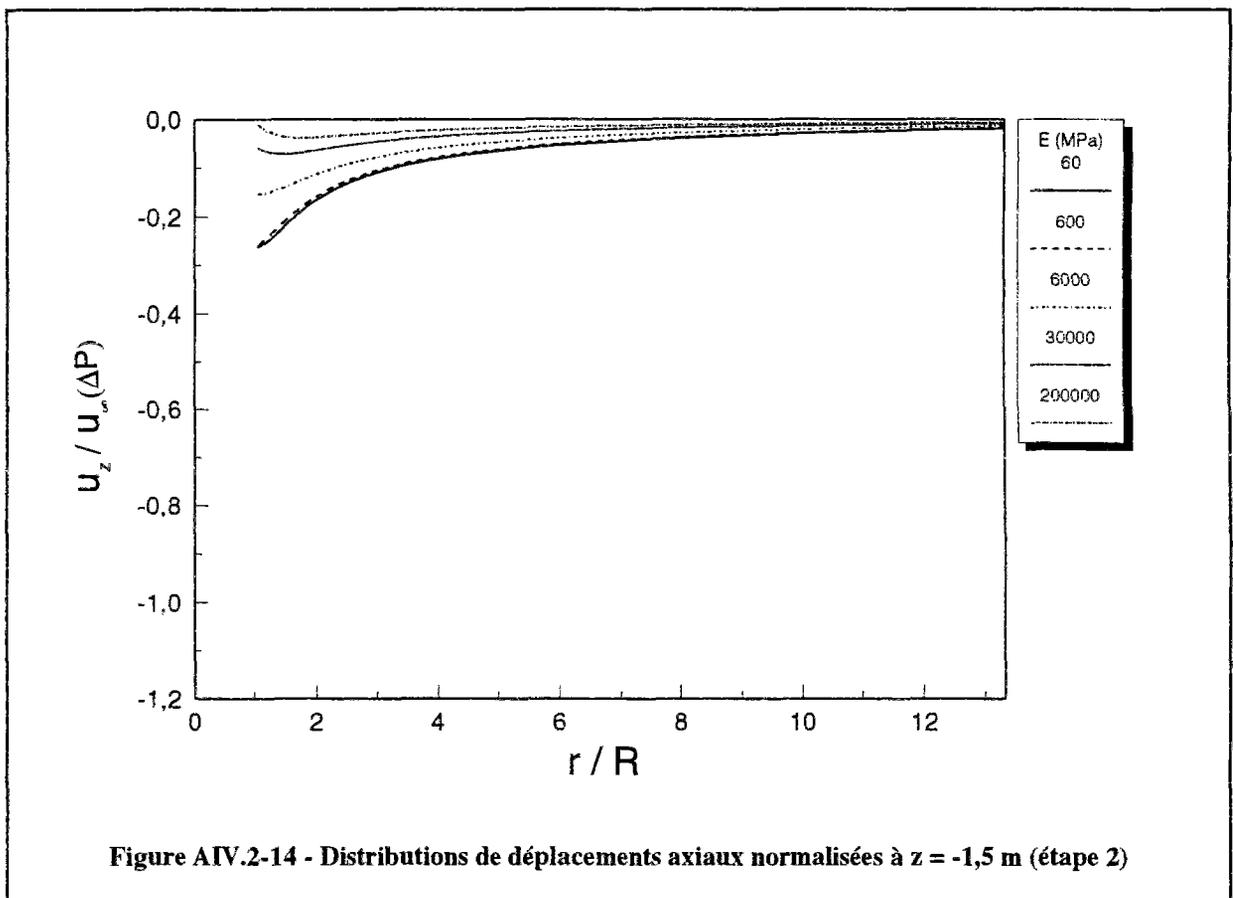
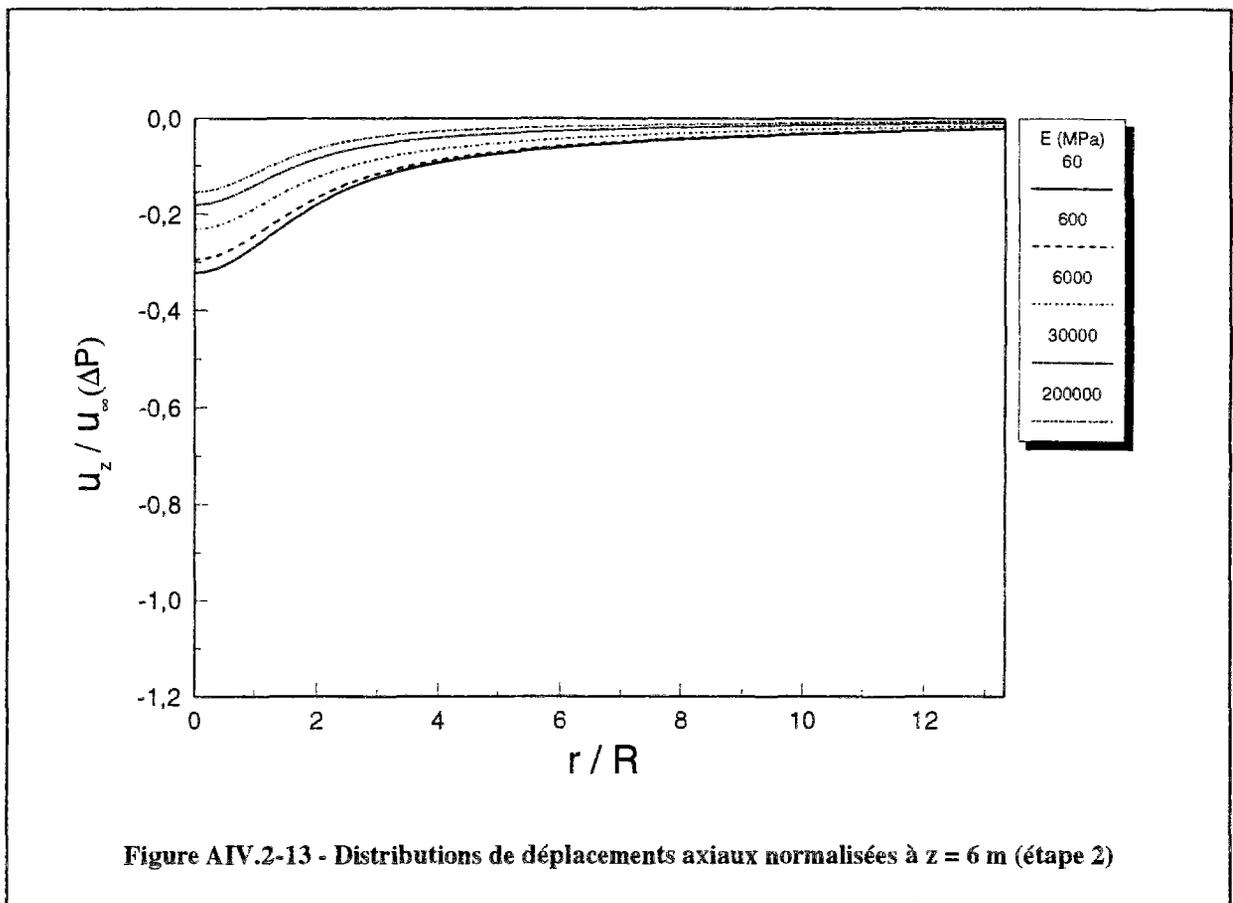
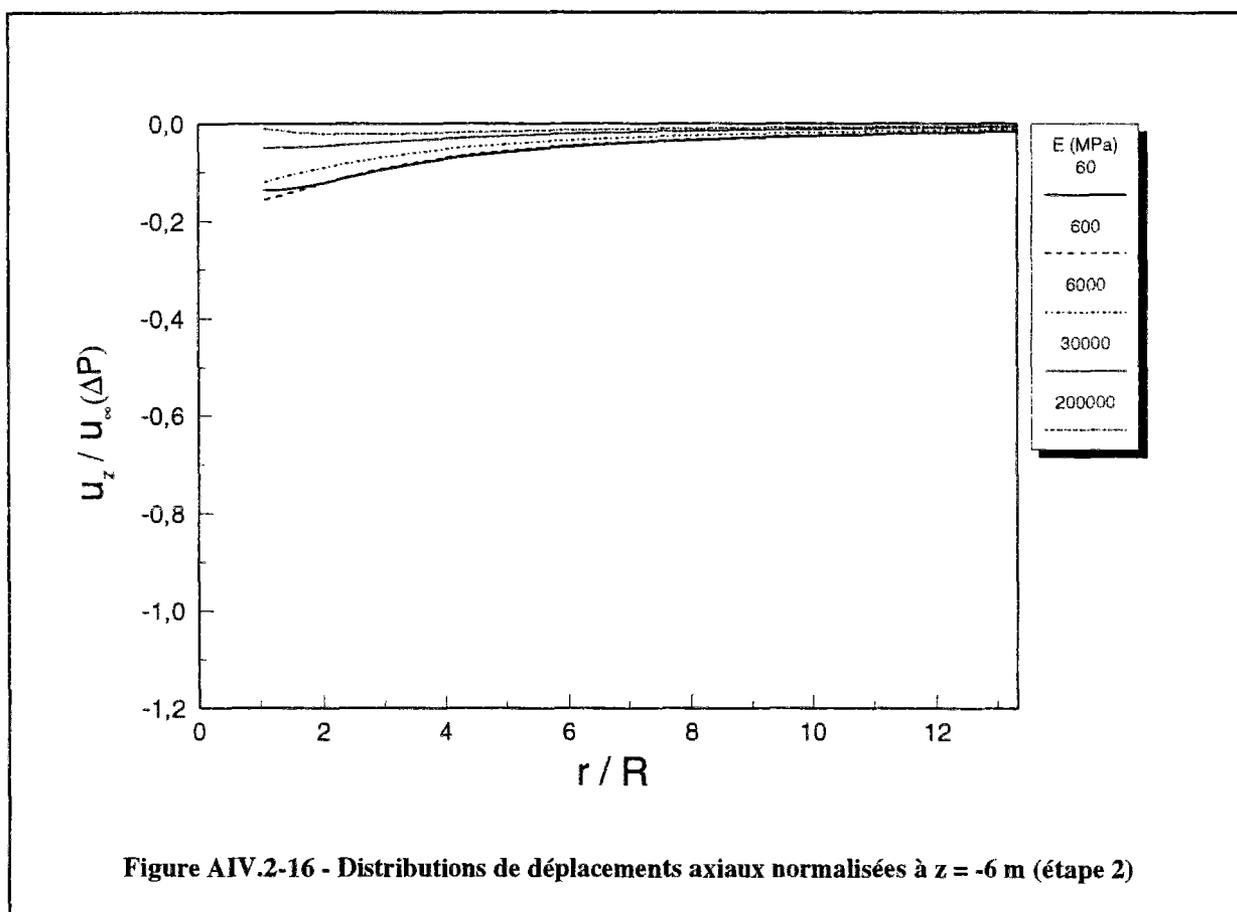
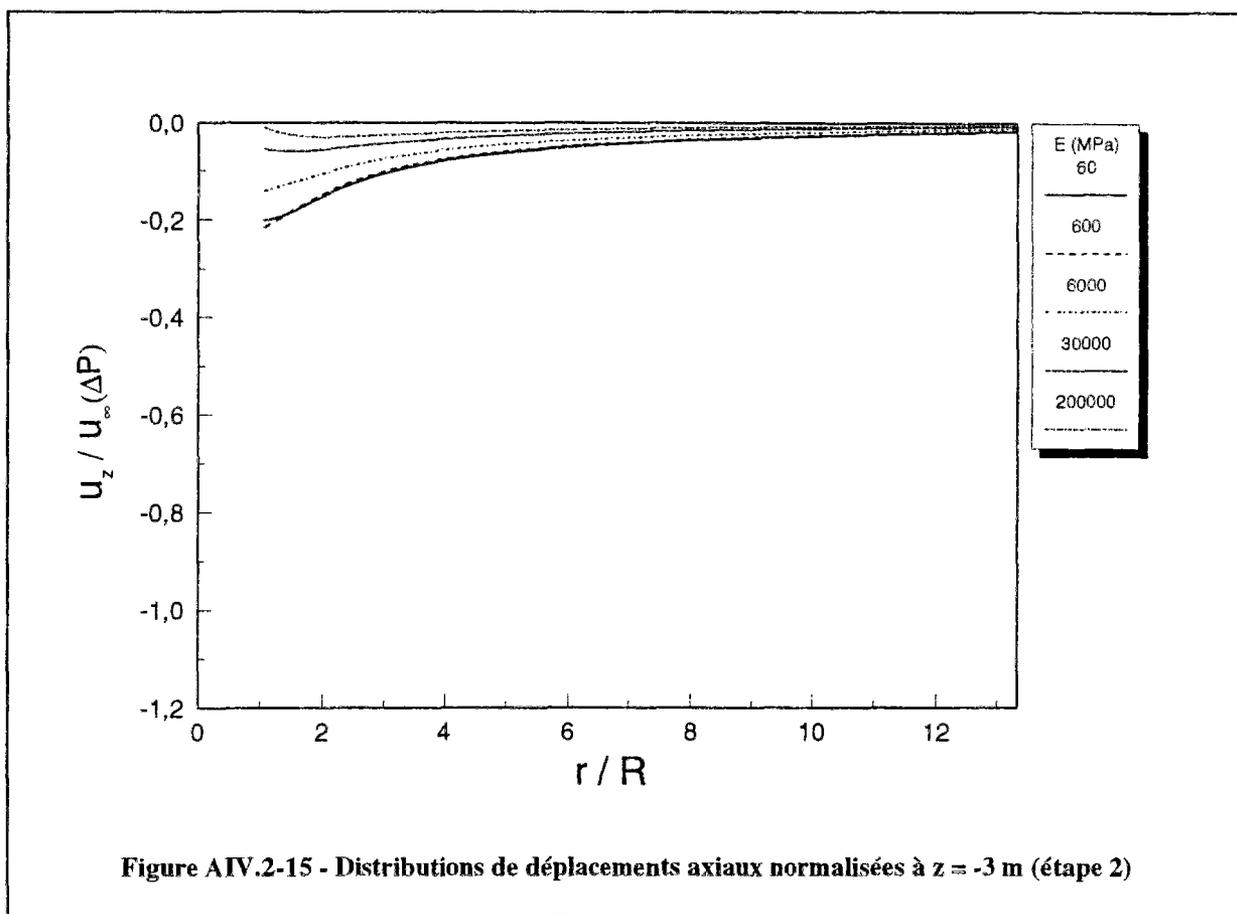


Figure AIV.2-8 - Distributions de déplacements radiaux normalisés à $z = -3$ m (étape 2)









A-V. Chargement d'un massif semi-infini

Les deux conditions aux limites prises en compte dans cette étude (déplacement axial imposé et contrainte imposée), pour la première étape de calcul, conduisent de contrainte qu'à son état initial ($\sigma_r = \sigma_z = \sigma_t = 300$ kPa et $\tau_{rz} = 0$).

A-V.1. Déplacement axial imposé

- (1) La pressurisation du front de taille a pour effet d'augmenter les contraintes radiales axiales et tangentiels dans le terrain encaissant ; on remarque également une forte diminution de contraintes au niveau de l'extrados du tunnel ; la zone affectée par l'augmentation se limite à un rayon du front en direction axiale ($z = 3$ m), et à un diamètre en direction radiale par rapport au centre du tunnel ($r = 2R$) ;
- (2) la contrainte de cisaillement au front de taille est fortement influencée au niveau de l'extrados du tunnel qui peut être attribué au blocage des noeuds au-dessus du front de taille ; en avant du front de taille, on remarque un cisaillement négatif ; celui-ci peut être considéré comme négligeable à une distance égale à un diamètre ($z = 6$ m) ;
- (3) le déplacement radial induit dans le terrain encaissant au niveau du front de taille correspond à une convergence et est limité à un diamètre en direction radiale ($r = 2R$) ; en avant du front de taille, on observe un soulèvement du terrain ;
- (4) dans la direction axiale, le terrain est repoussé sous l'action de la pression appliquée au front de taille.

A-V.2. Contrainte axiale imposée

- (1) La distribution de contraintes obtenue montre que la pressurisation de front a pour effet d'augmenter les contraintes en avant du front de taille ; au niveau du front de taille, on ne remarque pas une diminution de contrainte, comme dans les cas précédents ; la zone affectée par la mise en pression du front est limitée à un rayon en direction axiale ($z = 3$ m) et à un diamètre en direction radiale ($r = 2R$) ;
- (2) le déplacement radial induit dans le terrain encaissant au niveau du front de taille correspond à une convergence et intéresse une zone importante en direction radiale ($r = 6$ à $7R$) ; en avant du front de taille, on observe un soulèvement du terrain.

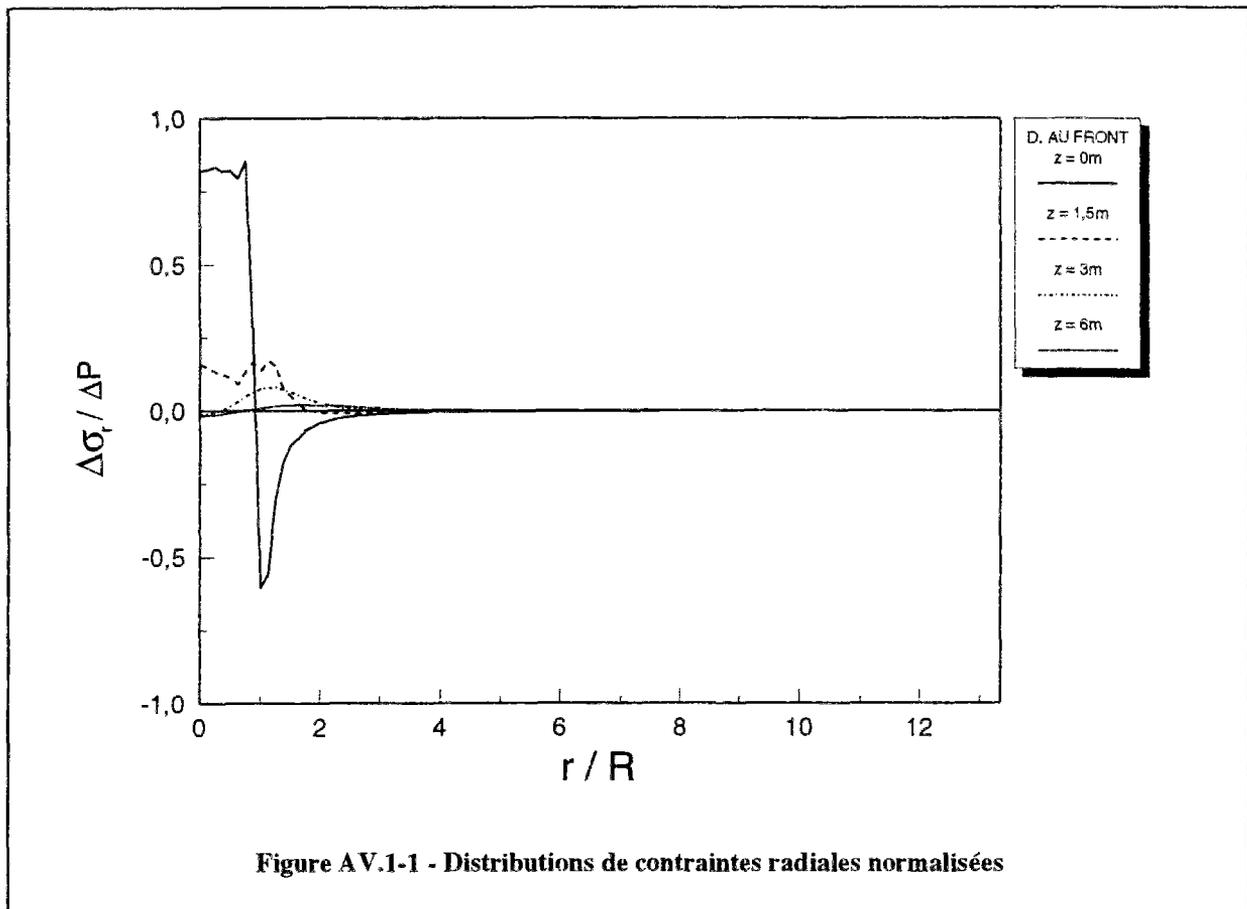


Figure AV.1-1 - Distributions de contraintes radiales normalisées

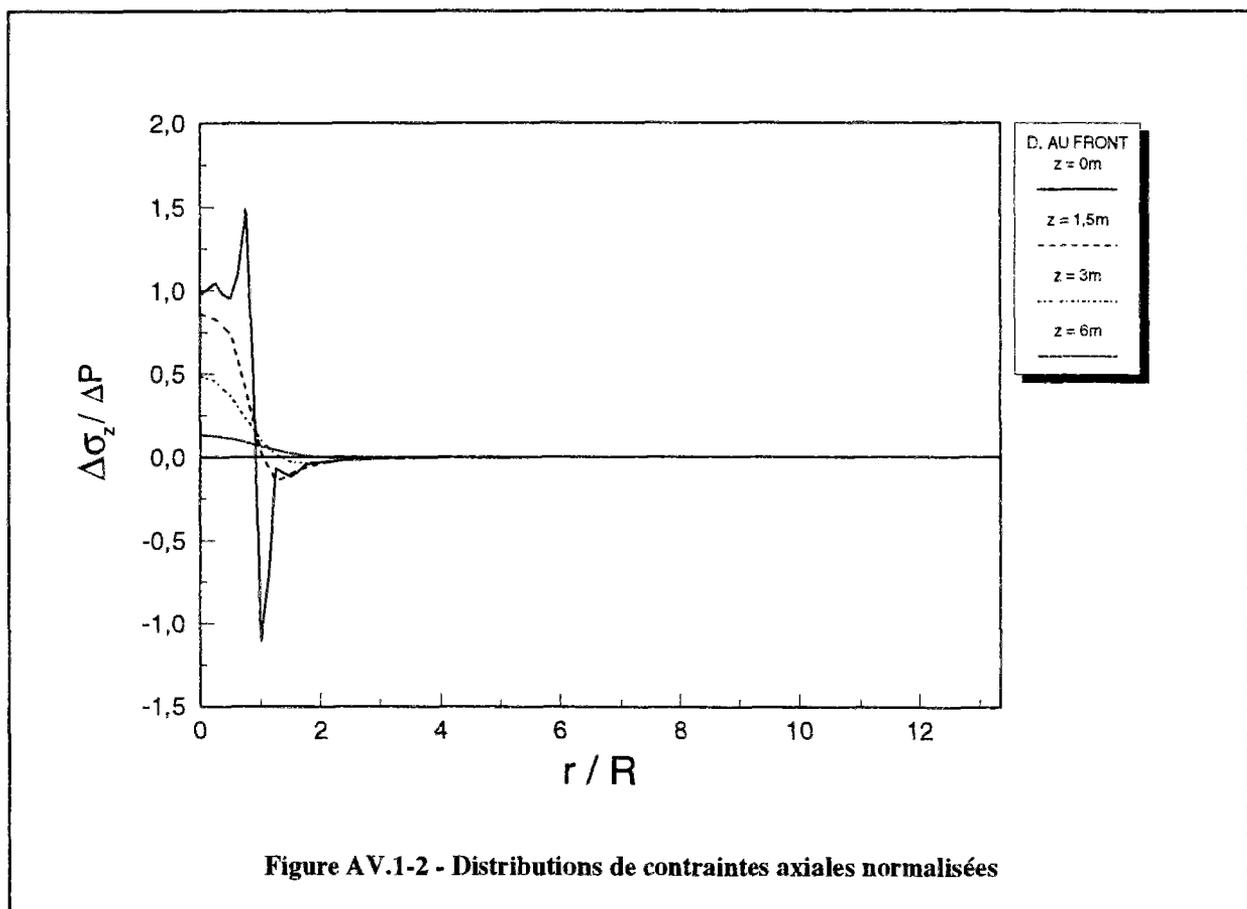
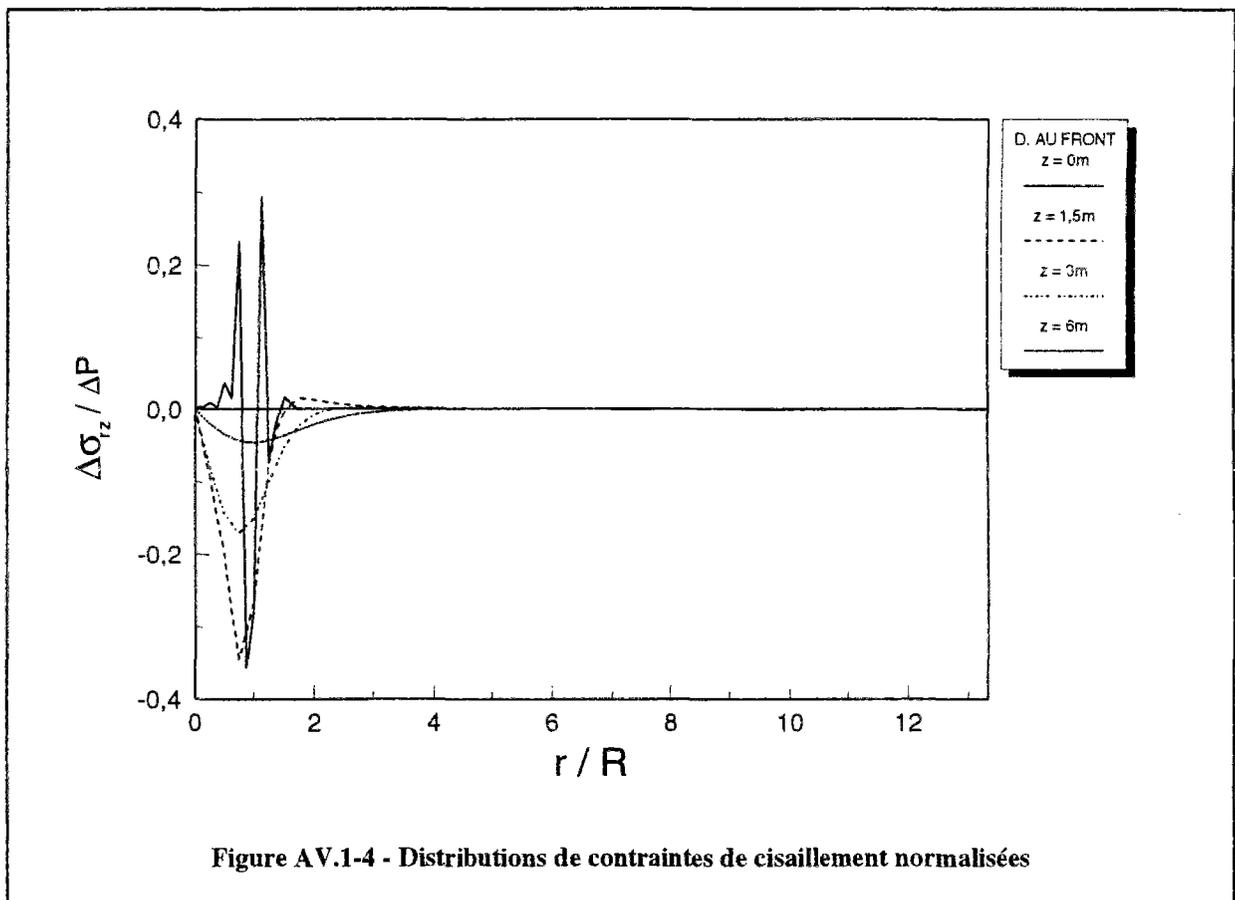
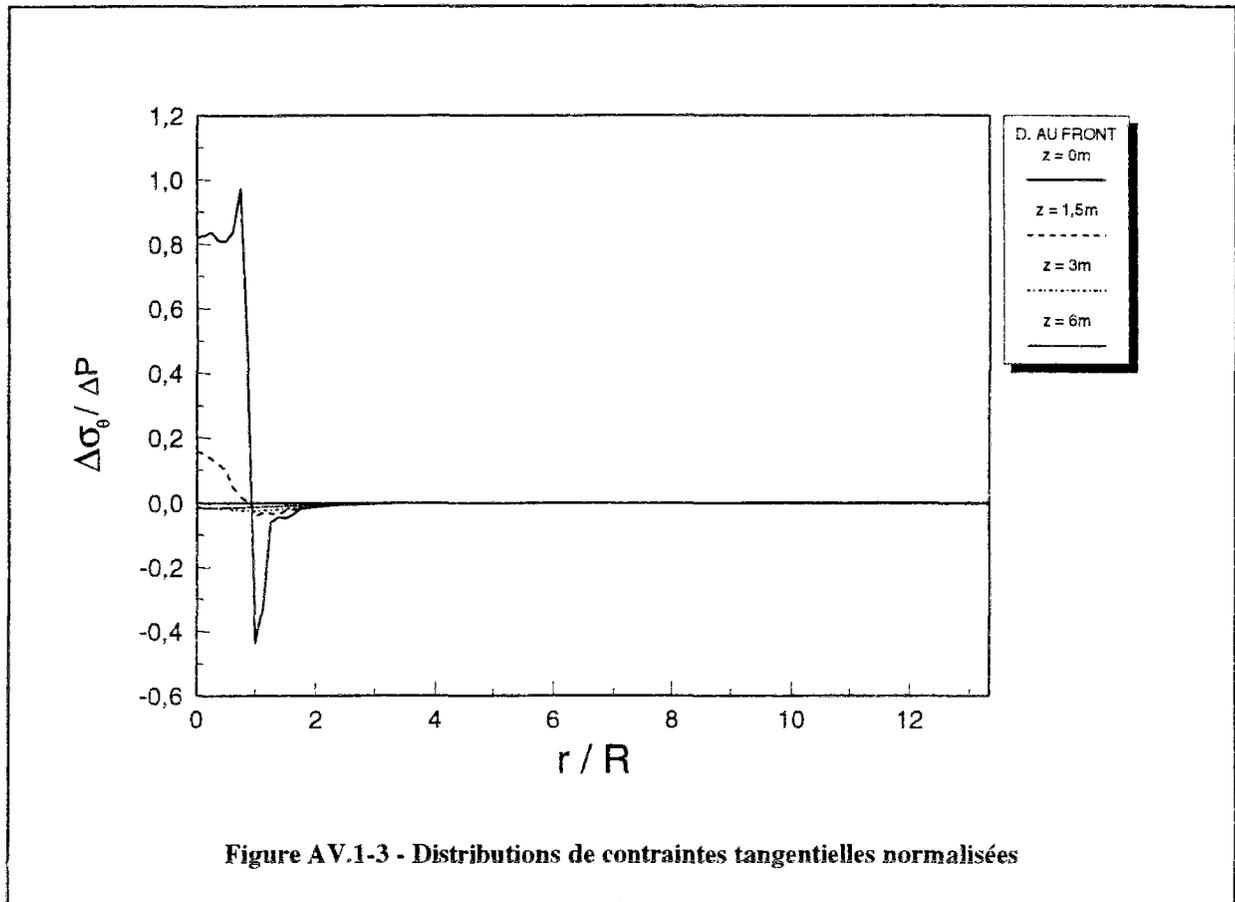


Figure AV.1-2 - Distributions de contraintes axiales normalisées



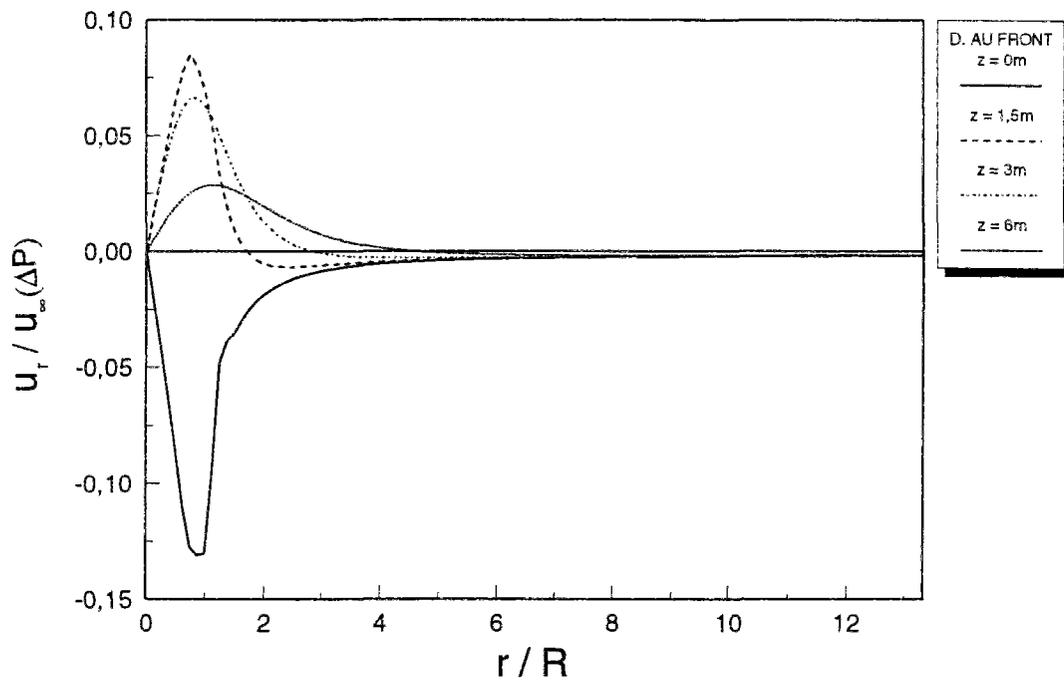


Figure AV.1-5 - Distributions de déplacements radiaux normalisés

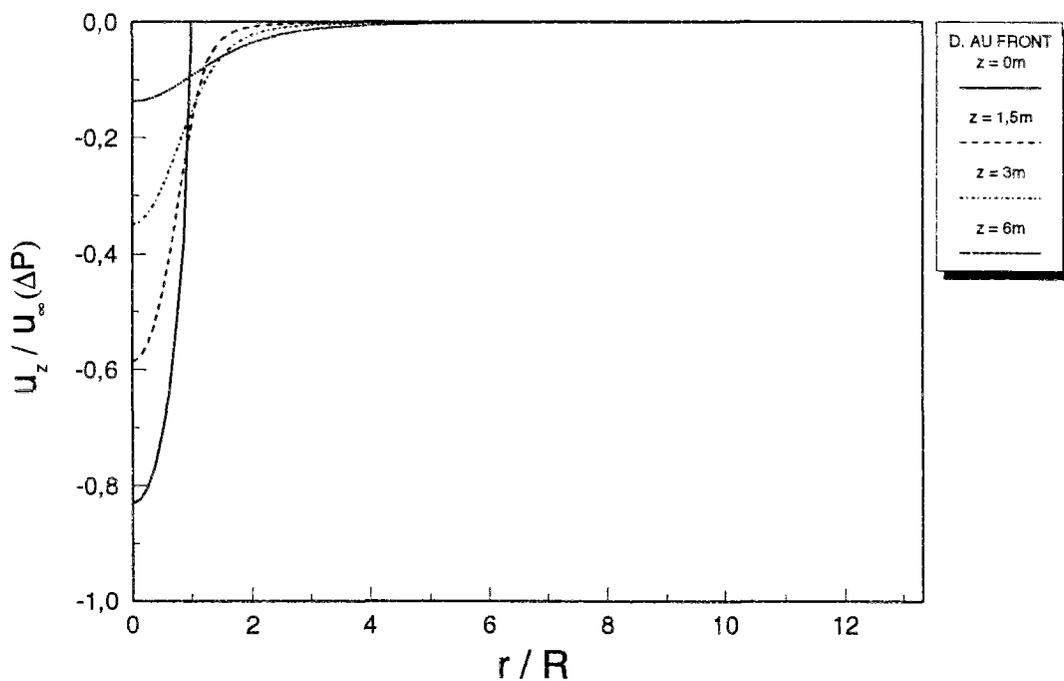


Figure AV.1-6 - Distributions de déplacements radiaux axiaux normalisés

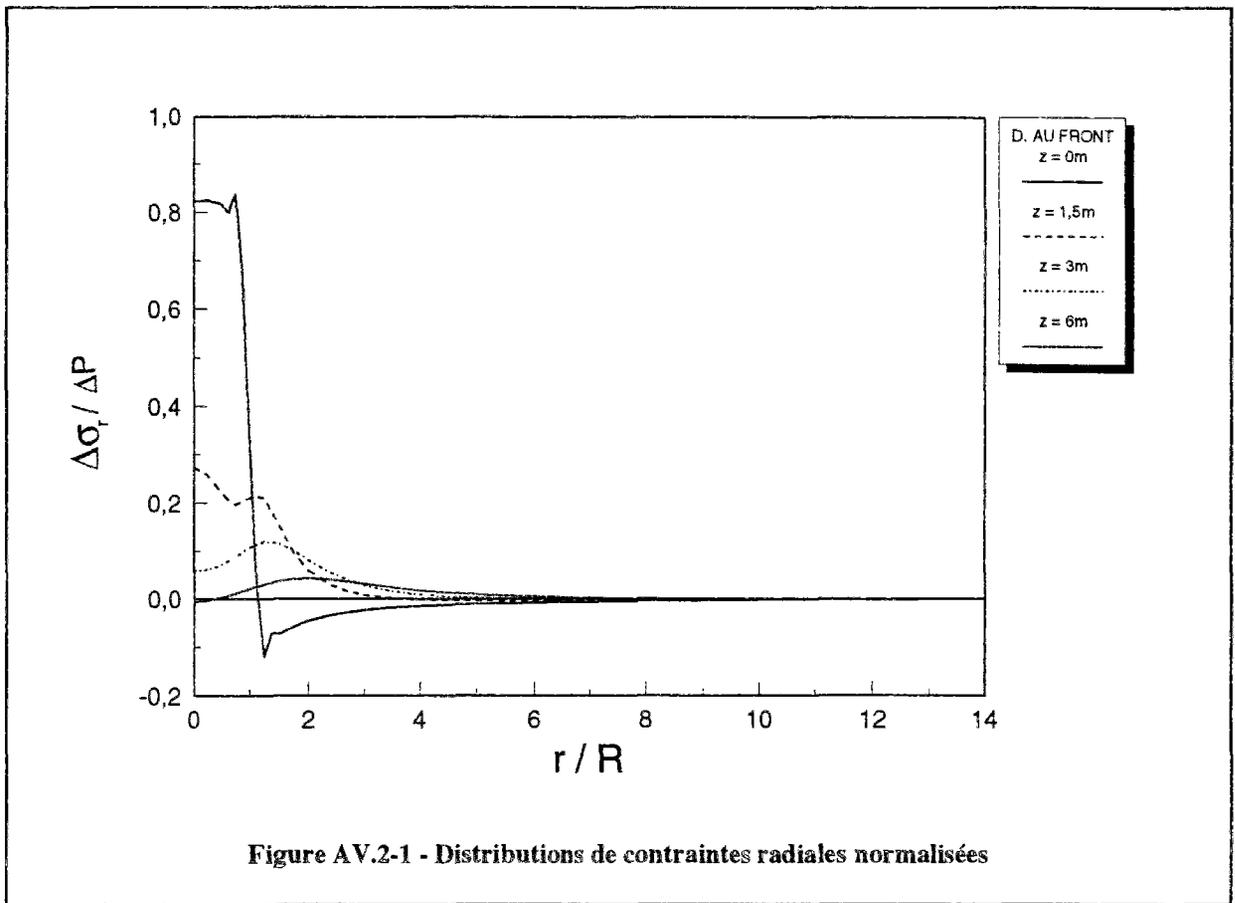


Figure AV.2-1 - Distributions de contraintes radiales normalisées

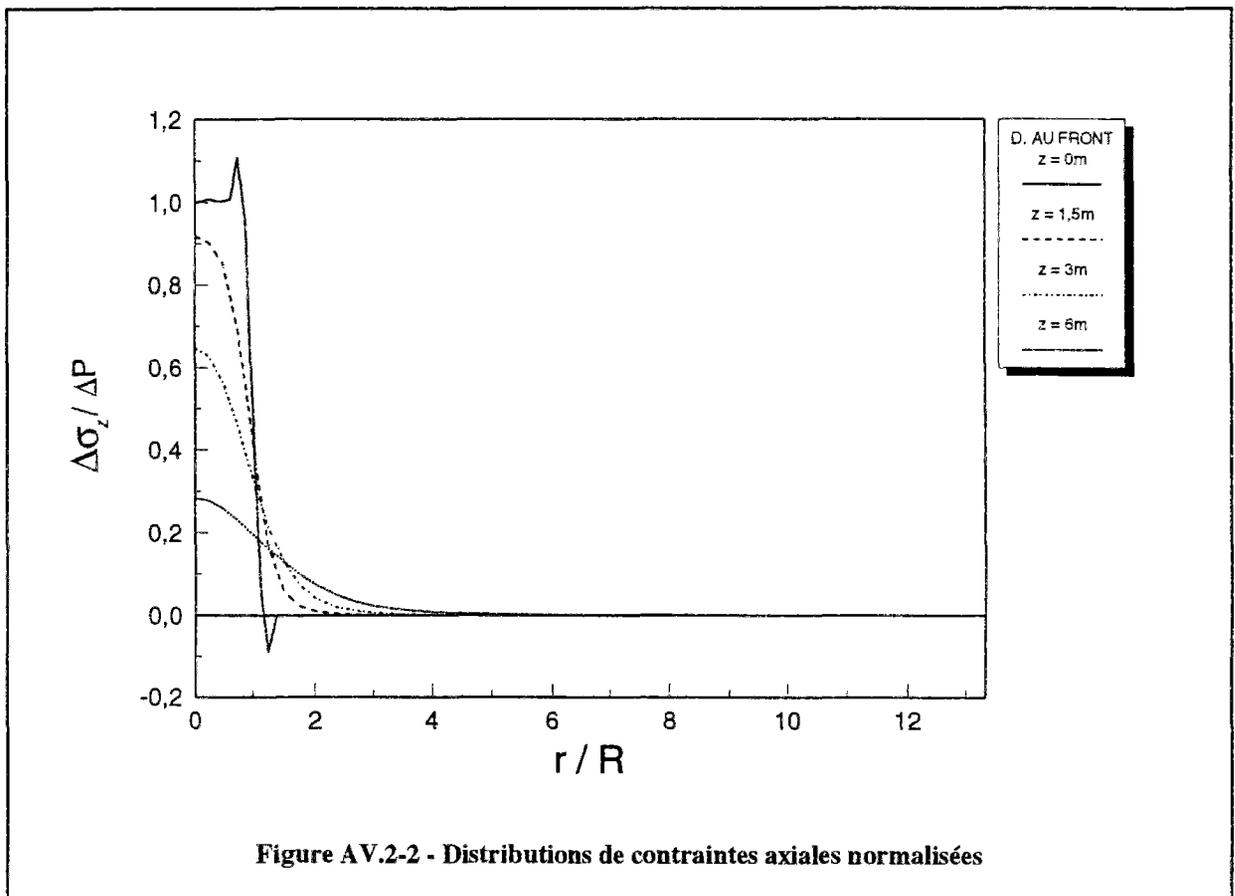


Figure AV.2-2 - Distributions de contraintes axiales normalisées

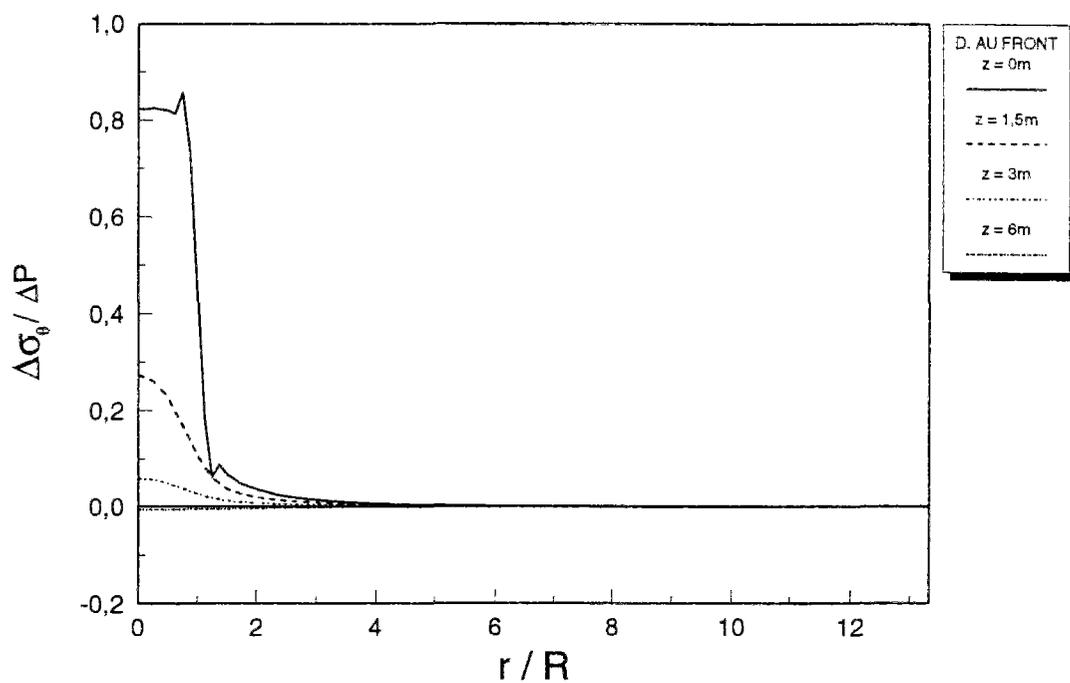


Figure AV.2-3 - Distributions de contraintes tangentielles normalisées

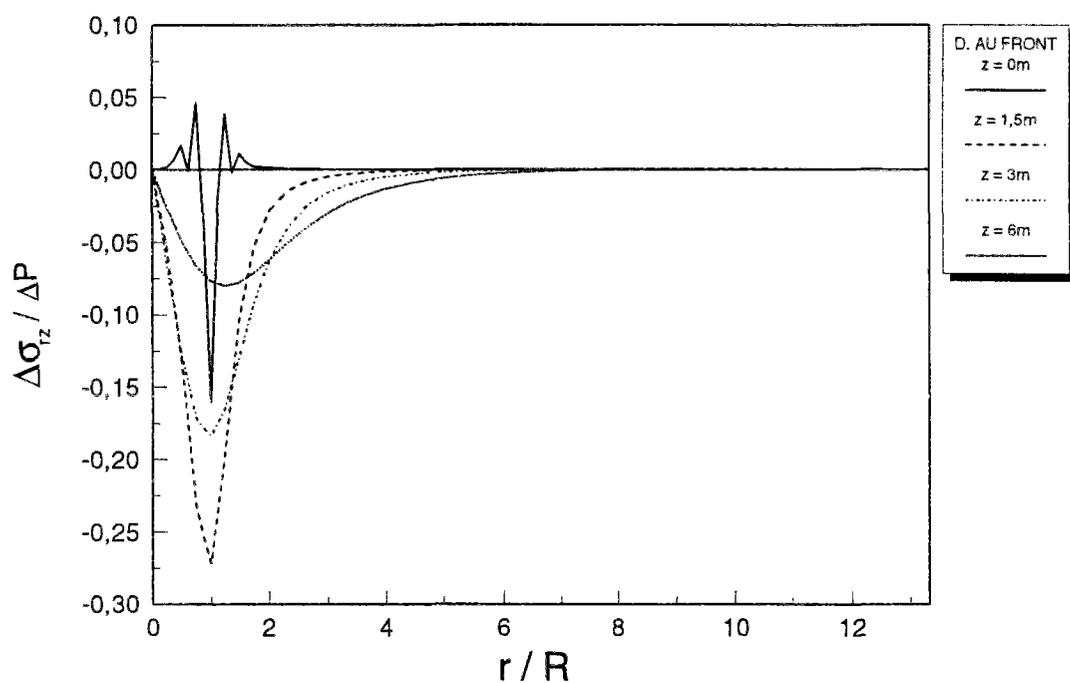


Figure AV.2-4 Distributions de contraintes de cisaillements normalisées

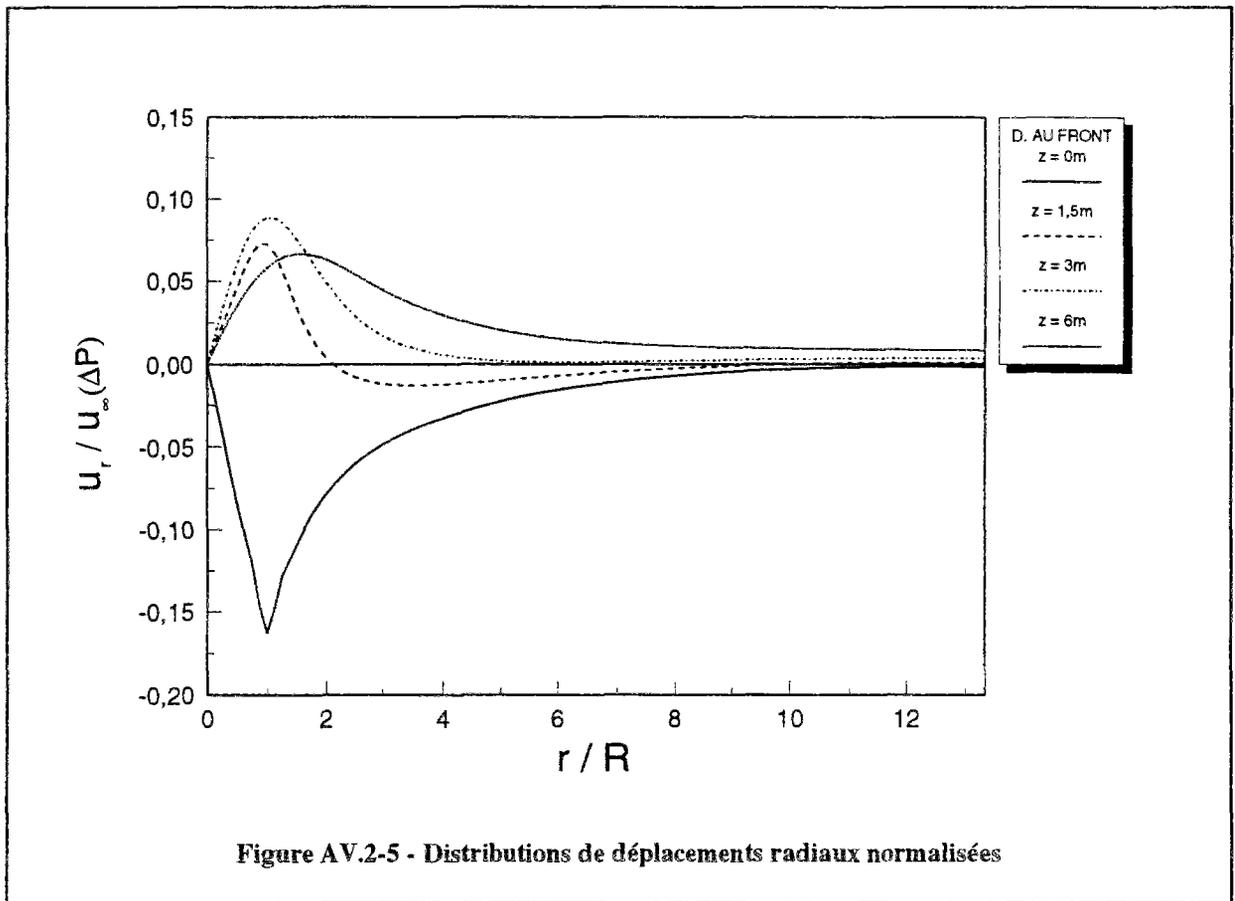


Figure AV.2-5 - Distributions de déplacements radiaux normalisés

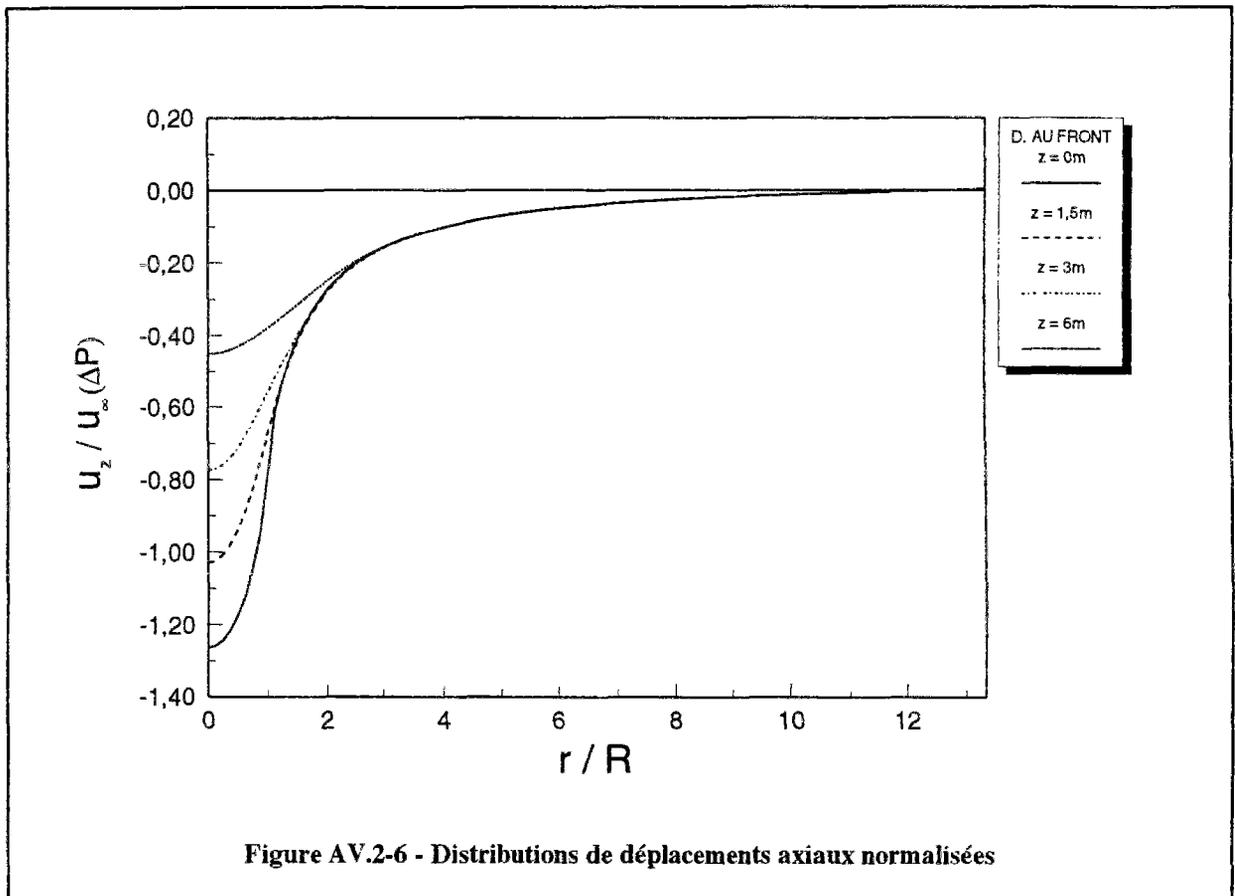


Figure AV.2-6 - Distributions de déplacements axiaux normalisés

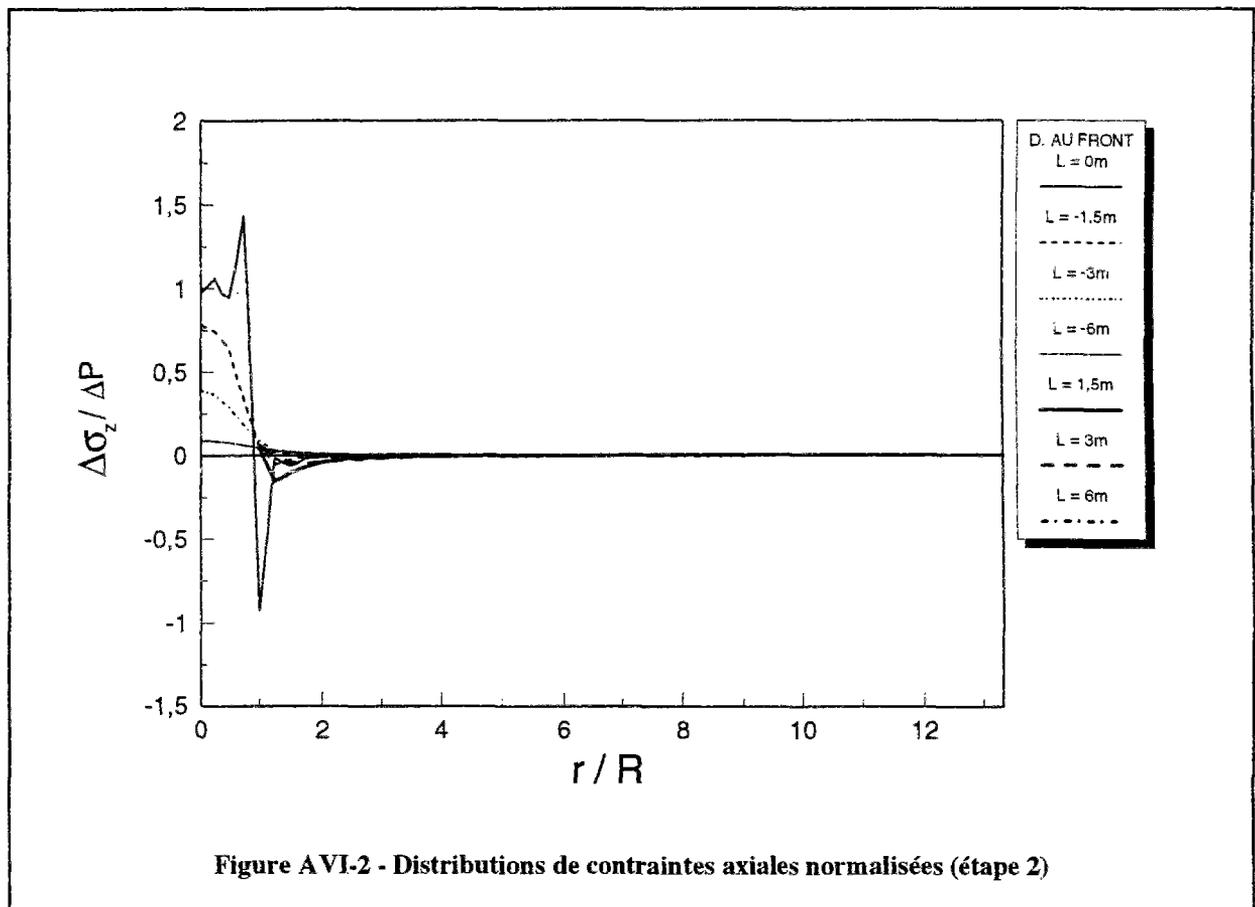
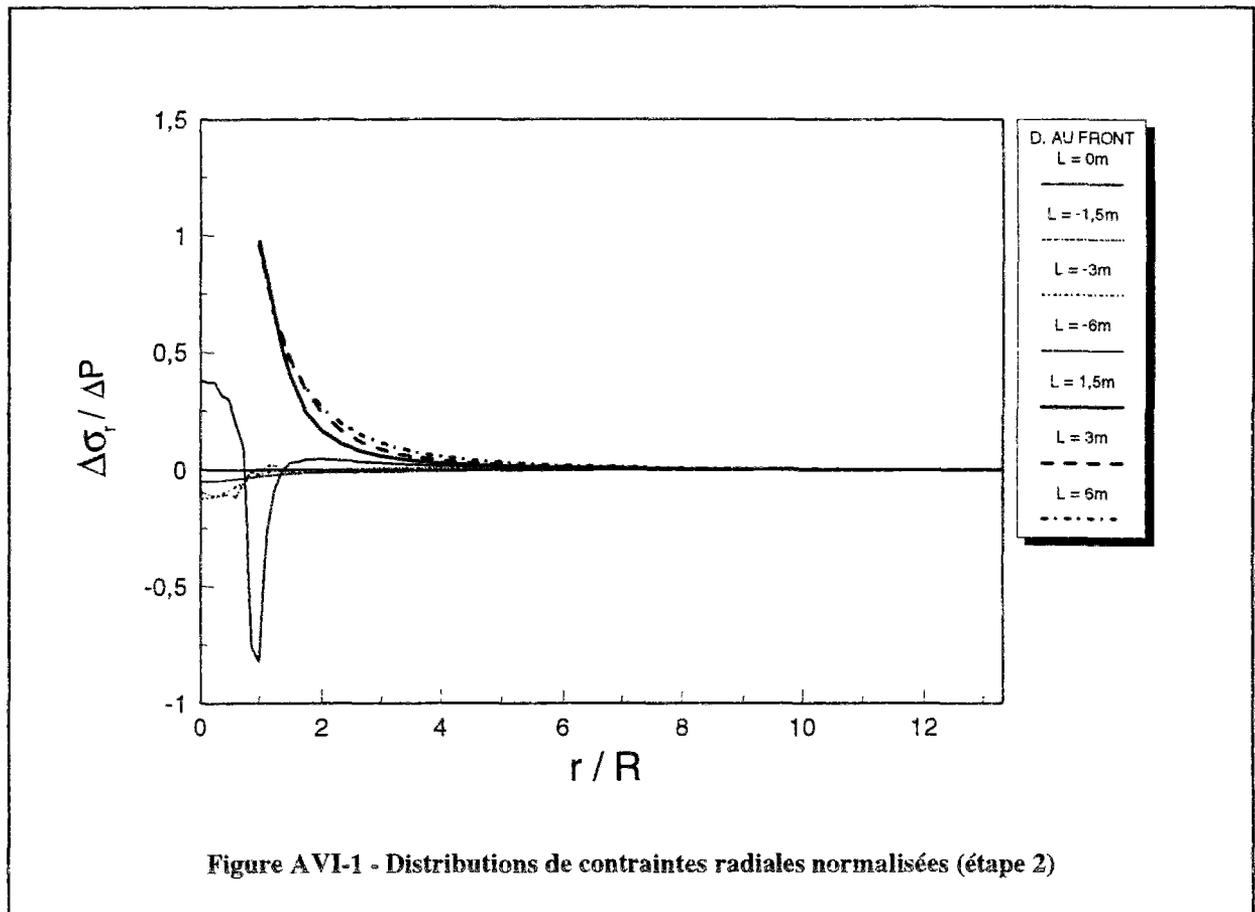
A-VI. Variation de la pression sur la périphérie

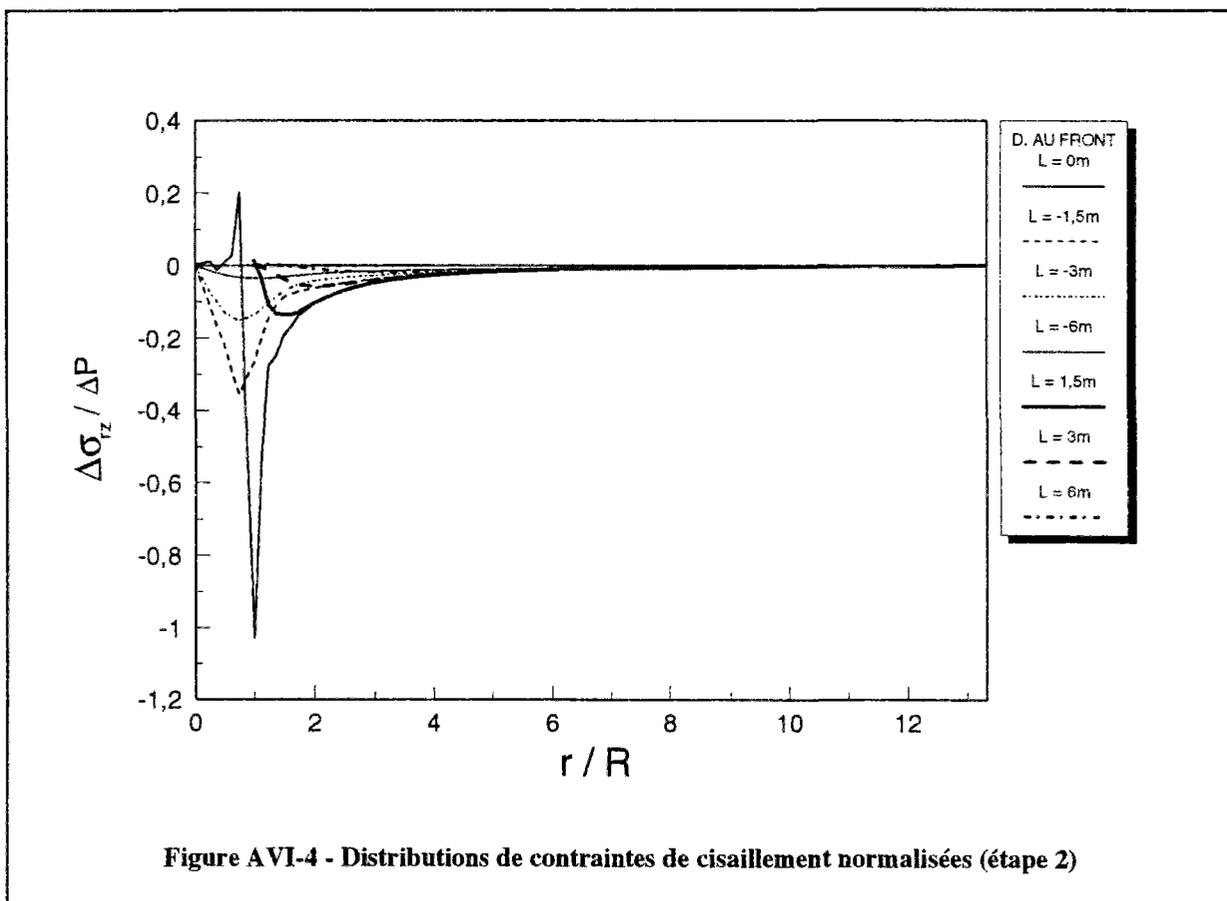
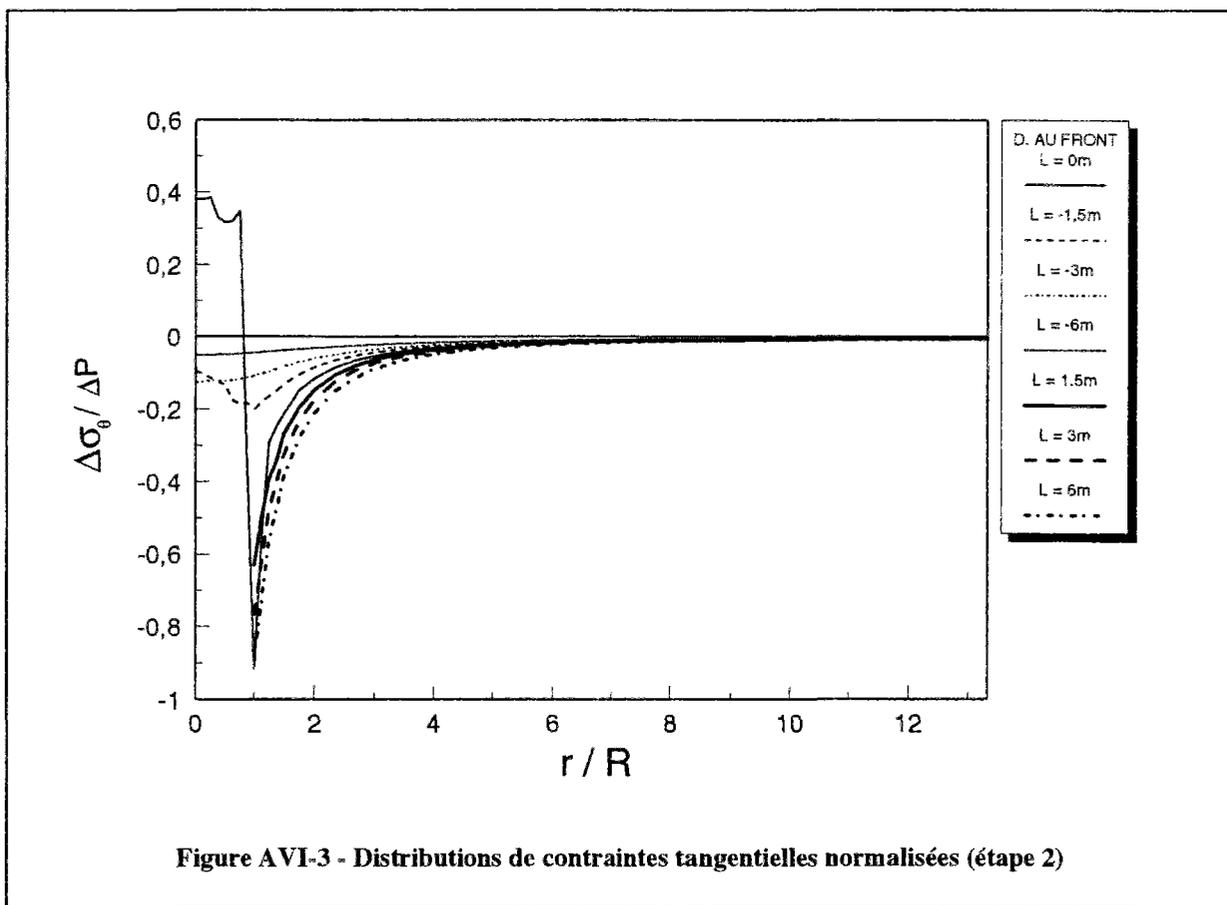
A-VI.1. Première étape de calcul

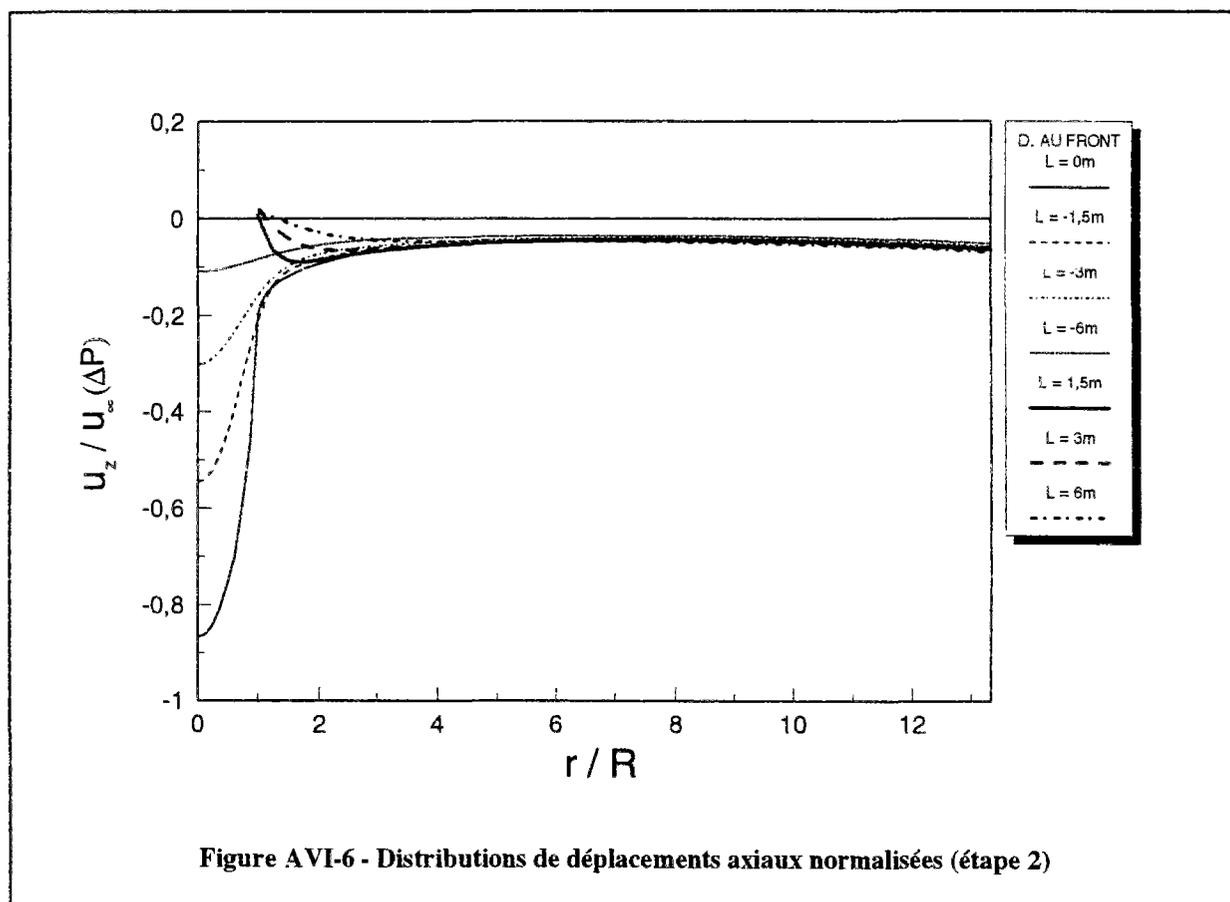
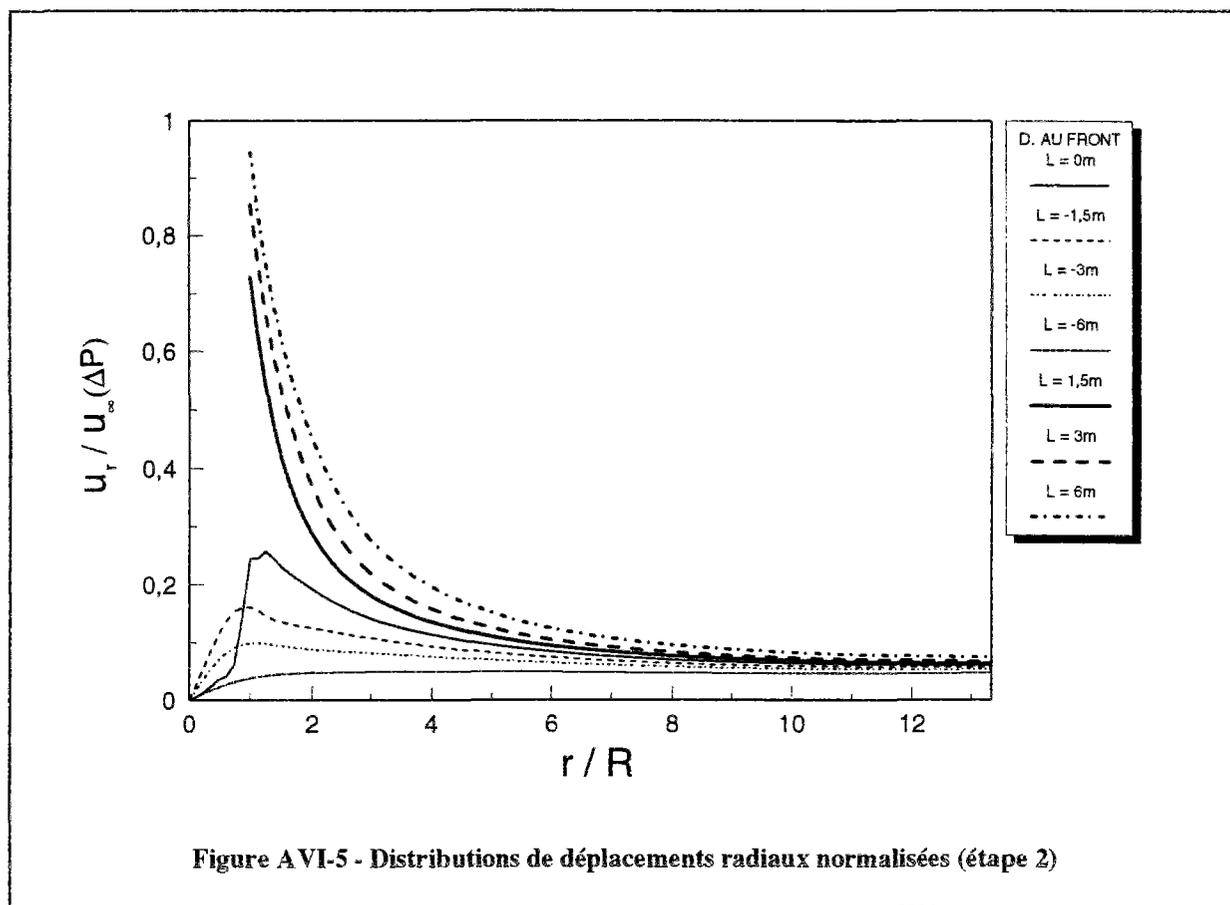
Le premier calcul conduit à un état de contrainte dans le massif, équivalent aux contraintes initiales.

A-VI.2. Deuxième étape de calcul

- (1) Les distributions de contraintes radiales obtenues par la pressurisation de la galerie montrent une diminution de contrainte en avant du front, à l'exception de la zone du noyau à excaver au front de taille, où on observe une augmentation de contrainte ; la contrainte tangentielle suit le même comportement que la contrainte radiale en avant du front ;
- (2) on remarque une augmentation de contrainte dans la direction axiale en avant du front ; le cisaillement induit dans le terrain est négatif au front de taille, et est fortement concentré au niveau de la périphérie du tunnel ;
- (3) la zone d'influence de la pressurisation de la galerie, en avant du front de taille, est pratiquement limitée à un rayon ($r = 2R$) en direction radiale et à un diamètre en direction axiale ($z = 6$ m) ;
- (4) à l'arrière du front de taille, on remarque une augmentation de contrainte radiale et une diminution de contrainte tangentielle, qui est quasi uniforme sur toute la périphérie de la section excavée, à partir d'un diamètre par rapport au front de taille ; les distributions obtenues à cette distance correspondent bien aux solutions données par les formules de Kirsch en déformation plane ; toutefois les résultats obtenus montrent que la contrainte radiale correspond à la solution en déformations planes à une distance de 1,5 m par rapport au front de taille, tandis que cette distance est pratiquement égale à 6 m en pour la contrainte tangentielle ; à l'arrière du front la contrainte axiale n'est pas influencée de taille par la pressurisation de la galerie ;
- (5) les déplacements radiaux et axiaux induits dans le terrain par la pressurisation de la galerie correspondent à une compression dans tous les cas.







A-VII. Installation du revêtement à 1,5 m derrière le front

A-VII.1. Première étape de calcul

- (1) La contrainte radiale subit une diminution dans la zone du noyau à excaver au niveau du front et devant le front de taille ; au-delà du noyau, on observe une augmentation de contrainte, qui peut être associée à un effet de voûte ; la présence de la galerie excavée affecte donc une zone limitée à deux diamètres en direction radiale ($r = 4R$) et à un rayon dans la direction axiale ($z = 3 \text{ m}$) ; la contrainte axiale suit un comportement similaire à celui de la contrainte radiale en avant du front de taille, mais sur une zone plus limitée ;
- (2) les distributions de contraintes tangentielles font apparaître une diminution dans le terrain situé devant le front de taille ; cet effet est considérablement réduit aussi bien dans la direction axiale que radiale ; le cisaillement induit dans le terrain est pratiquement négligeable dans la zone du noyau à excaver ; on remarque un léger cisaillement négatif au-delà de cette zone ;
- (3) à l'arrière du front de taille, on peut noter une diminution générale des contraintes à l'exception de la contrainte radiale.

A-VII.2. Deuxième étape de calcul

- (1) La pressurisation du front et de la partie de galerie tend à augmenter les contraintes en avant du front ; le cisaillement induit dans le terrain devant le front de taille est négatif, et présente une forte concentration au niveau de la périphérie ; la zone affectée par la pressurisation est limitée à un diamètre dans la direction axiale ($z = 6 \text{ m}$) et à un rayon en direction radiale ($r = R$) ;
- (2) à l'arrière du front de taille, on ne remarque aucun effet de la pressurisation à l'exception de la zone non-soutenue ;
- (3) au front de taille, le terrain est décomprimé dans la direction radiale dans la zone du noyau, tandis qu'il est comprimé au-delà ; le déplacement obtenu en avant du front montre que le terrain est comprimé ; à l'arrière du front de taille on observe une convergence du terrain à l'exception de la section non-soutenue.
- (4) dans la direction axiale, le terrain encaissant est repoussé aussi bien en avant qu'à l'arrière du front de taille.

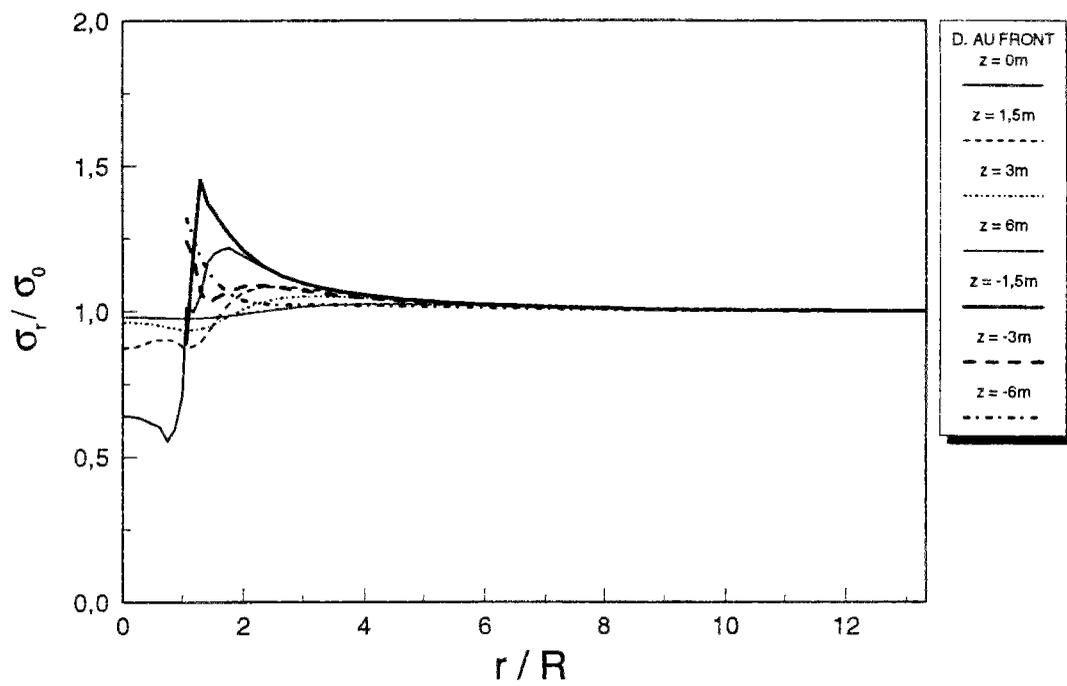


Figure AVII.1-1 - Distributions de contraintes radiales normalisées (étape 1)

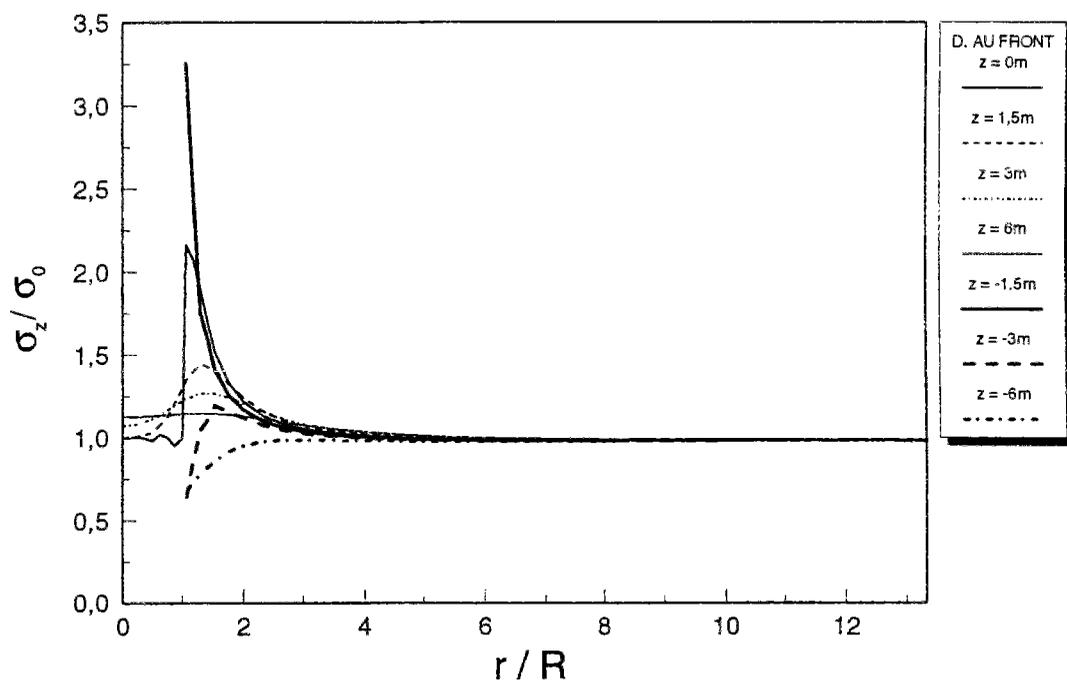


Figure AVII.1-2 - Distributions de contraintes axiales normalisées (étape 1)

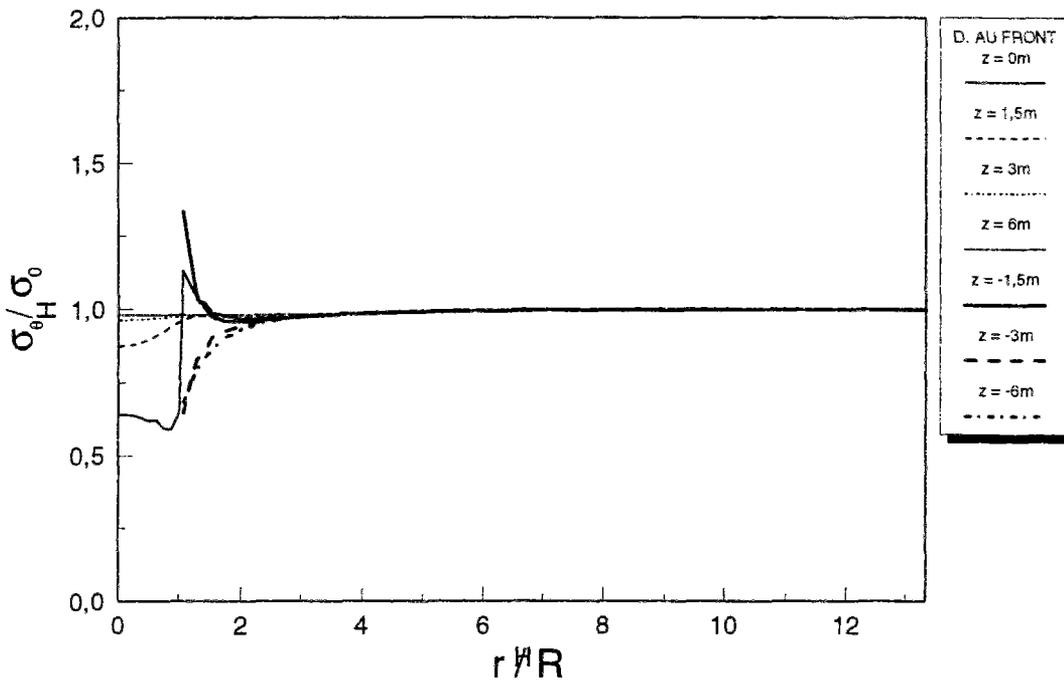


Figure AVII.1-3 - Distributions de contraintes tangentielles normalisées (étape 1)

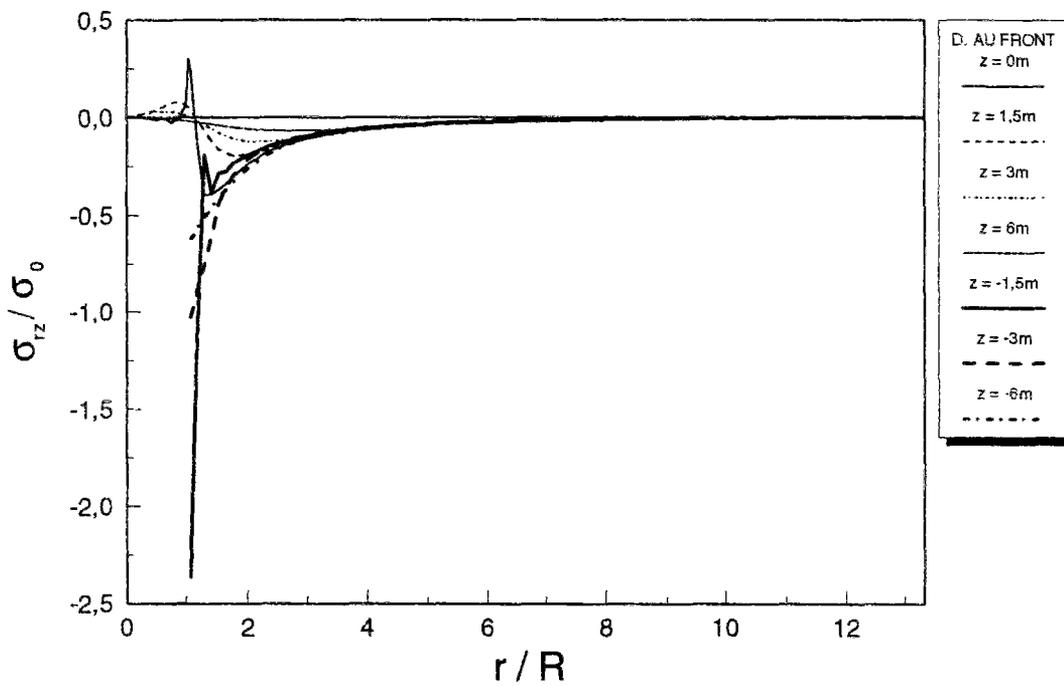
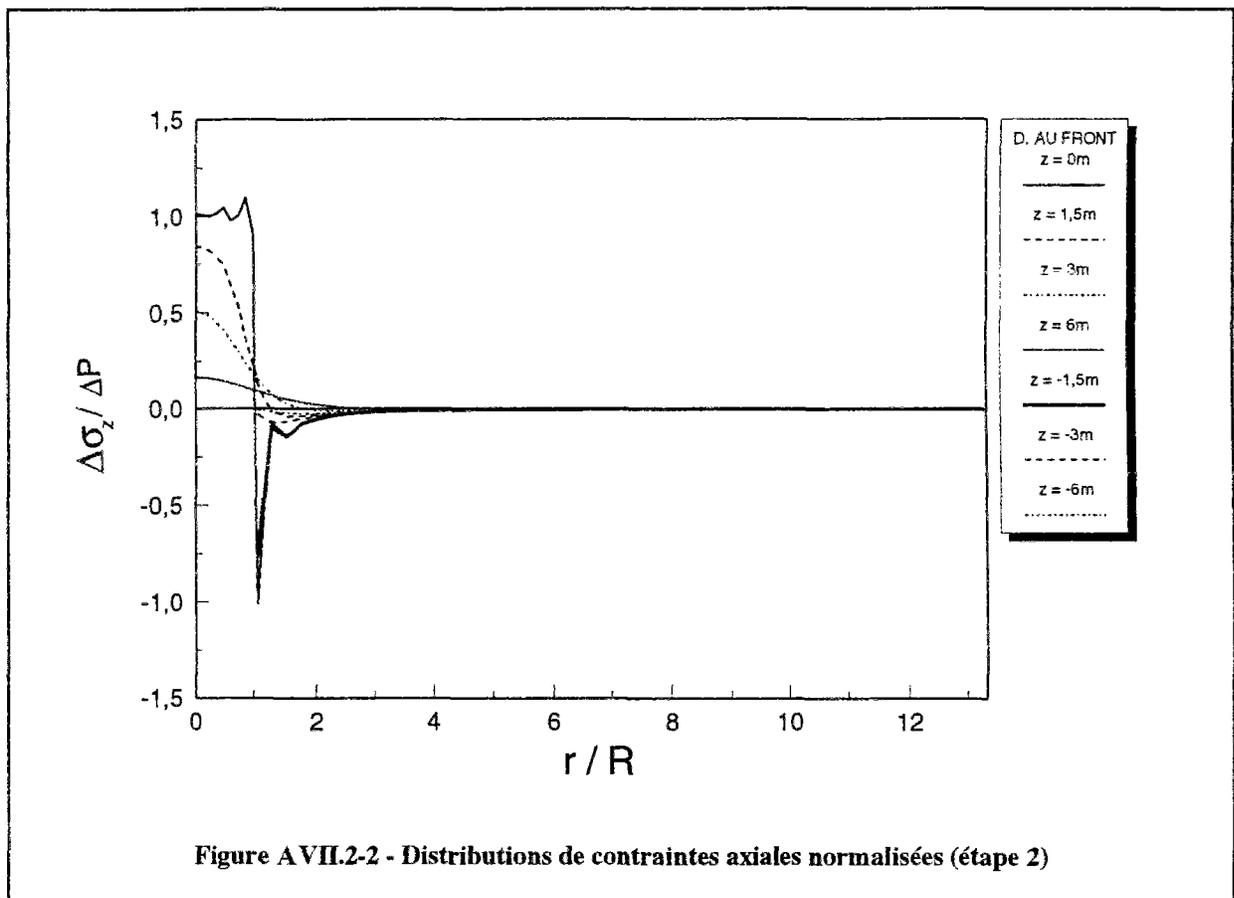
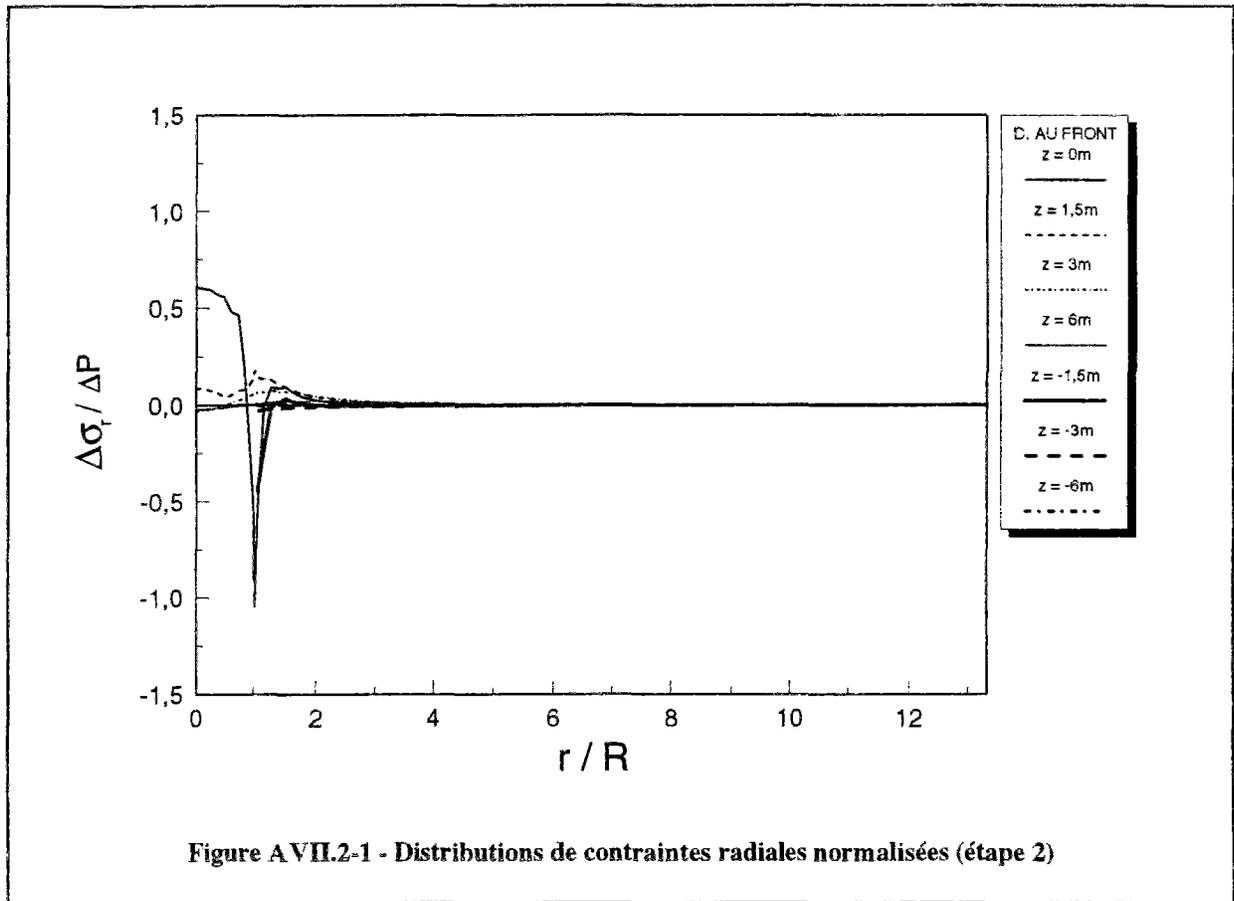
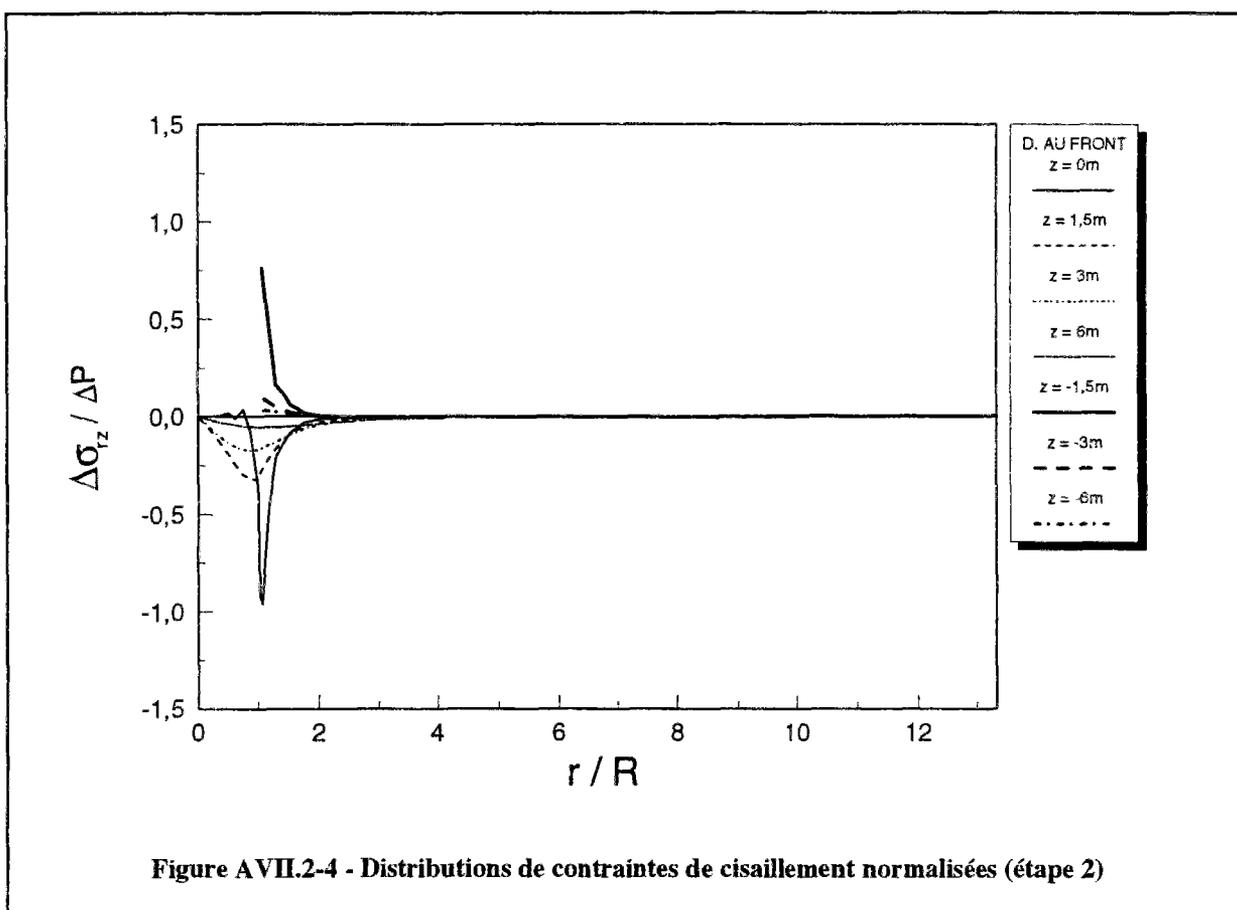
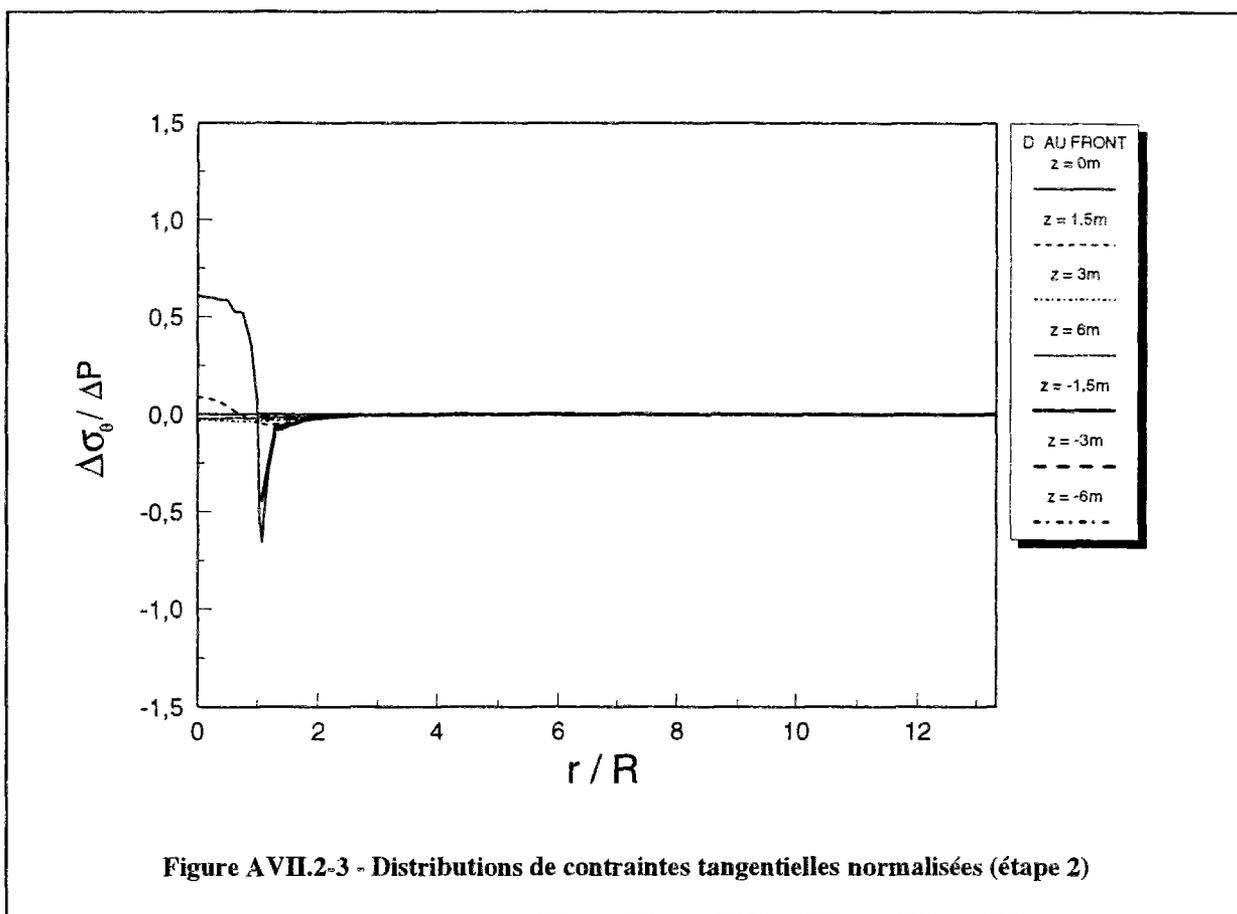
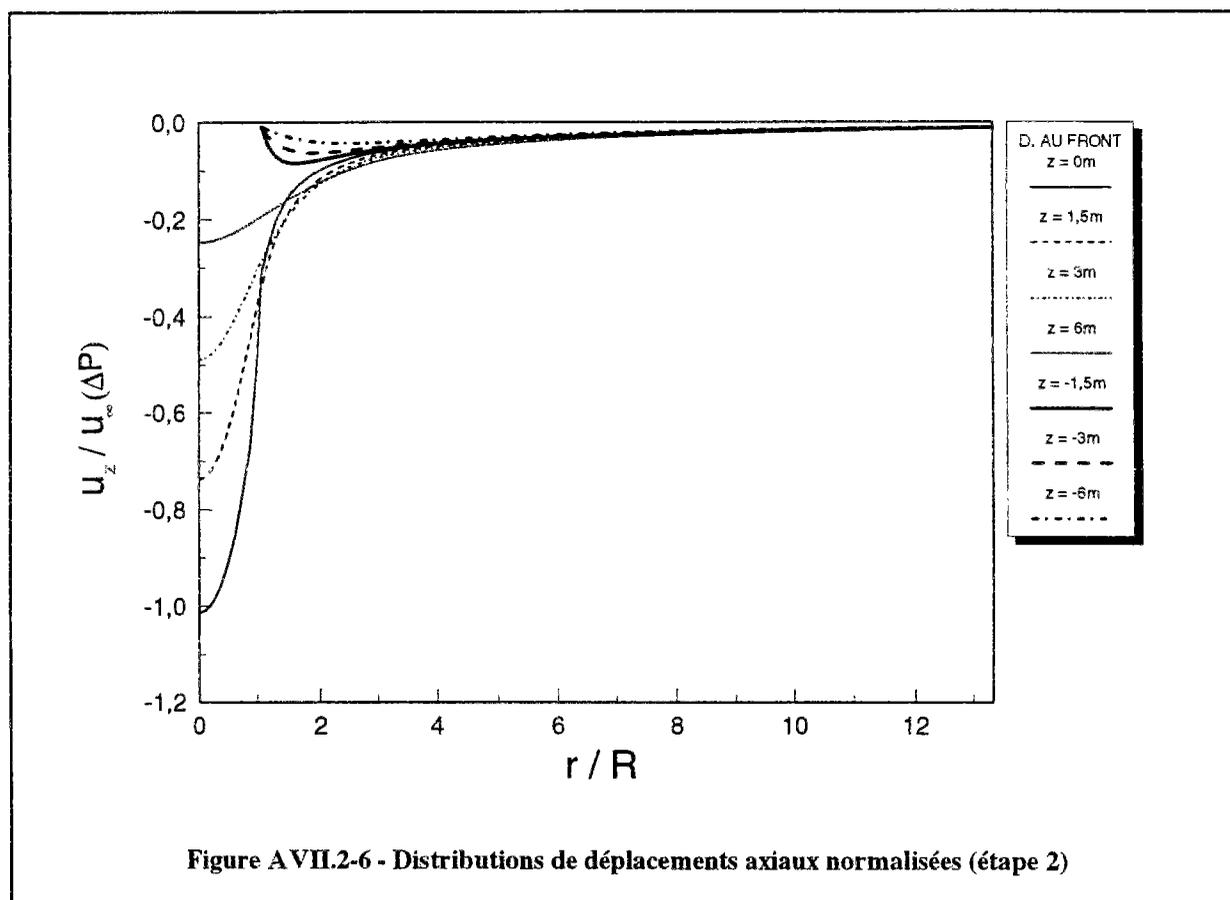
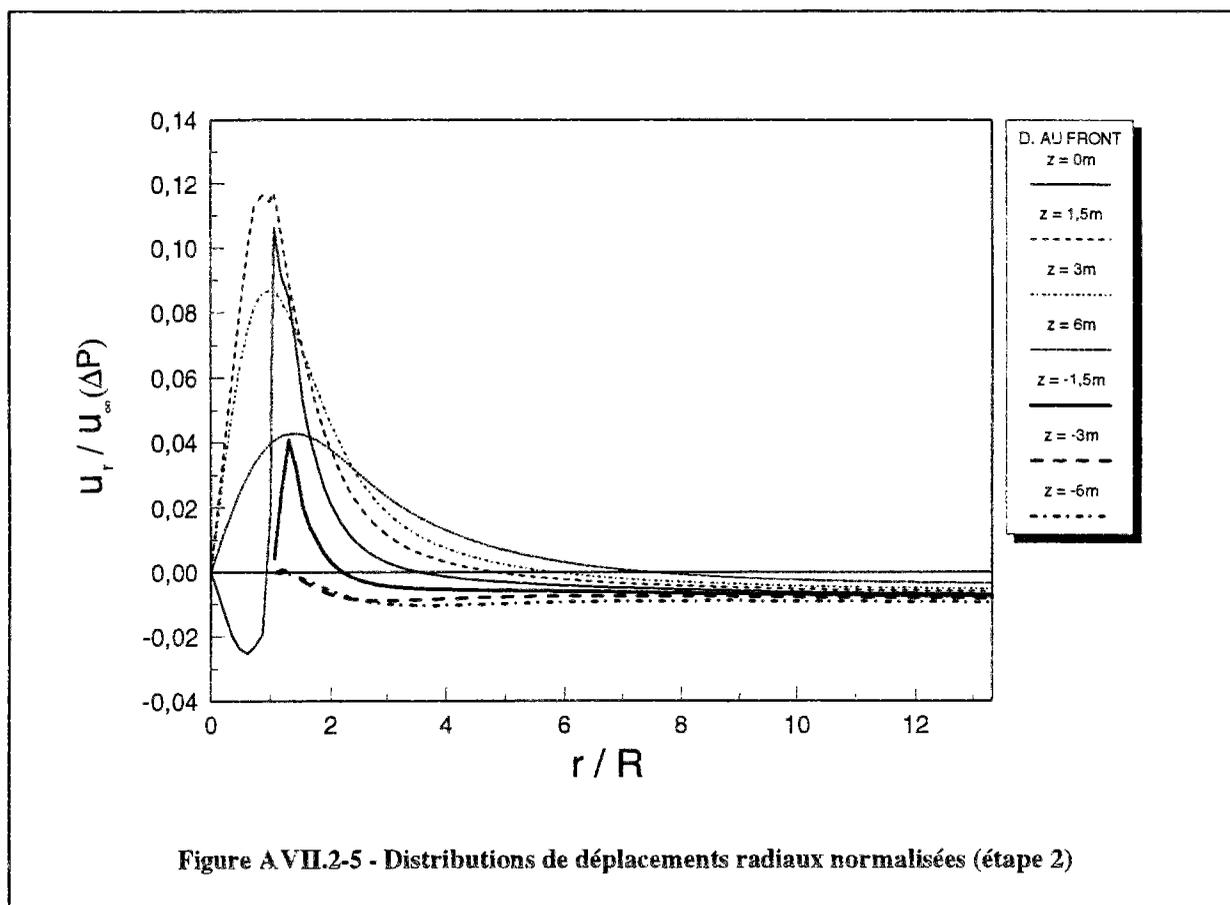


Figure AVII.1-4 - Distributions de contraintes de cisaillement normalisées (étape 1)







ANNEXE B

INFLUENCE DU POIDS DU SOL DANS LE NOYAU A EXCAVER

Plusieurs types de calculs ont été effectués, afin de mettre en évidence l'influence des forces de ramollissement dans la méthode du ramollissement. La méthode, qui est décrite dans le chapitre 5, prend en compte les déformations qui se produisent en avant du front, d'une part, en diminuant le module initial du terrain dans la zone d'excavation par un coefficient de ramollissement n et, d'autre part, en appliquant des forces dites de ramollissement (F_r) sur la périphérie du noyau à excaver ; ces forces sont déduites des forces d'excavation (F_e) à partir de :

$$F_r = \left(1 - \frac{1}{n}\right)F_e \quad (\text{B-1})$$

Dans l'application classique de la méthode, la valeur du coefficient de ramollissement, n , prise en compte dans le calcul, est également utilisée dans la relation B-1 pour évaluer les forces de ramollissement.

Dans le cadre de cette étude, nous avons étudié l'influence d'une variation du paramètre n introduit dans la relation (B-1), tout en maintenant le taux de ramollissement (i.e. la diminution de module dans le noyau à excaver) constant. Le calcul a été réalisé pour un massif homogène (figure B.1), ayant un module d'Young $E = 60$ MPa, un coefficient de Poisson $\nu = 0,33$, et un coefficient de ramollissement de 10. Les valeurs du coefficient n de la relation B-1, prises en compte sont 1, 1,5 et 500 qui représentent respectivement des forces de ramollissement quasi nulles, une valeur intermédiaire et la quasi-totalité des forces de d'excavation.

La figure B.2 décrit l'effet du coefficient n sur le déplacement induit dans le terrain sur le plan médian (AF) du tunnel : à mesure qu'on augmente la valeur du coefficient n , le déplacement induit dans le terrain diminue.

Un autre calcul a été effectué, toujours avec un coefficient $n = 500$, mais tenant compte du poids du sol existant dans le noyau, en répartissant ce poids de manière homogène sur les noeuds situés autour de la périphérie (figure B.3). La figure B.4 donne le résultat obtenu : on peut remarquer que le calcul tenant compte du poids du sol conduit à un résultat identique à celui effectué avec un coefficient $n = 1$. Ceci tend à indiquer que le coefficient n introduit

indirectement une fraction du chargement correspondant au poids du noyau à excaver. Dans ces conditions, une pondération du poids du noyau pourrait permettre de prendre en compte une diminution progressive du poids du noyau entre l'amorce des déformations du terrain et l'installation du soutènement (cas d'une longueur non soutenue derrière le front de taille).

Un dernier calcul, effectué avec le sous programme EXCA (figure B.5), a montré qu'il est dans le cas de tenir compte de la totalité du poids du sol dans le noyau à excaver. Dans le cas d'un creusement au bouclier, il est nécessaire de tenir compte de la totalité du poids du sol dans la mesure où les parois de la galerie sont soutenues par la jupe du bouclier au front de taille ; pour cette raison, le sous programme EXCA a été utilisé dans les calculs de creusement de tunnel avec soutènement du front de taille par une pression de boue.

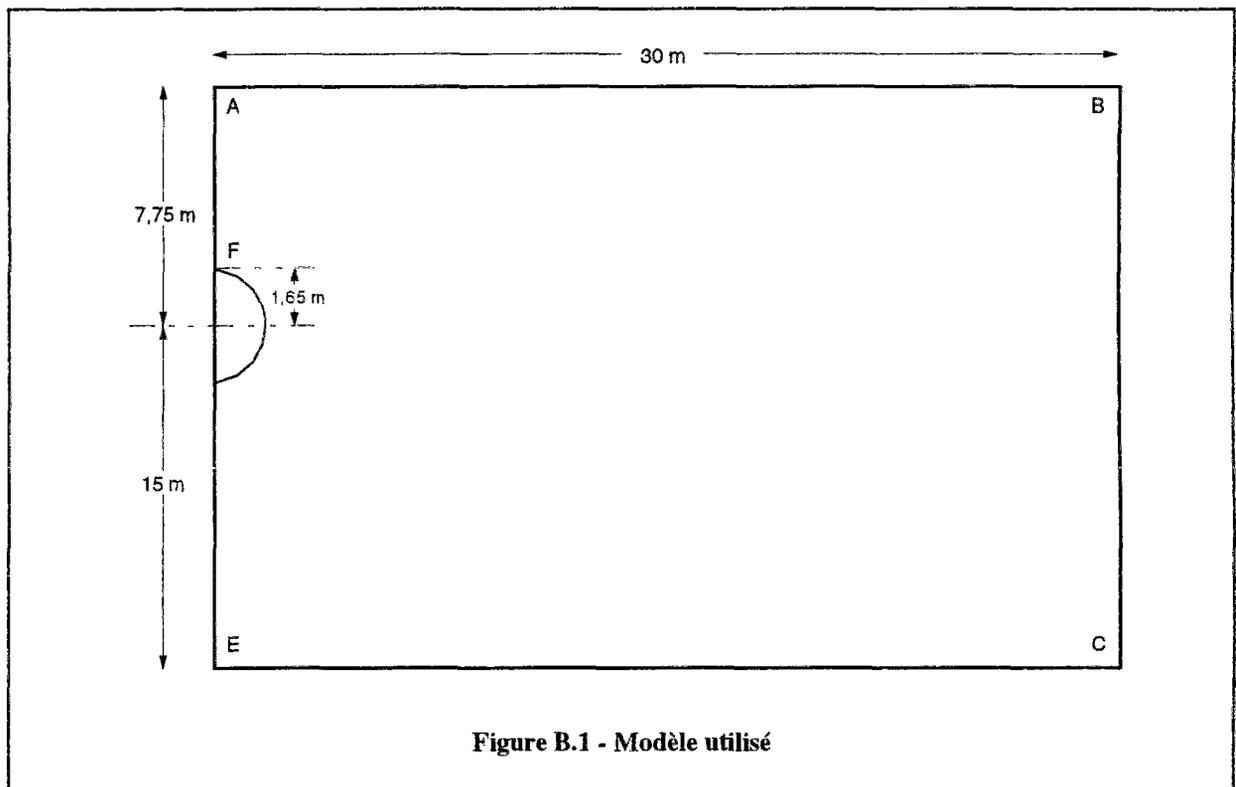


Figure B.1 - Modèle utilisé

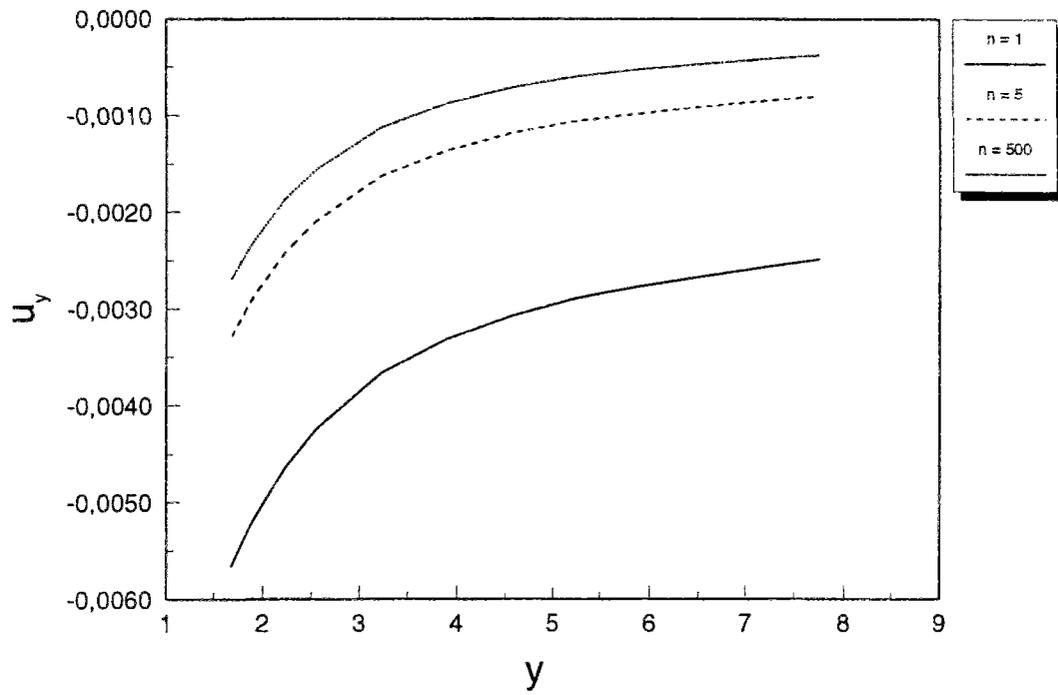


Figure B.2 - Déplacement induit dans le terrain par les différentes valeurs de n

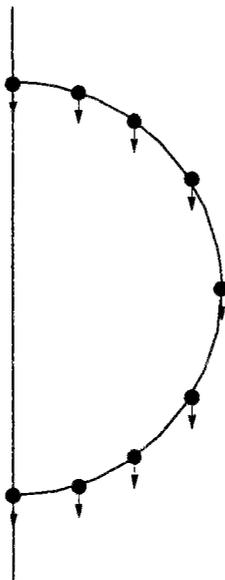


Figure B.3 - Répartition du poids du sol

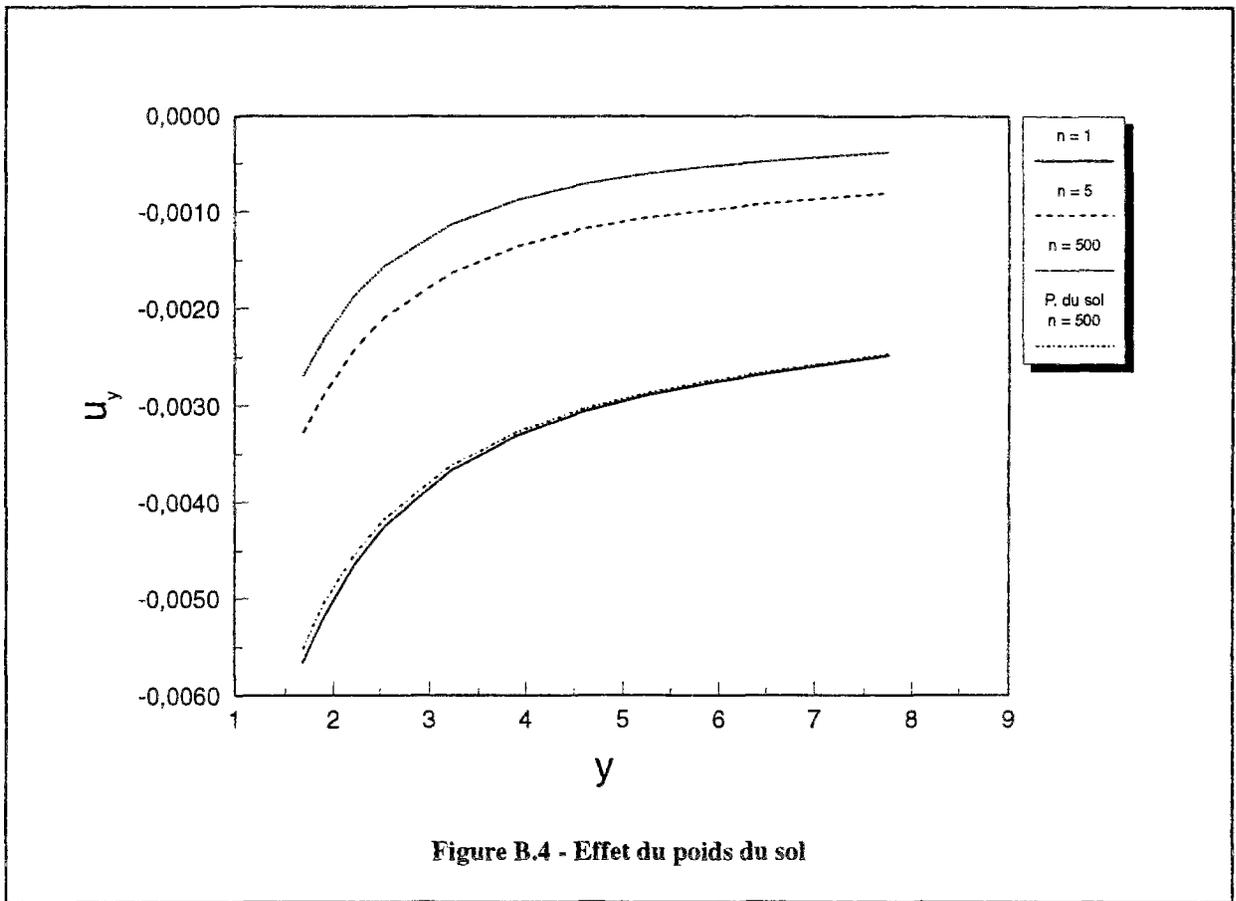


Figure B.4 - Effet du poids du sol

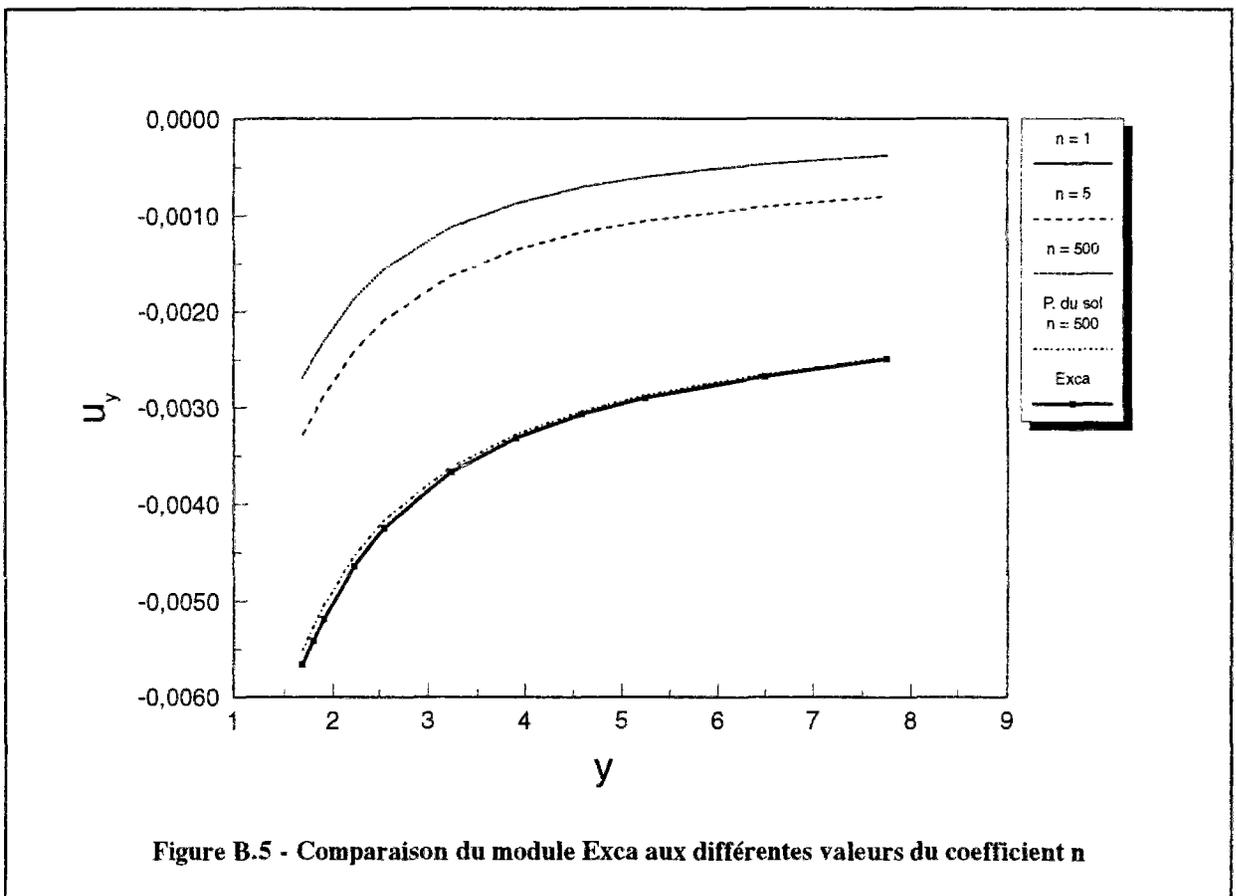


Figure B.5 - Comparaison du module Exca aux différentes valeurs du coefficient n

ANNEXE C

MESURES REALISEES SUR LE COLLECEUR VL4

ANNEXE C-I

MESURES DE NIVELLEMENT

MESURES DE NIVELLEMENT

LIGNE P3

POINTS	DISTANCE A L'AXE	PM									
		1206	1207	1209	1214	1215	1216	1221	1224	1227	1230
a	-7.00	-0.50	0.00	-0.50	-0.50	-0.30	-0.30	-0.40	-1.00	0.00	0.00
b	-5.00	-1.50	-1.00	-1.40	-1.60	-1.40	-1.20	-1.40	-1.00	-1.00	-1.00
c	-2.50	-1.50	-2.00	-2.60	-3.10	-3.00	-2.70	-2.90	-3.00	-5.00	-3.00
d	0.00	-2.50	-3.00	-4.60	-5.40	-5.30	-5.20	-5.40	-5.00	-6.00	-6.00
e	2.50	-1.50	-2.00	-3.00	-3.60	-3.50	-3.30	-3.50	-3.00	-4.00	-4.00
f	5.00	-1.50	-3.00	-2.00	-2.00	-2.20	-1.90	-2.20	-3.00	-3.00	-3.00
g	10.00	1.00	0.00	0.60	0.80	0.80	0.80	0.80	1.00	1.00	0.00

MESURES DE NIVELLEMENT

LIGNE P4

POINTS	DISTANCE A L'AXE	PM									
		1206	1207	1209	1214	1215	1216	1221	1224	1227	1230
a	-7.00	-1.50	-1.00	-1.00	-1.20	-1.40	-1.00	-1.30	-1.00	-1.00	-1.00
b	-5.00	0.50	0.00	-0.40	-0.70	-1.20	-0.70	-0.60	-1.00	-1.00	-1.00
c	-2.50	-0.50	0.00	-1.50	-2.60	-3.20	-2.90	-3.70	-3.00	-3.00	-3.00
d	0.00	0.50	4.00	2.60	0.60	-0.80	-0.60	-1.00	0.00	-1.00	-1.00
e	2.50	-1.00		-2.00	-3.20	-3.70	-3.60	-3.80	-4.00	-5.00	-4.00
f	5.00	-3.00	-3.00	-2.50	-3.10	-3.20	-3.00	-3.30	-4.00	-3.00	-3.00
g	10.00	-0.50	0.00	0.00	-0.10	-0.20	0.20	-0.10	0.00	0.00	1.00

MESURES DE NIVELLEMENT		PM												
LIGNE P5														
POINTS	DISTANC A L'AXE	1206	1207	1209	1214	1215	1216	1221	1224	1227	1230			
a	-7.00	-0.50	0.00	0.30	0.50	0.50	0.70	0.30	1.00	0.00	0.00			
b	-5.00	-0.50	-2.00	-0.80	-0.90	-0.90	-0.70	-1.00	-2.00	-2.00	-2.00			
c	-2.50	-1.50	-1.00	-0.70	-0.80	-1.20	-0.90	-1.20	-2.00	-2.00	-2.00			
d	0.00	-1.00	-2.00	-0.70	-1.00	-1.80	-1.60	-2.00	-3.00	-3.00	-3.00			
e	2.50	-0.50	-1.00	-0.40	-0.60	-1.00	-0.70	-1.10	-1.00	-2.00	-2.00			
f	5.00	1.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.50	0.00	0.00	0.00			
g	10.00	-0.50	0.00	0.50	0.60	0.70	1.00	0.60	0.00	0.00	1.00			

ANNEXE C-II

EXTENSOMETRES

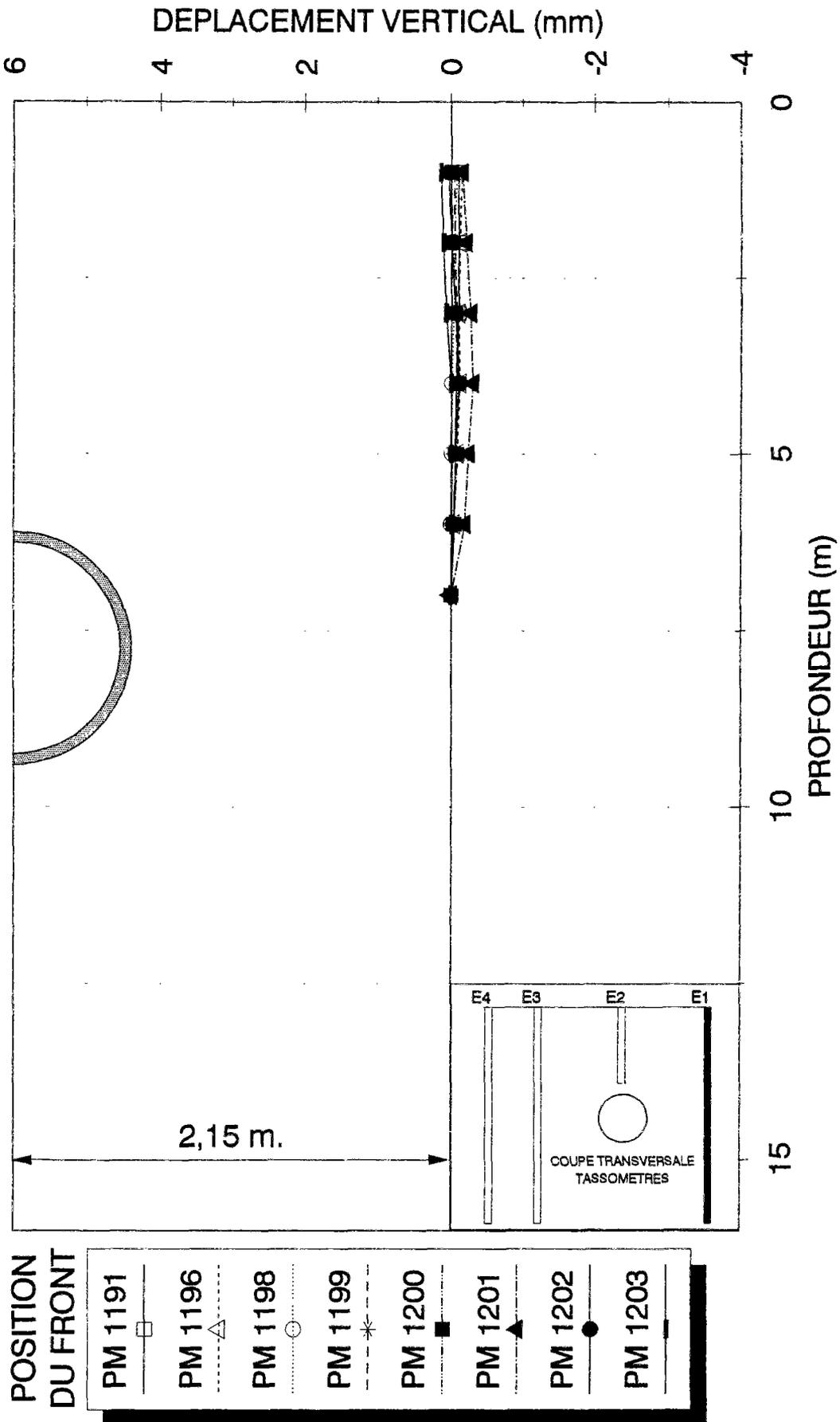


Fig. CII.1 - COLLECTEUR VL4-MESURES EXTENSOMETRIQUES AU PM 1200-EXTENSOMETRE E1 (CES VALEURS NE TIENNENT PAS COMPTE DU NIVELLEMENT EN SURFACE)

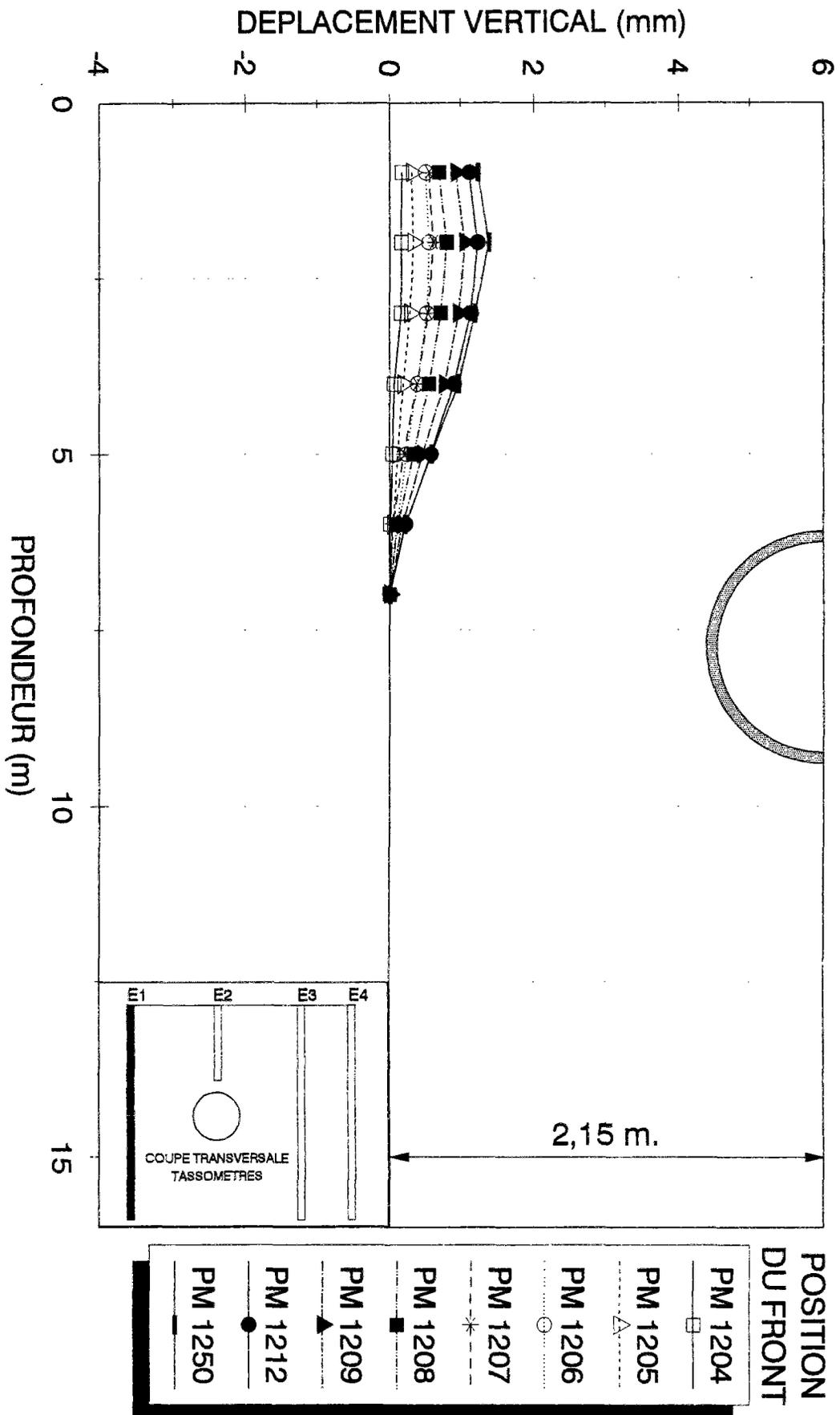


Fig. CII.2 - COLLECTEUR VL4-MESURES EXTENSOMETRIQUES AU PM 1200-EXTENSOMETRE E1
(CES VALEURS NE TIENNENT PAS COMPTE DU NIVELLEMENT EN SURFACE)

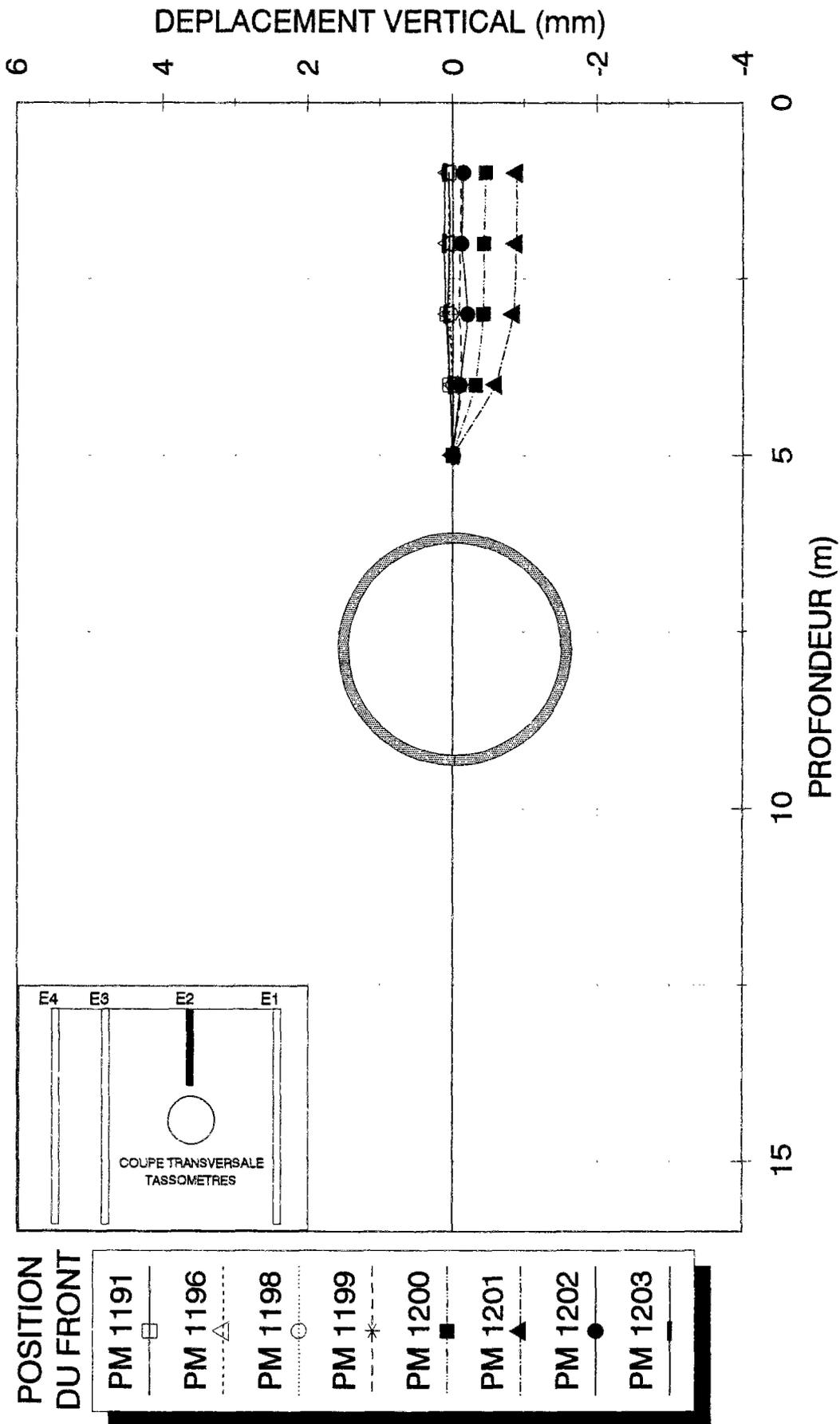


Fig. CII.3 - COLLECTEUR VL4-MESURES EXTENSOMETRIQUES AU PM 1200-EXTENSOMETRE E2
(CES VALEURS NE TIENNENT PAS COMPTE DU NIVELLEMENT EN SURFACE)

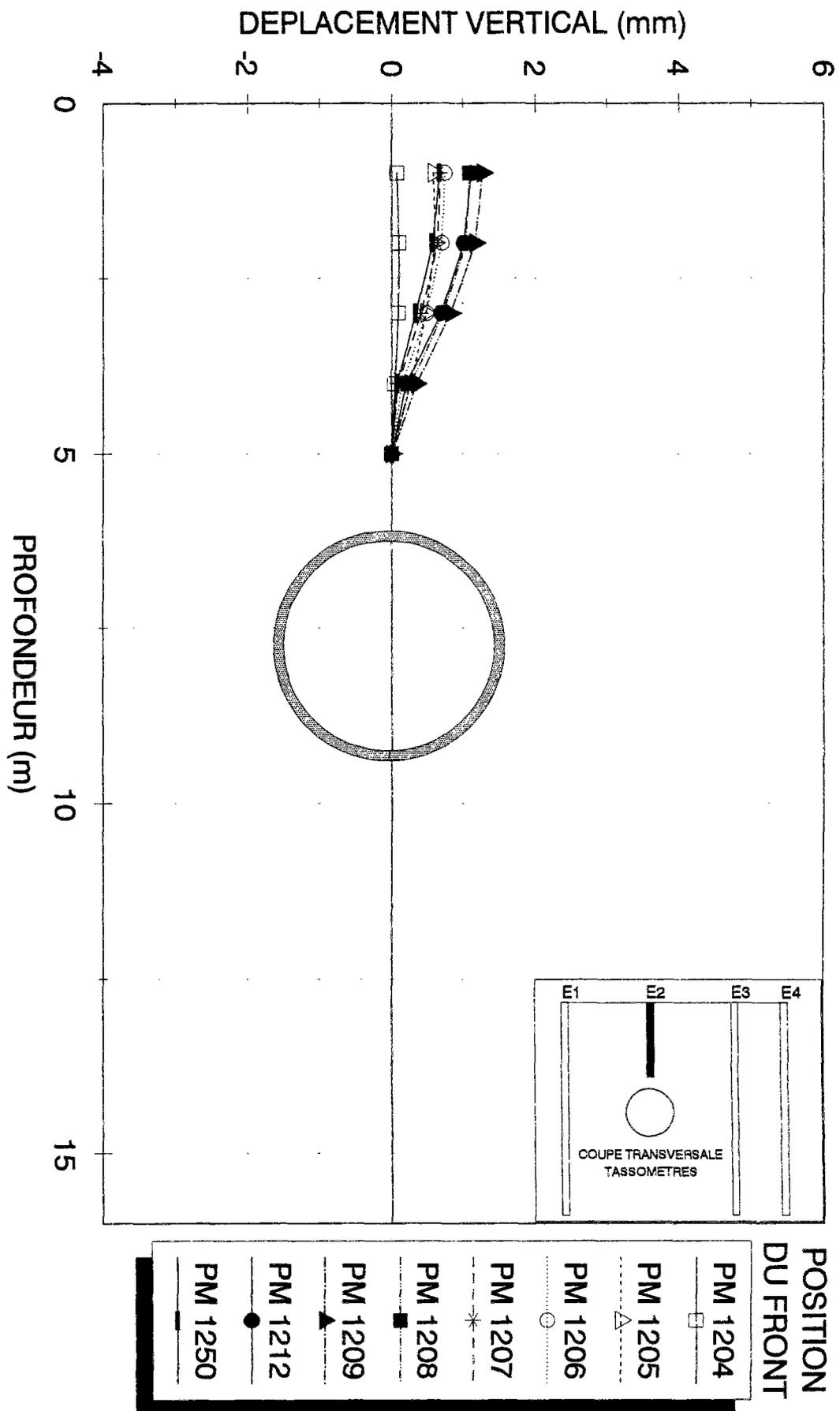


Fig. CII.4 - COLLECTEUR VL4-MESURES EXTENSOMETRIQUES AU PM 1200-EXTENSOMETRE E2
(CES VALEURS NE TIENNENT PAS COMPTE DU NIVEILLEMENT EN SURFACE)

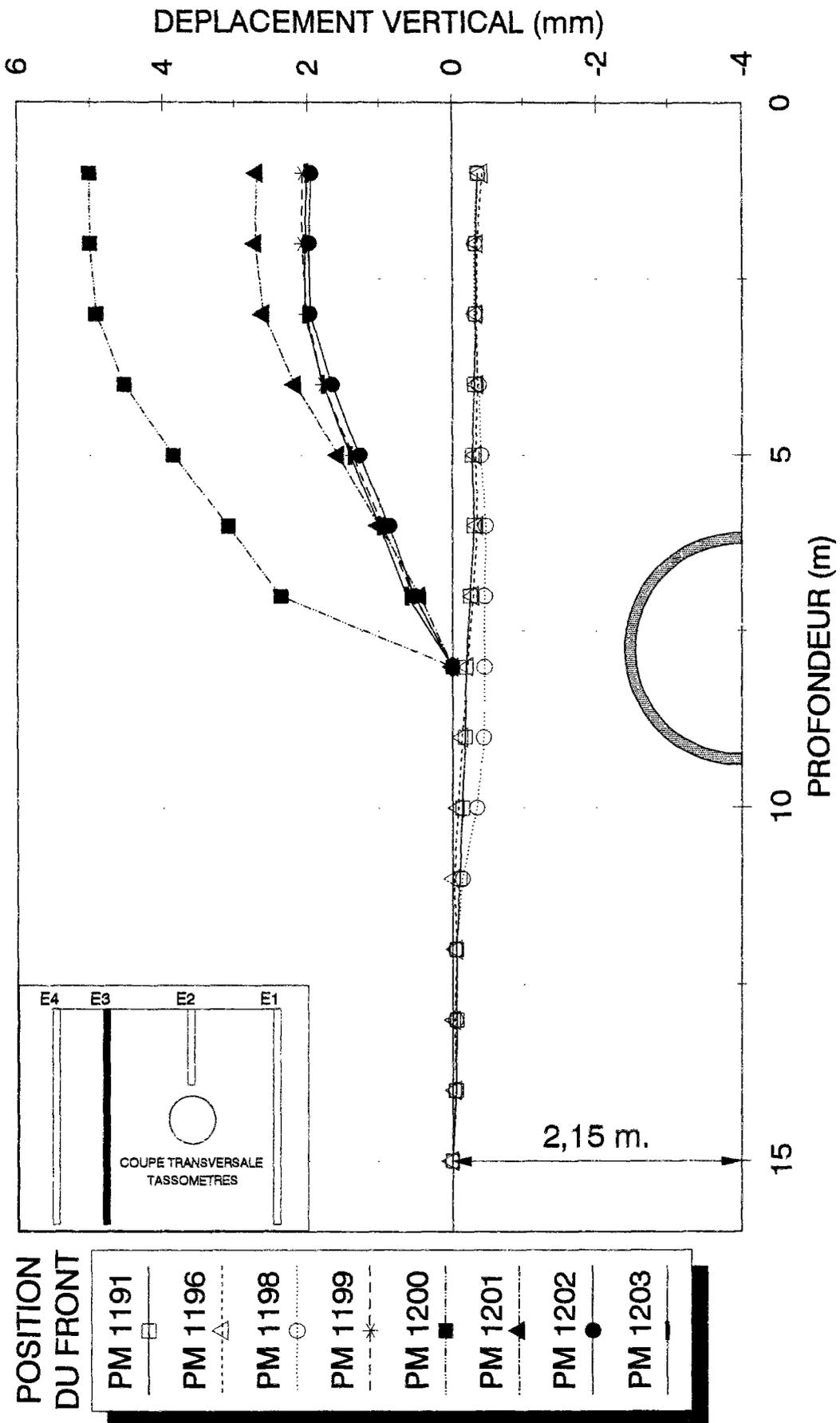


Fig. CII.5 - COLLECTEUR VL4-MESURES EXTENSOMETRIQUES AU PM 1200-EXTENSOMETRE E3
(CES VALEURS NE TIENNENT PAS COMPTE DU NIVELLEMENT EN SURFACE)

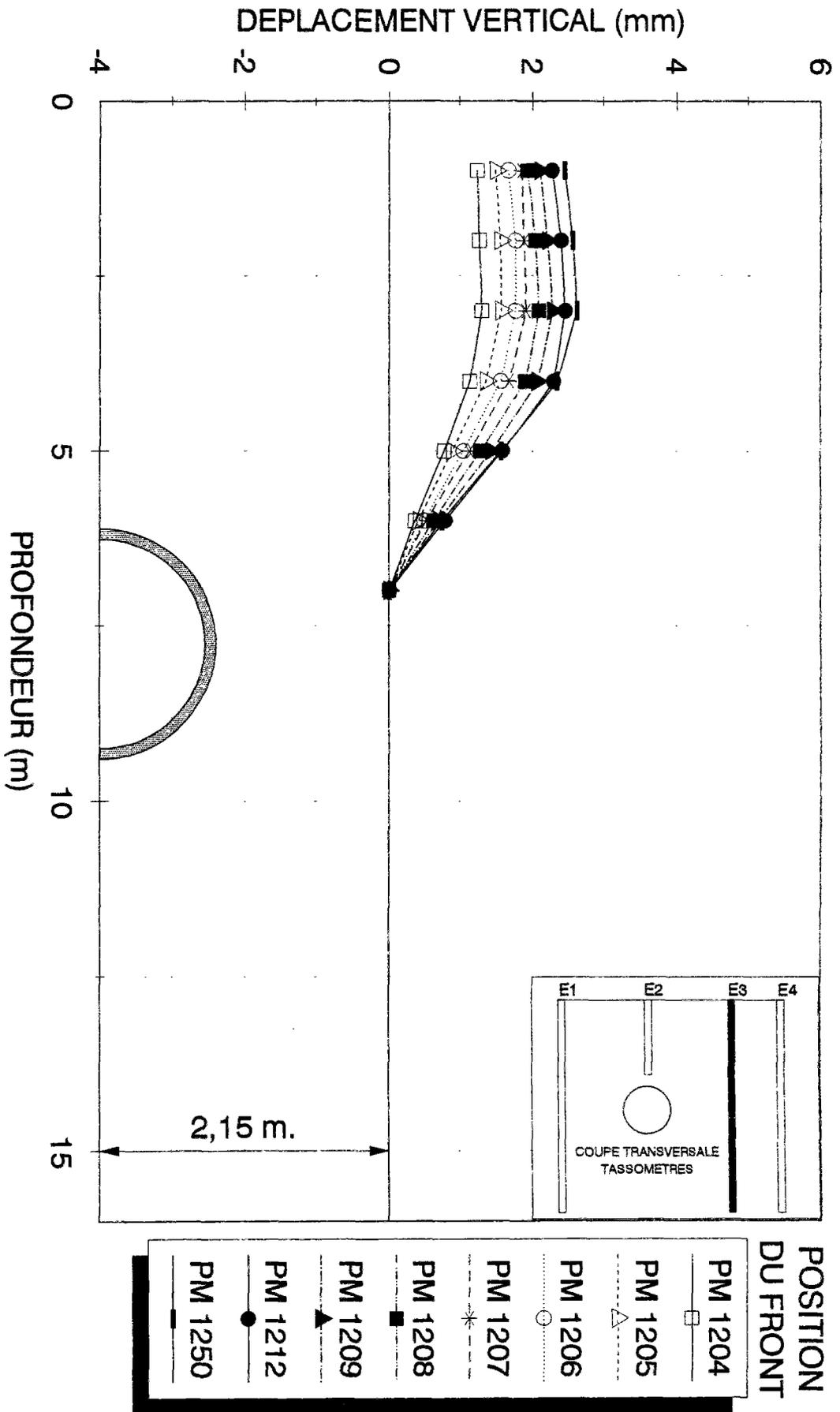


Fig. CII.6 - COLLECTEUR VL4-MESURES EXTENSOMETRIQUES AU PM 1200-EXTENSOMETRE E3
(CES VALEURS NE TIENNENT PAS COMPTE DU NIVELLEMENT EN SURFACE)

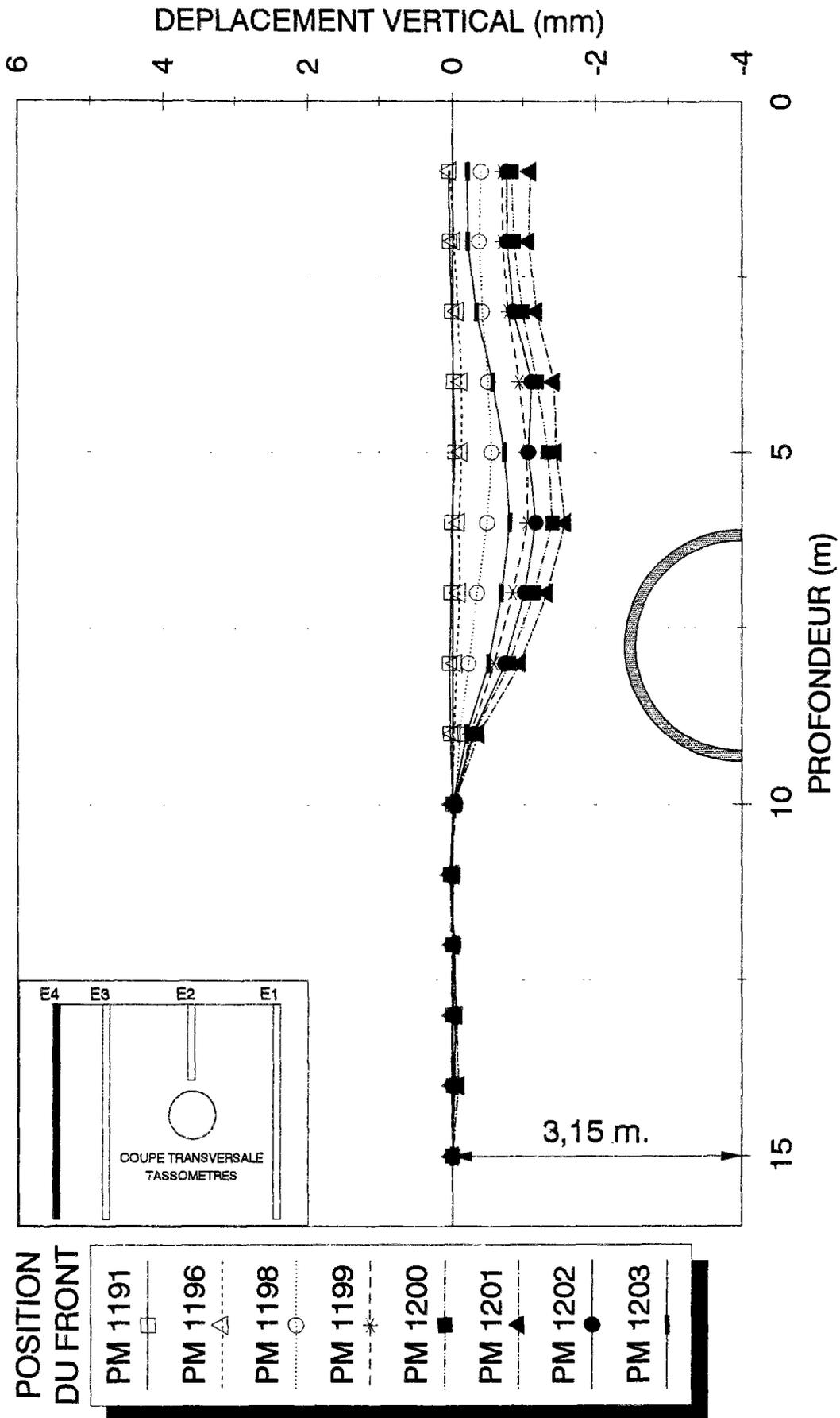


Fig. CII.7 - COLLECTEUR VL4-MESURES EXTENSOMETRIQUES AU PM 1200-EXTENSOMETRE E4
(CES VALEURS NE TIENNENT PAS COMPTE DU NIVELLEMENT EN SURFACE)

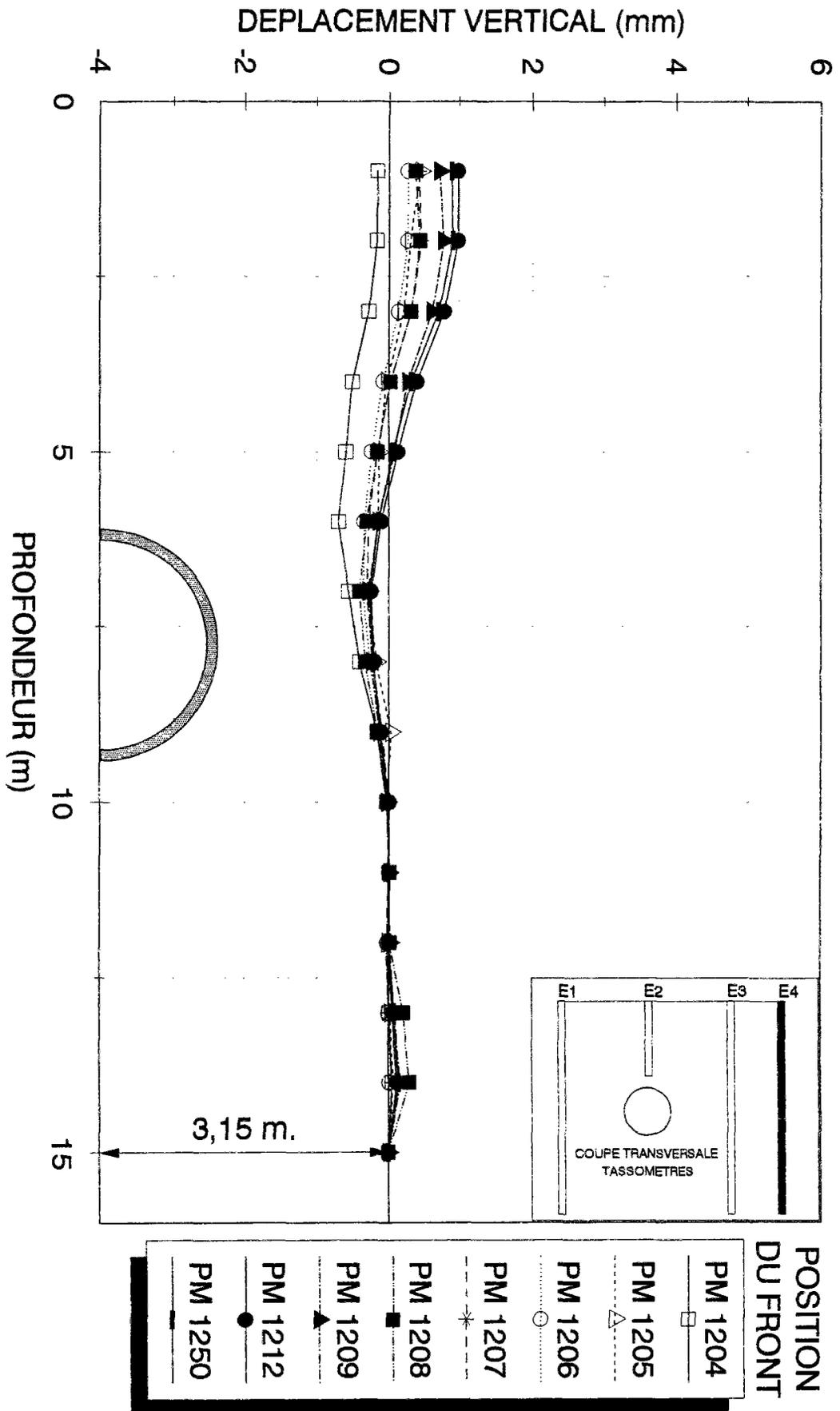


Fig. CII.8 - COLLECTEUR VL4-MESURES EXTENSOMETRIQUES AU PM 1200-EXTENSOMETRE E4
(CES VALEURS NE TIENNENT PAS COMPTE DU NIVELLEMENT EN SURFACE)

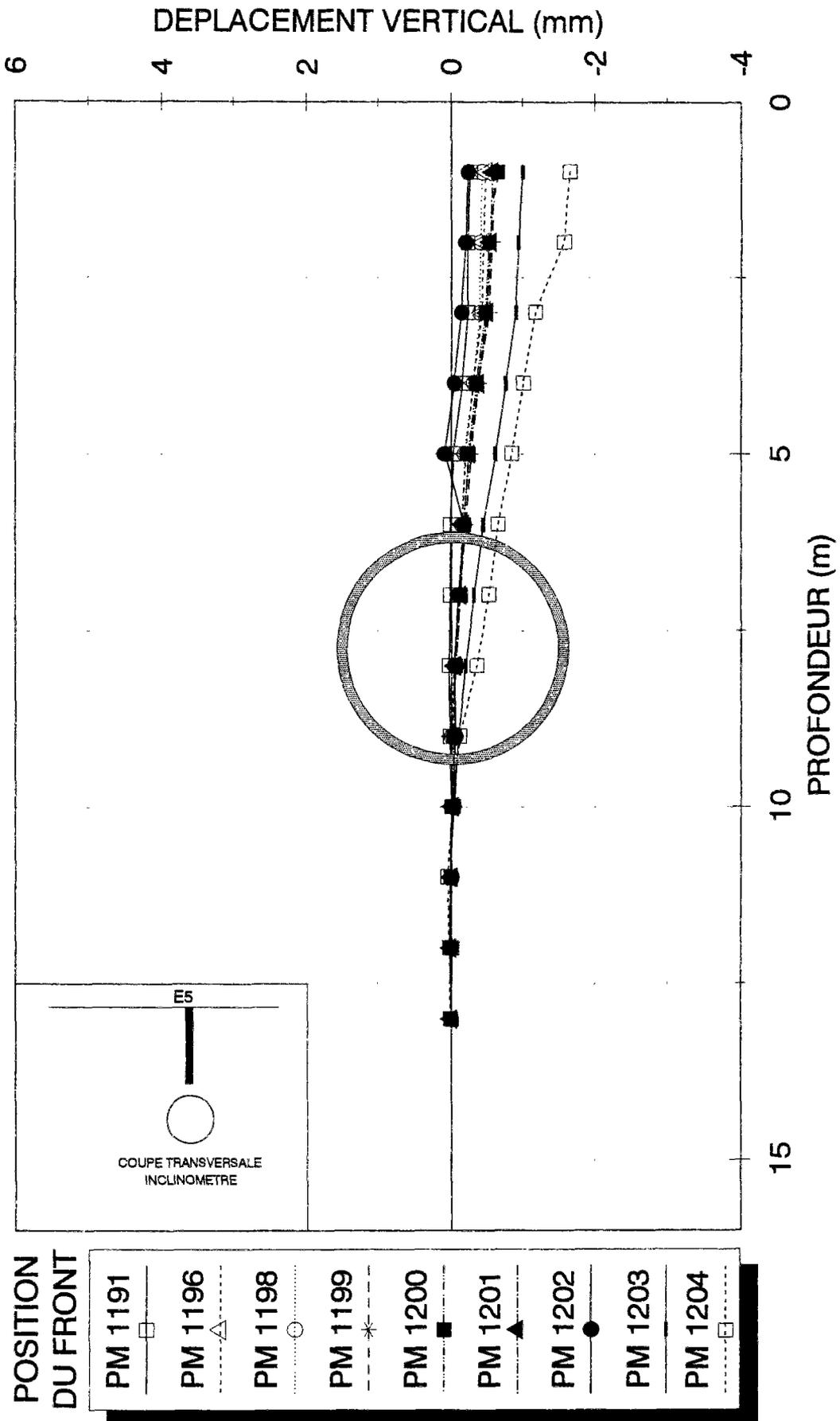


Fig. CII.9 - COLLECTEUR VL4-MESURES EXTENSOMETRIQUES AU PM 1205-EXTENSOMETRE E5
(CES VALEURS NE TIENNENT PAS COMPTE DU NIVELEMENT EN SURFACE)

ANNEXE C-III

INCLINOMETRES

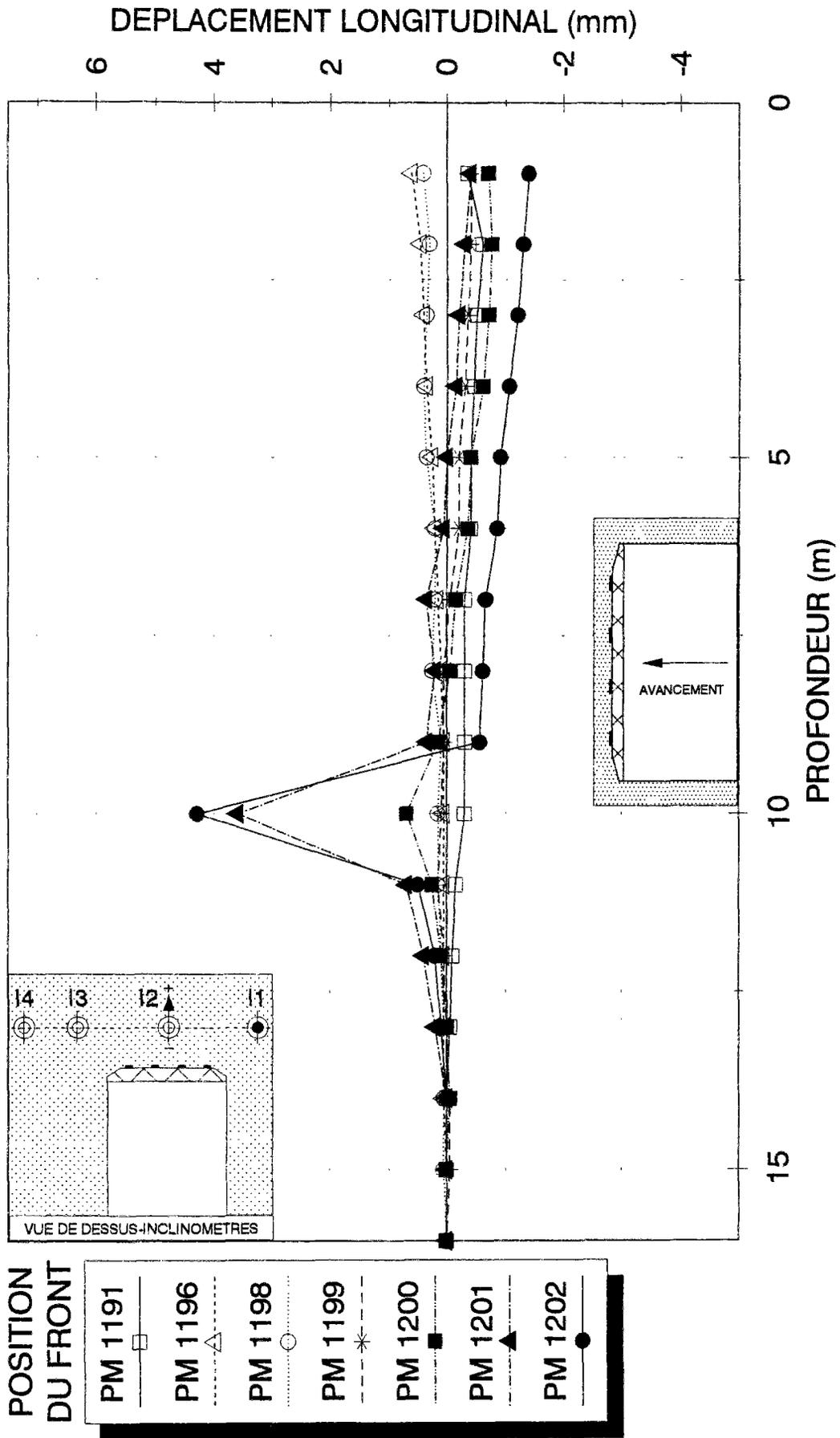


Fig. CIII.1 - COLLECTEUR VL4 - MESURES INCLINOMETRIQUES AU PM 1200
INCLINOMETRE I1 - DIRECTION LONGITUDINALE

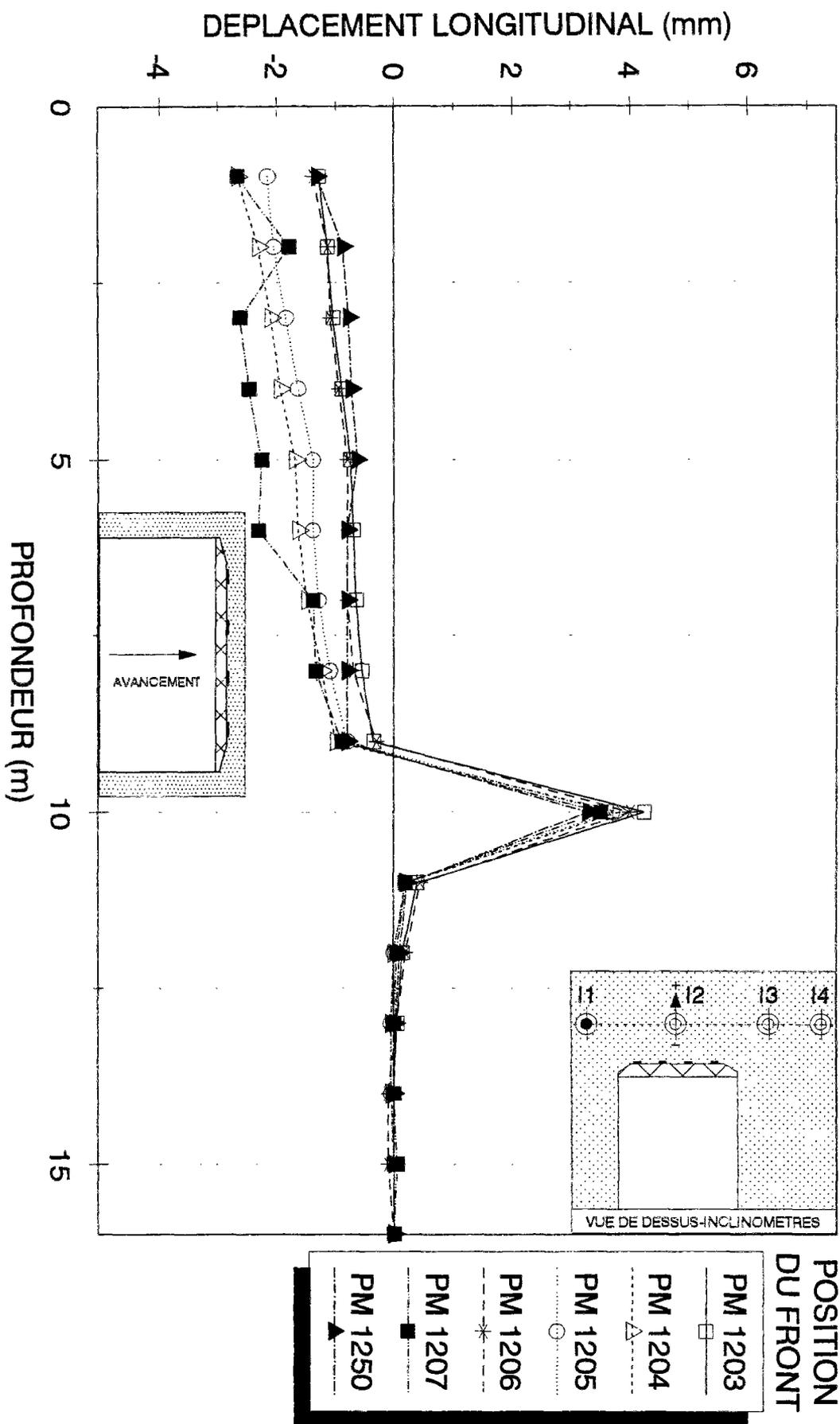


Fig. CIII.2 - COLLECTEUR VL4 - MESURES INCLINOMETRIQUE AU PM 1200
INCLINOMETRE II - DIRECTION LONGITUDINALE

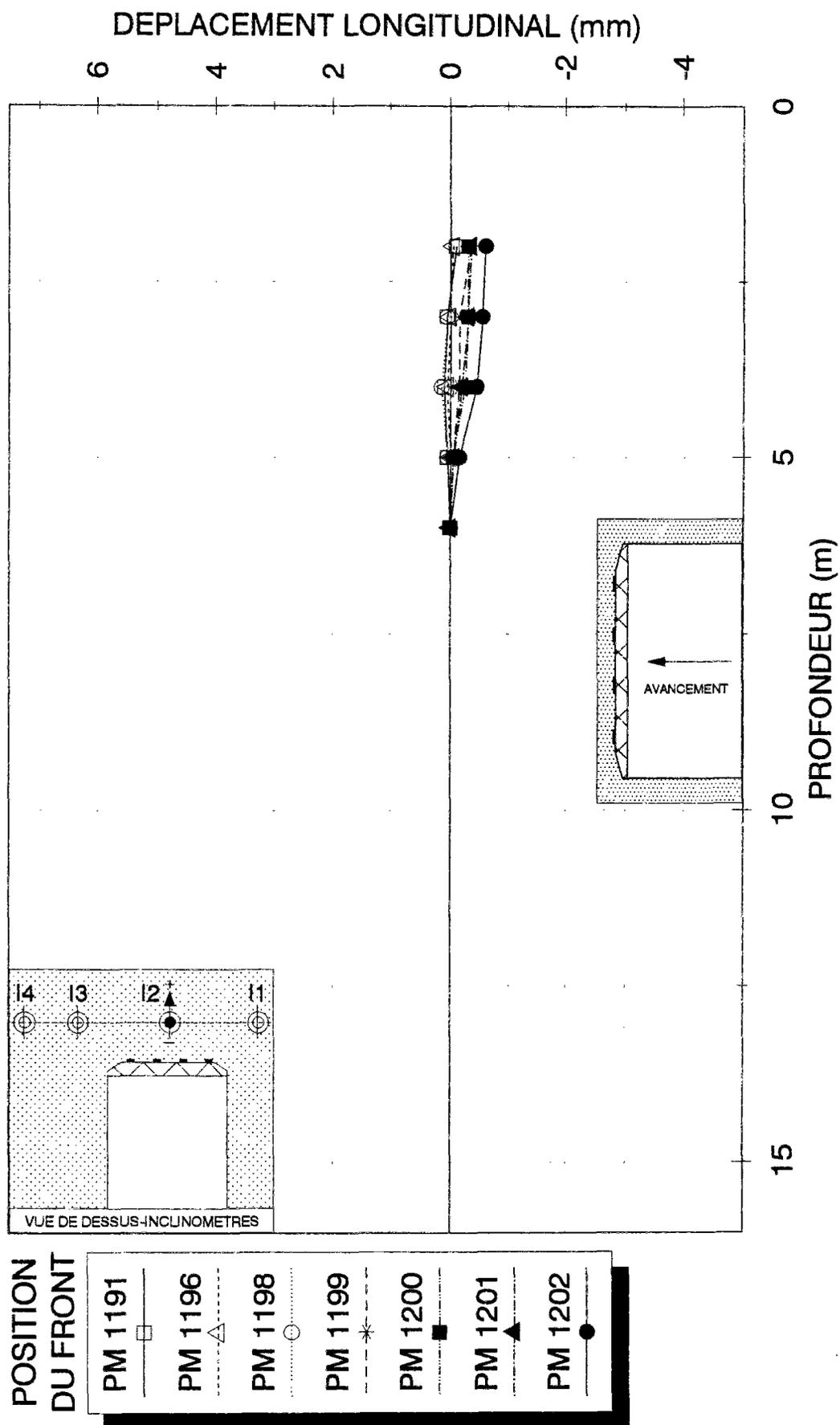


Fig. CIII.3 - COLLECTEUR VL4 - MESURES INCLINOMETRIQUES AU PM 1200
INCLINOMETRE I2 - DIRECTION LONGITUDINALE

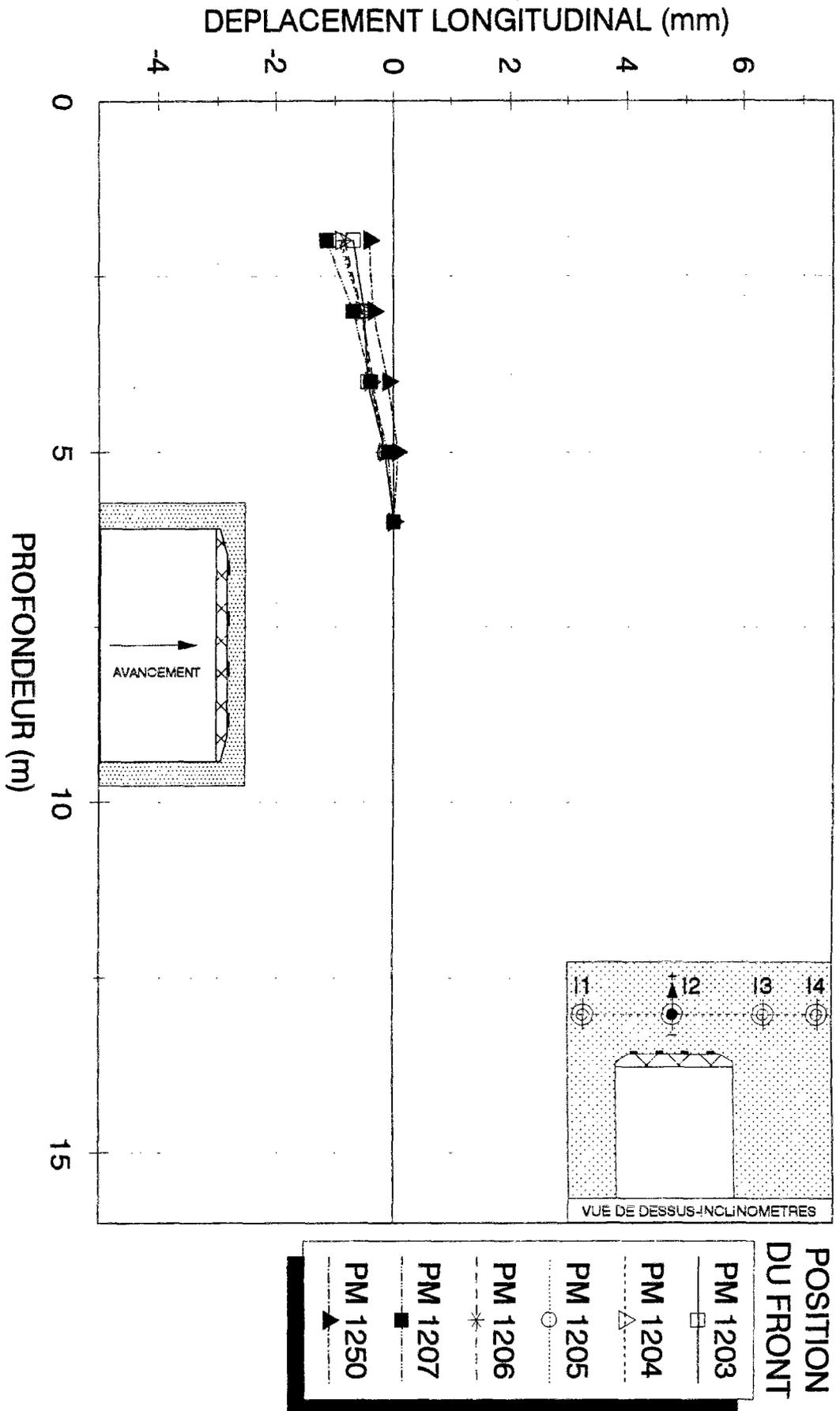


Fig. CIII.4 - COLLECTEUR VL4 - MESURES INCLINOMETRIQUES AU PM 1200
 INCLINOMETRE 12 - DIRECTION LONGITUDINALE

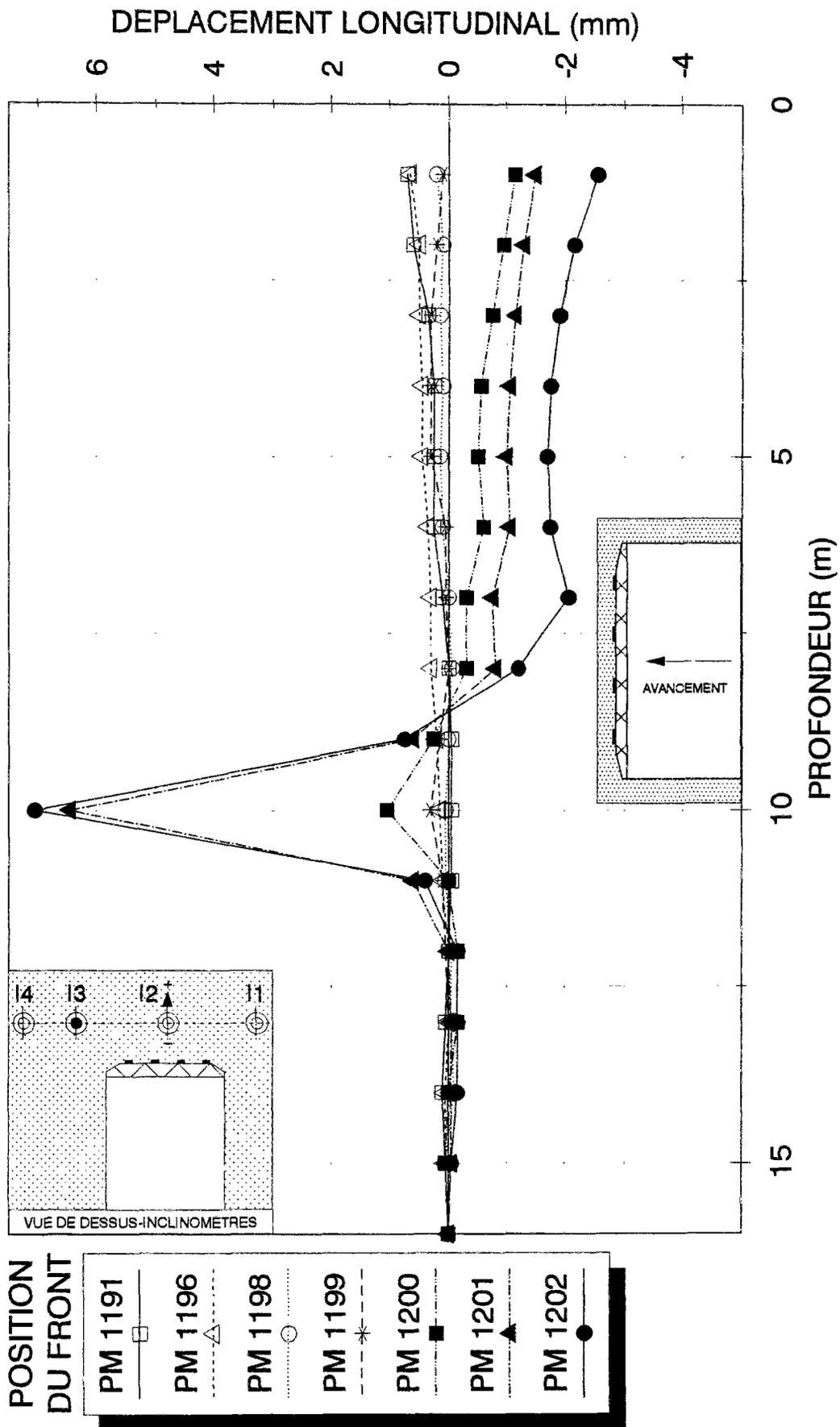


Fig. CIII.5 - COLLECTEUR VL4 - MESURES INCLINOMETRIQUES AU PM 1200
INCLINOMETRE I3 - DIRECTION LONGITUDINALE

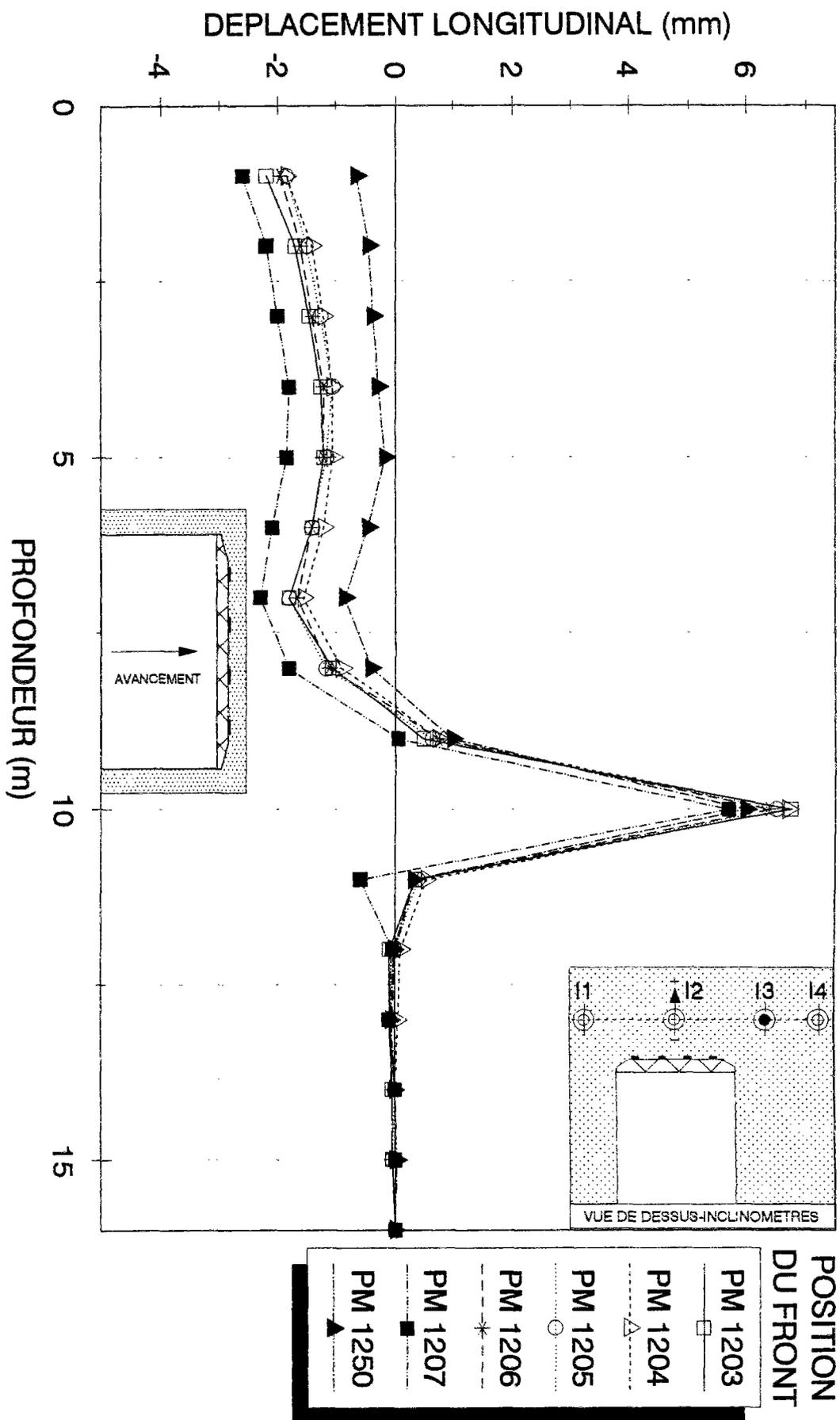


Fig. CIII.6 - COLLECTEUR VL4 - MESURES INCLINOMETRIQUES AU PM 1200
INCLINOMETRE 13 - DIRECTION LONGITUDINALE

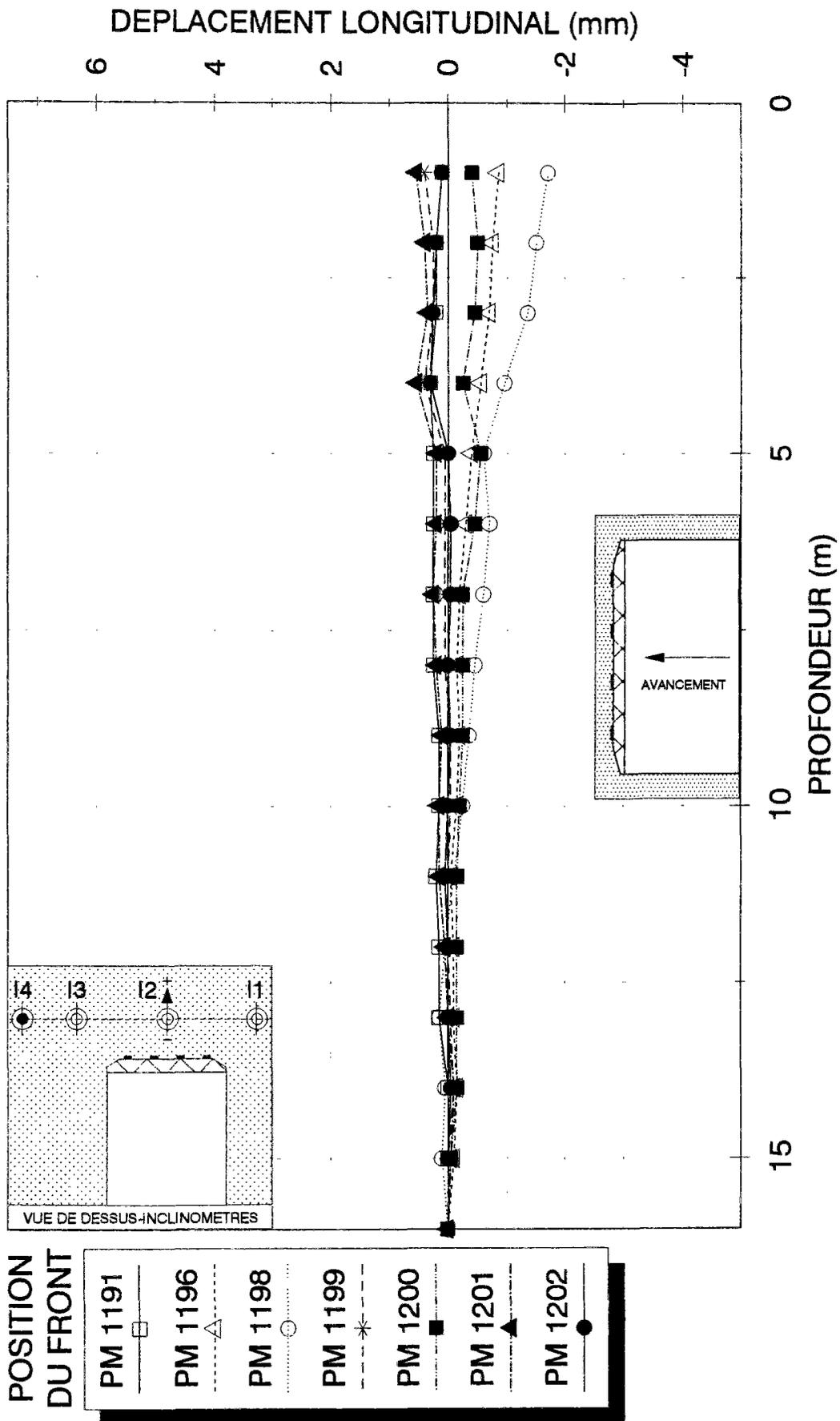


Fig. CIII.7 - COLLECTEUR VL4 - MESURES INCLINOMETRIQUES AU PM 1200
INCLINOMETRE 14 - DIRECTION LONGITUDINALE

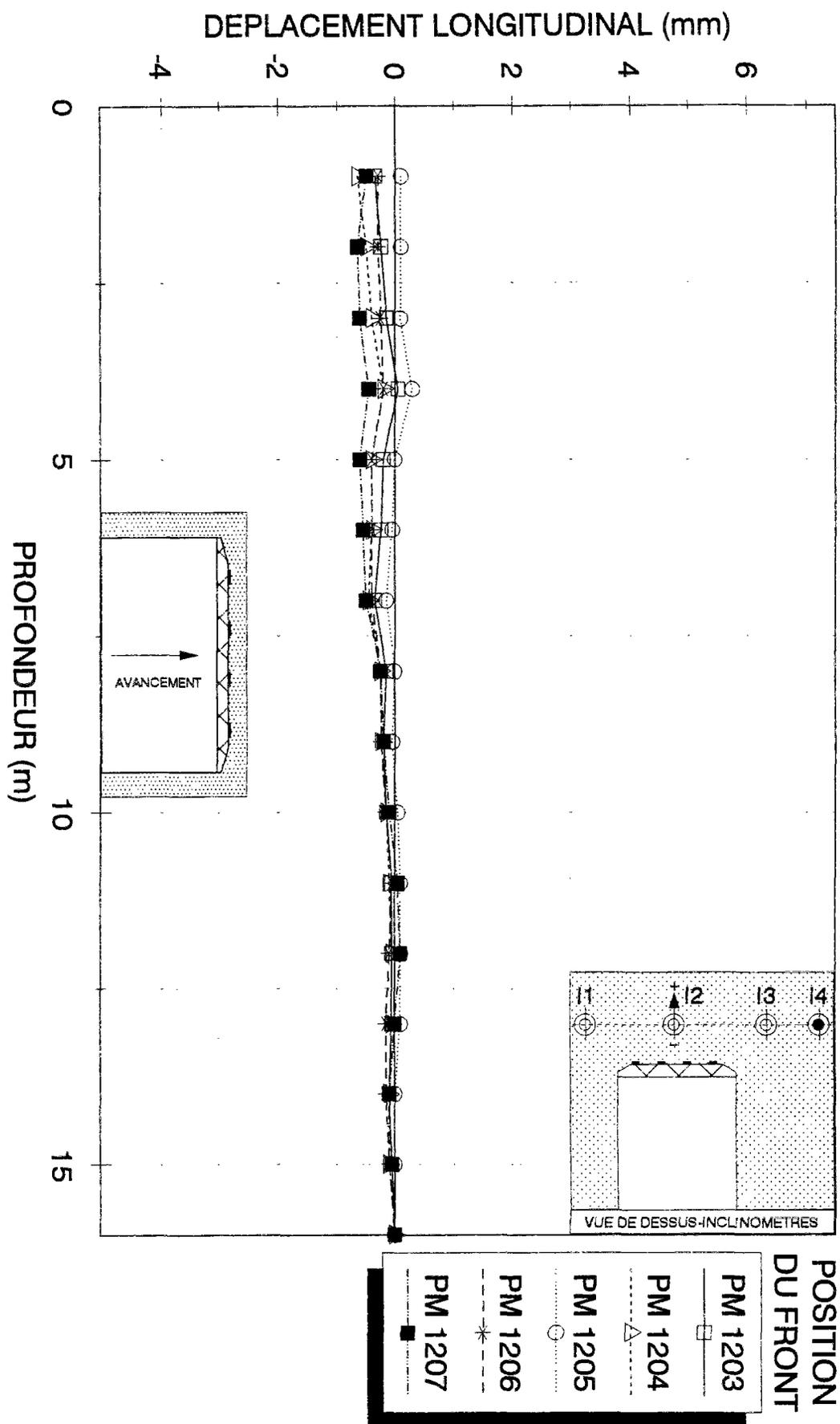


Fig. CIII.8 - COLLECTEUR VL4 - MESURES INCLINOMETRIQUES AU PM 1200
INCLINOMETRE 14 - DIRECTION LONGITUDINALE

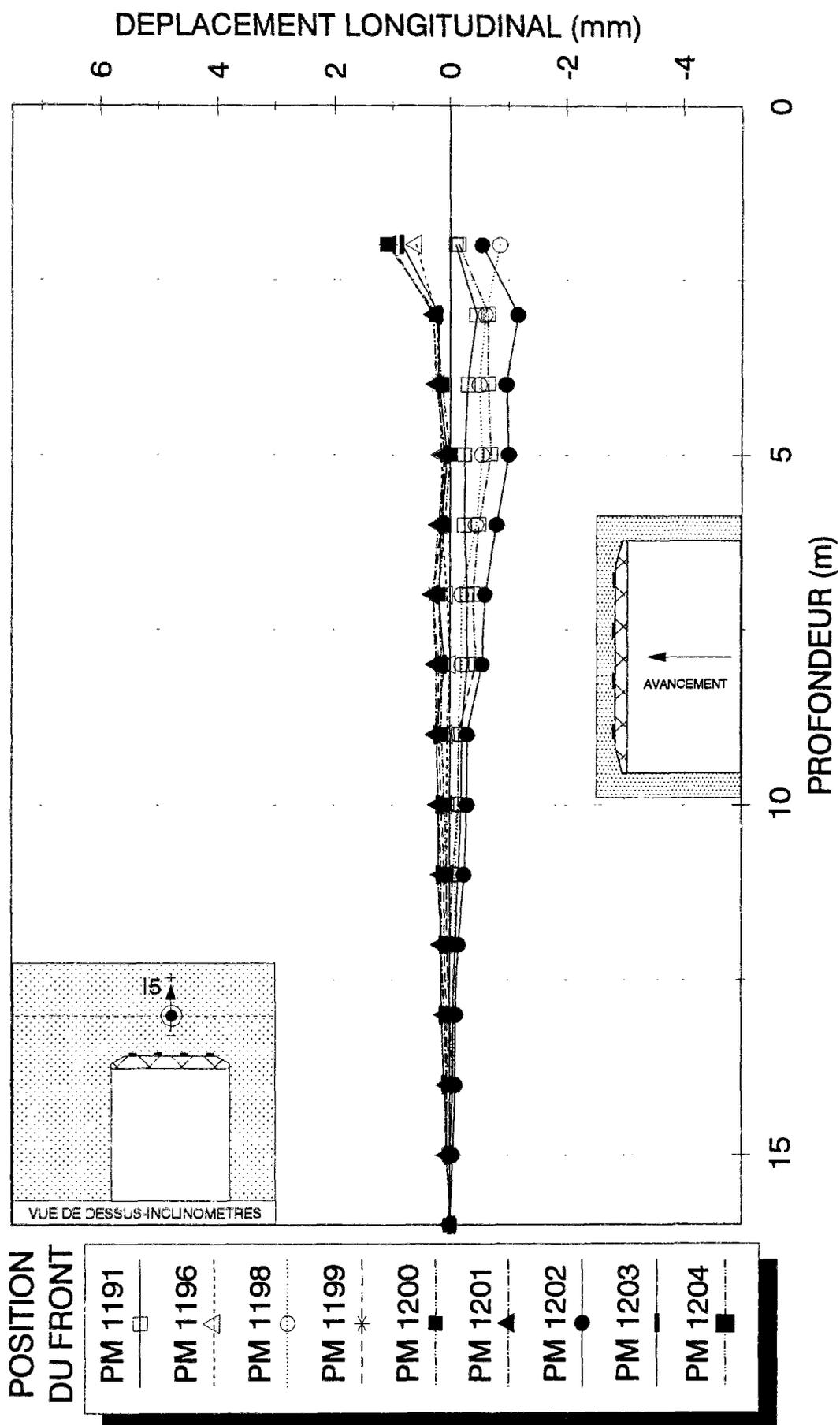


Fig. CIII.9 - COLLECTEUR VL4 - MESURES INCLINOMETRIQUES AU PM 1205
INCLINOMETRE I5 - DIRECTION LONGITUDINALE

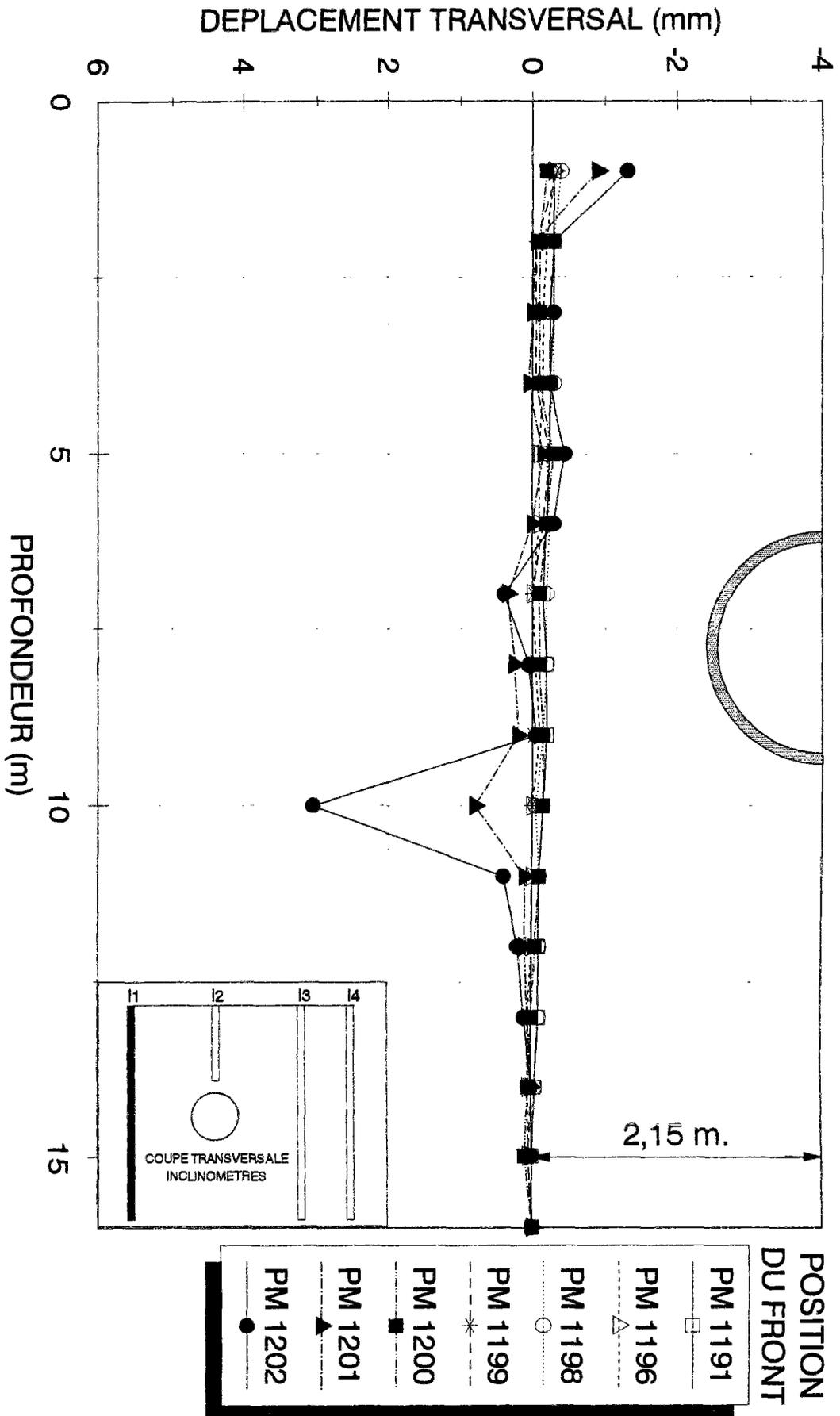


Fig. CIII.10 - COLLECTEUR VL4 - MESURES INCLINOMETRIQUES AU PM 1200
INCLINOMETRE 11 - DIRECTION TRANSVERSALE

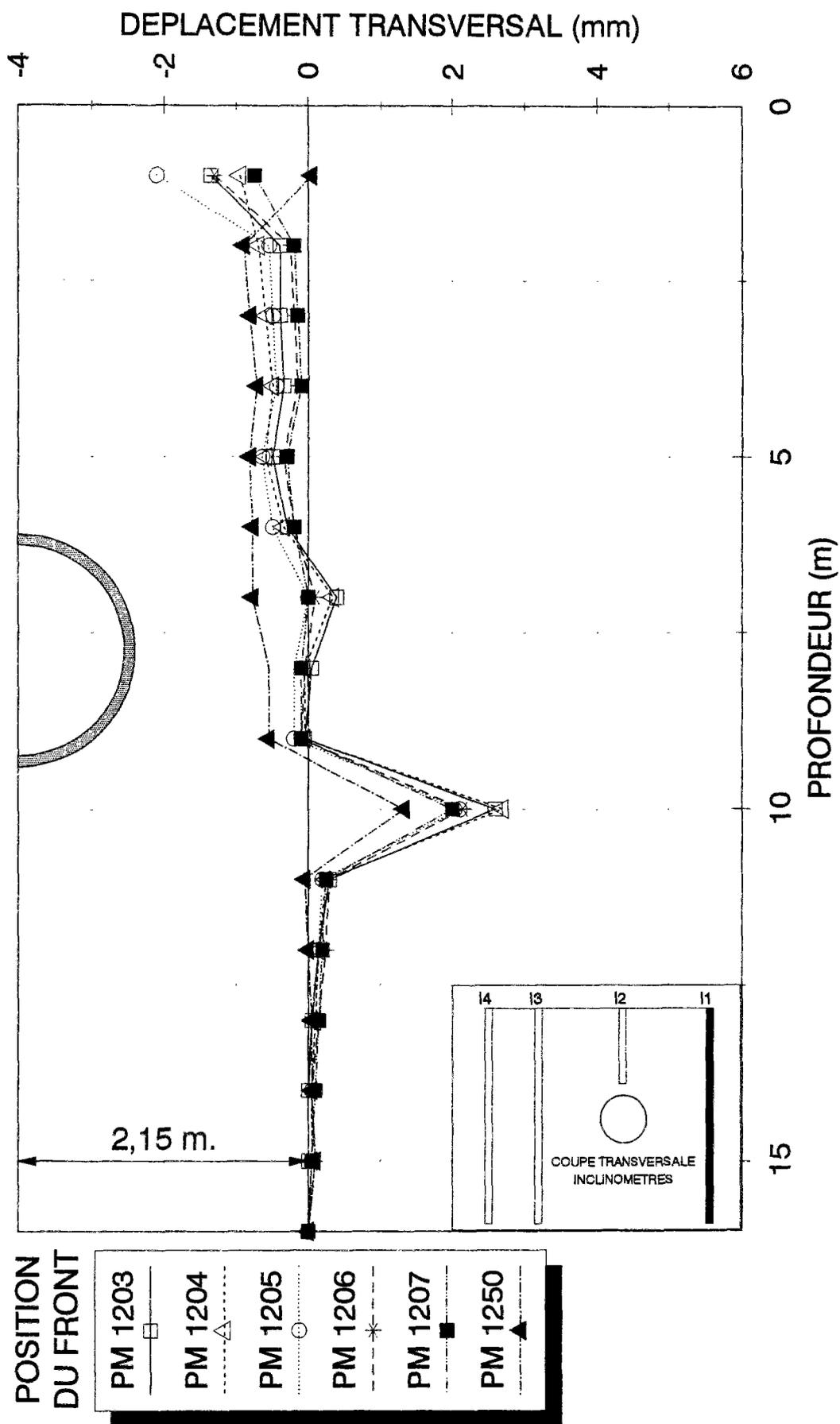


Fig. CIII.11 - COLLECTEUR VL4 - MESURES INCLINOMETRIQUES AU PM 1200
INCLINOMETRE 11 - DIRECTION TRANSVERSALE

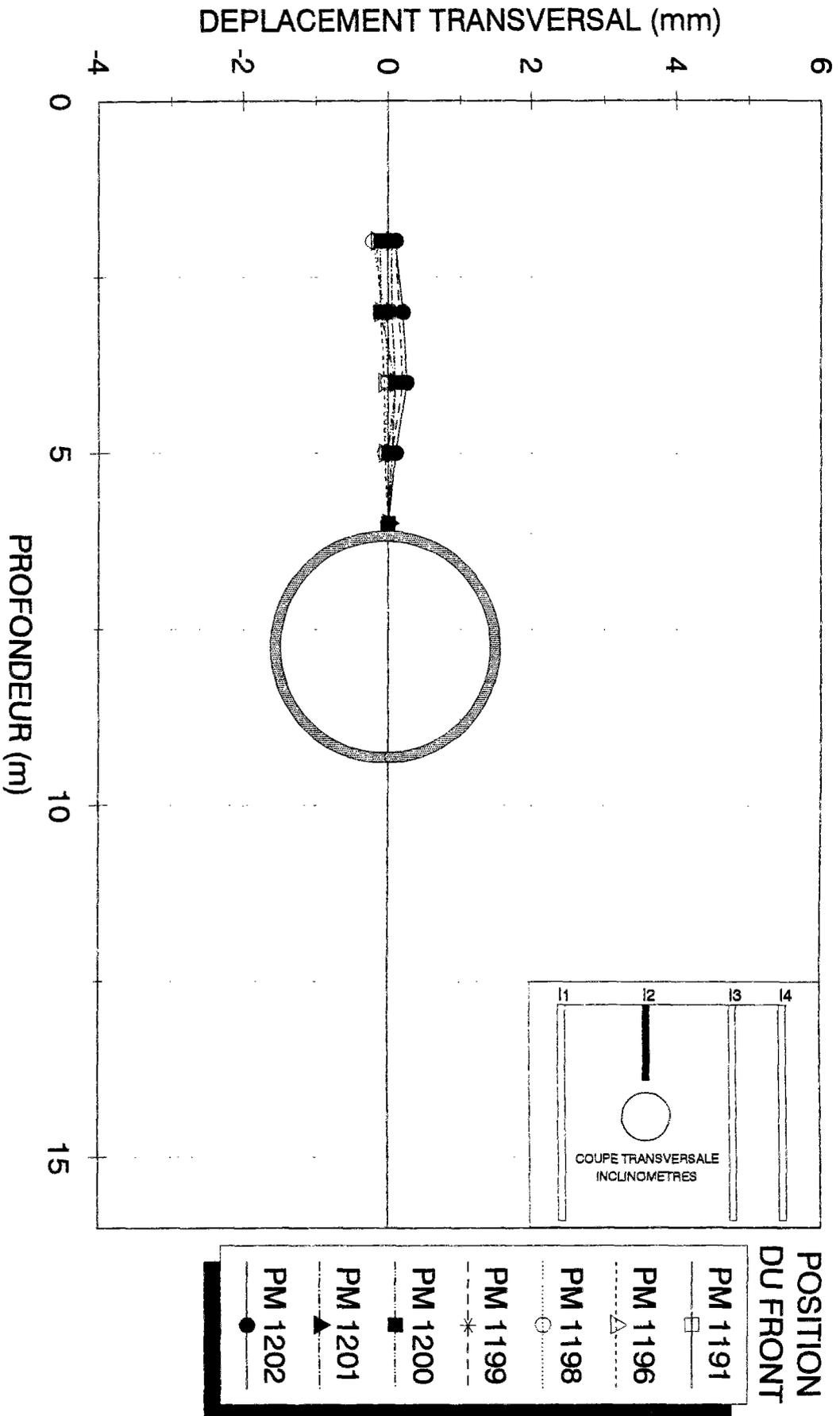


Fig. CIII.12 - COLLECTEUR VL4 - MESURES INCLINOMETRIQUES
 INCLINOMETRE I2 - DIRECTION TRANSVERSAL

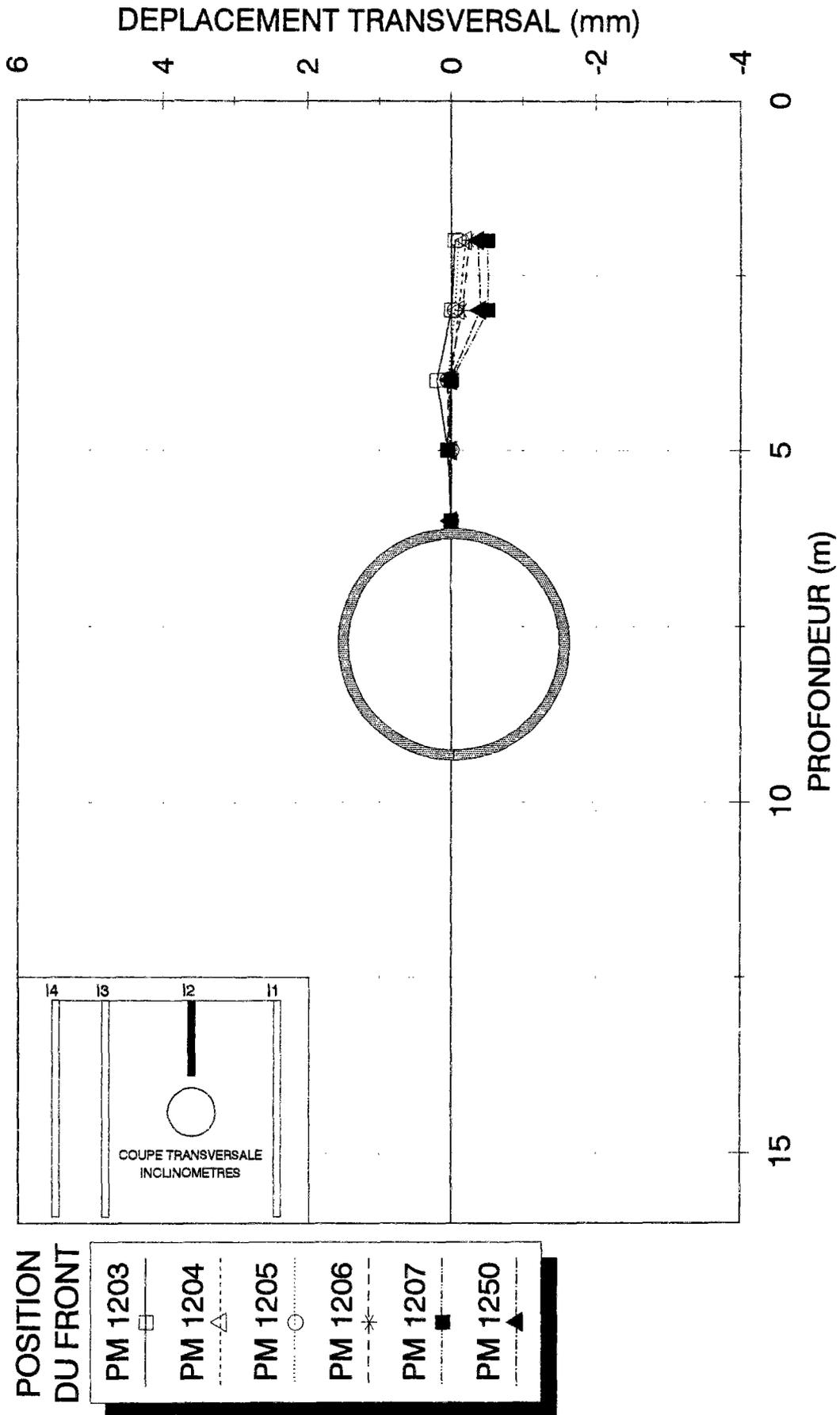


Fig. CIII.13 - COLLECTEUR VL4 - MESURES INCLINOMETRIQUES
INCLINOMETRE I2 - DIRECTION TRANSVERSAL

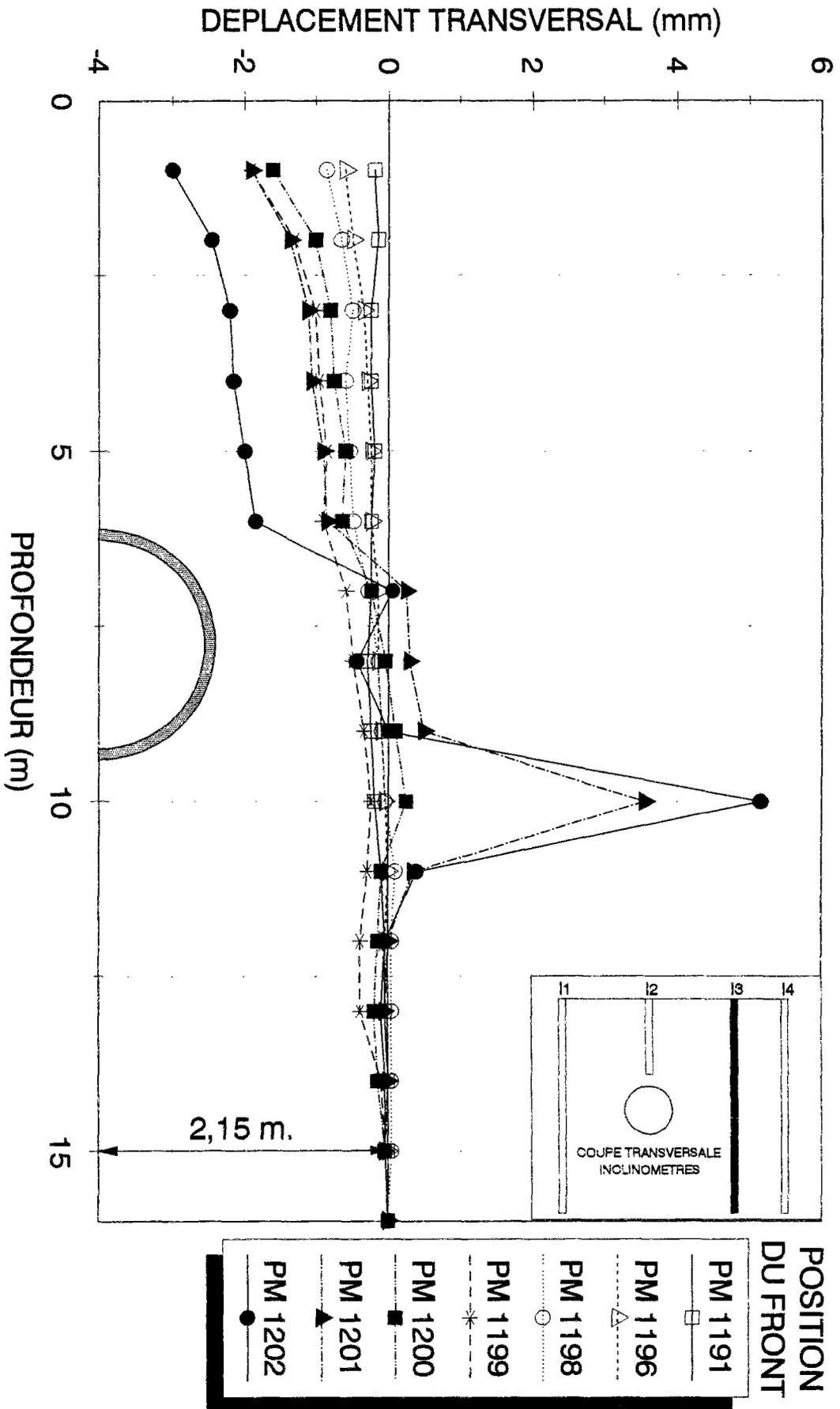


Fig. CIII.14 - COLLECTEUR VL4 - MESURES INCLINOMETRIQUES AU PM 1200
INCLINOMETRE 13 - DIRECTION TRANSVERSALE

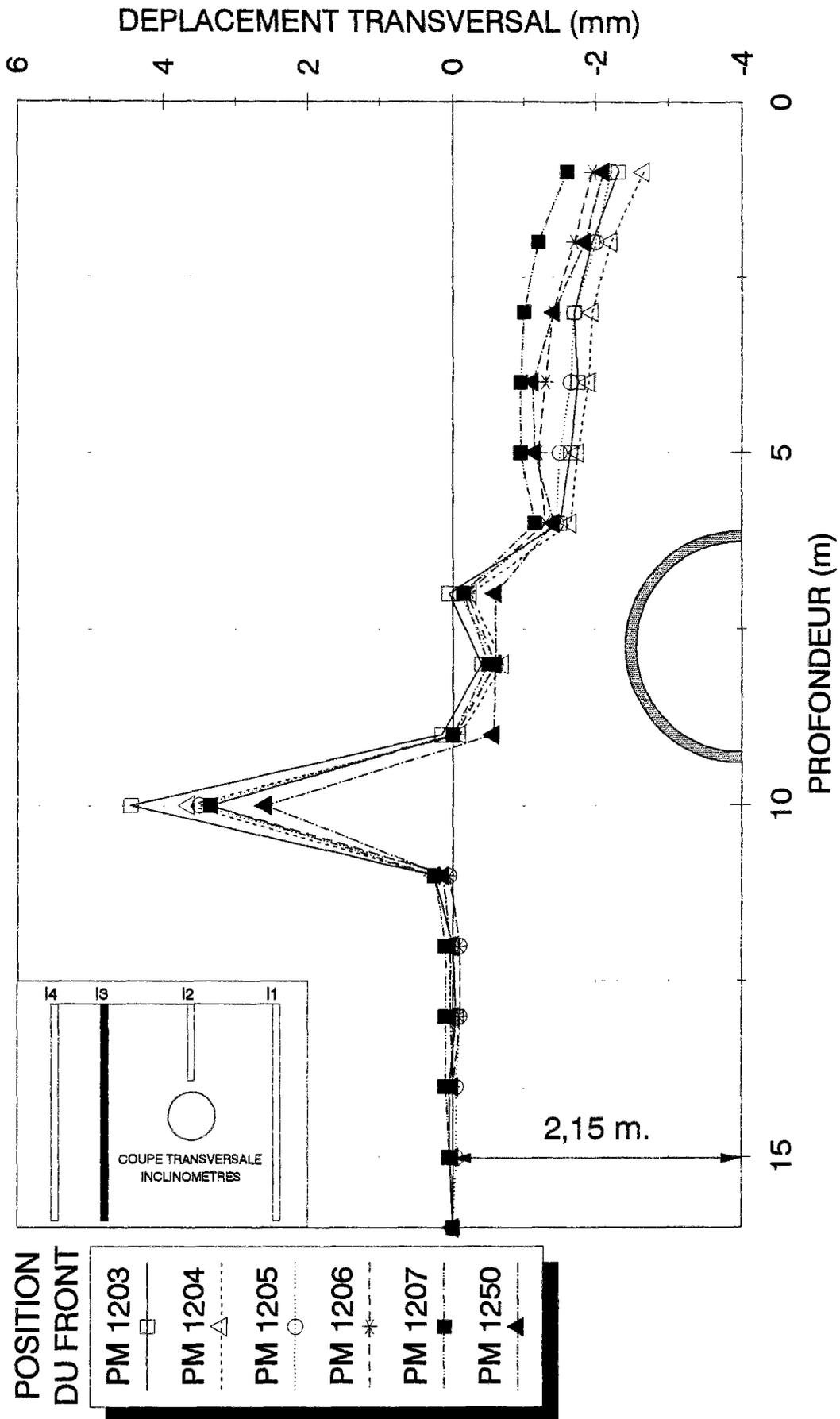


Fig. CIII.15 - COLLECTEUR VL4 - MESURES INCLINOMETRIQUES AU PM 1200
INCLINOMETRE I3 - DIRECTION TRANSVERSALE

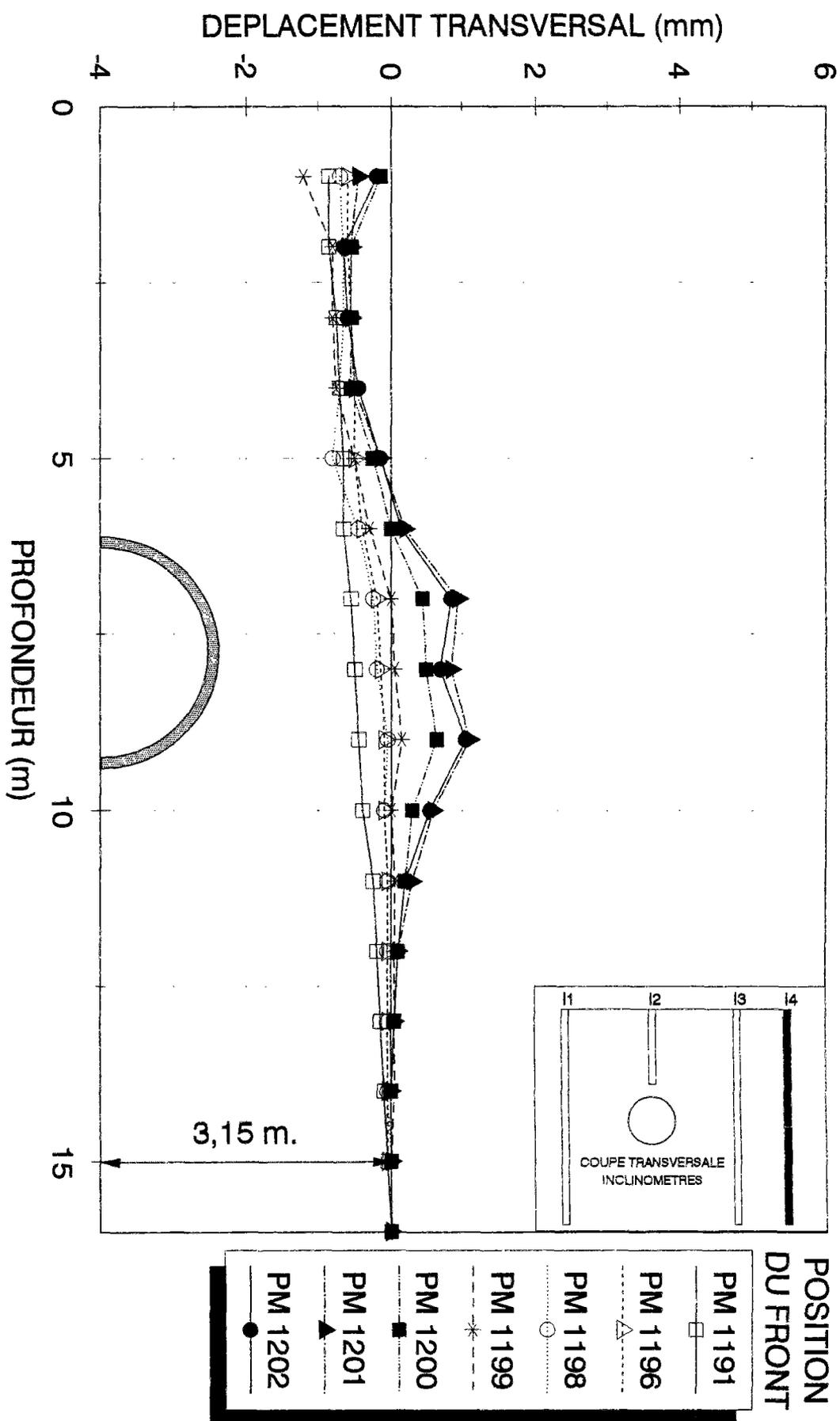


Fig. CIII.16 - COLLECTEUR VL4 - MESURES INCLINOMETRIQUES AU PM 1200
INCLINOMETRE 14 - DIRECTION TRANSVERSALE

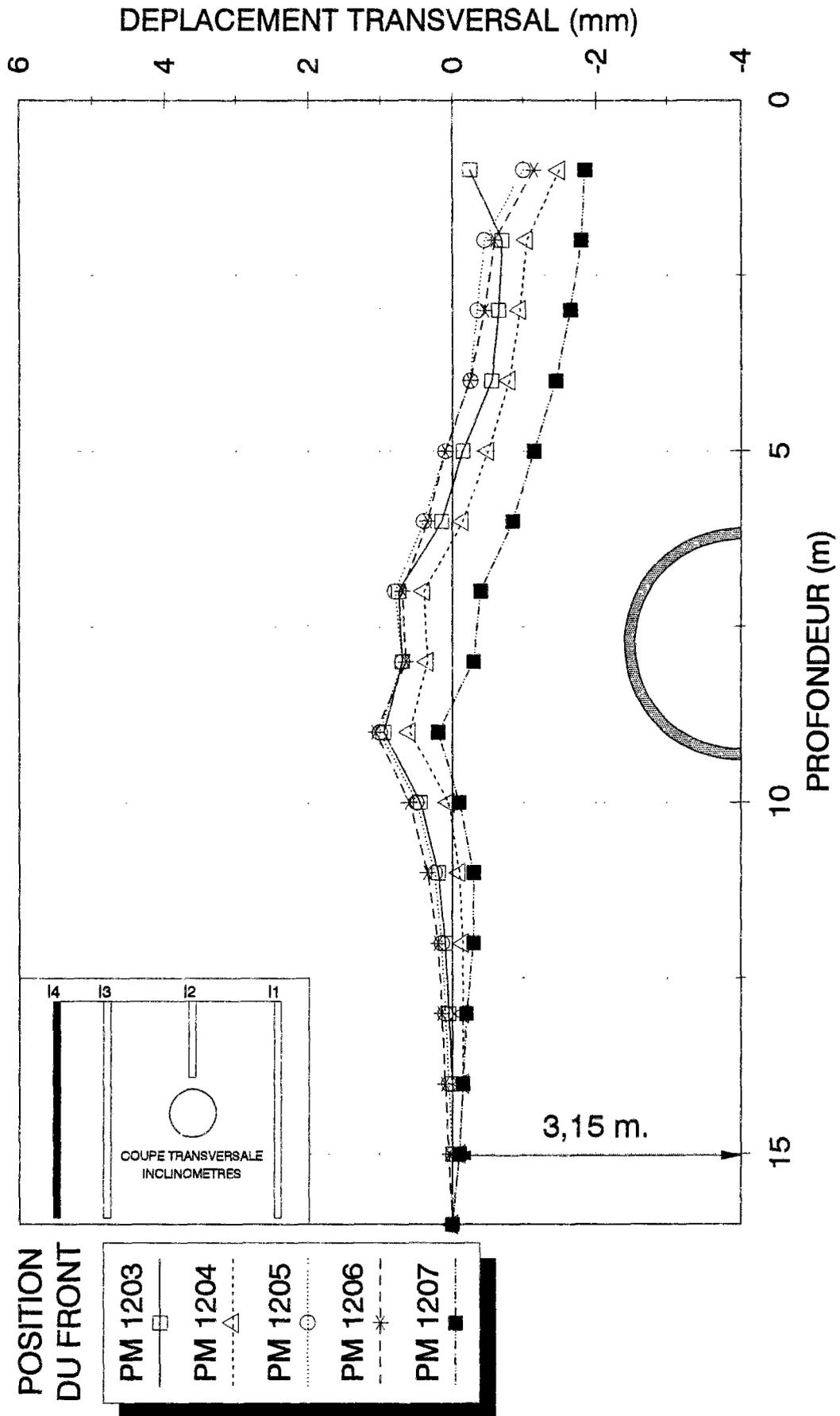


Fig. CIII.17 - COLLECTEUR VL4 - MESURES INCLINOMETRIQUES AU PM 1200
INCLINOMETRE I4 - DIRECTION TRANSVERSALE

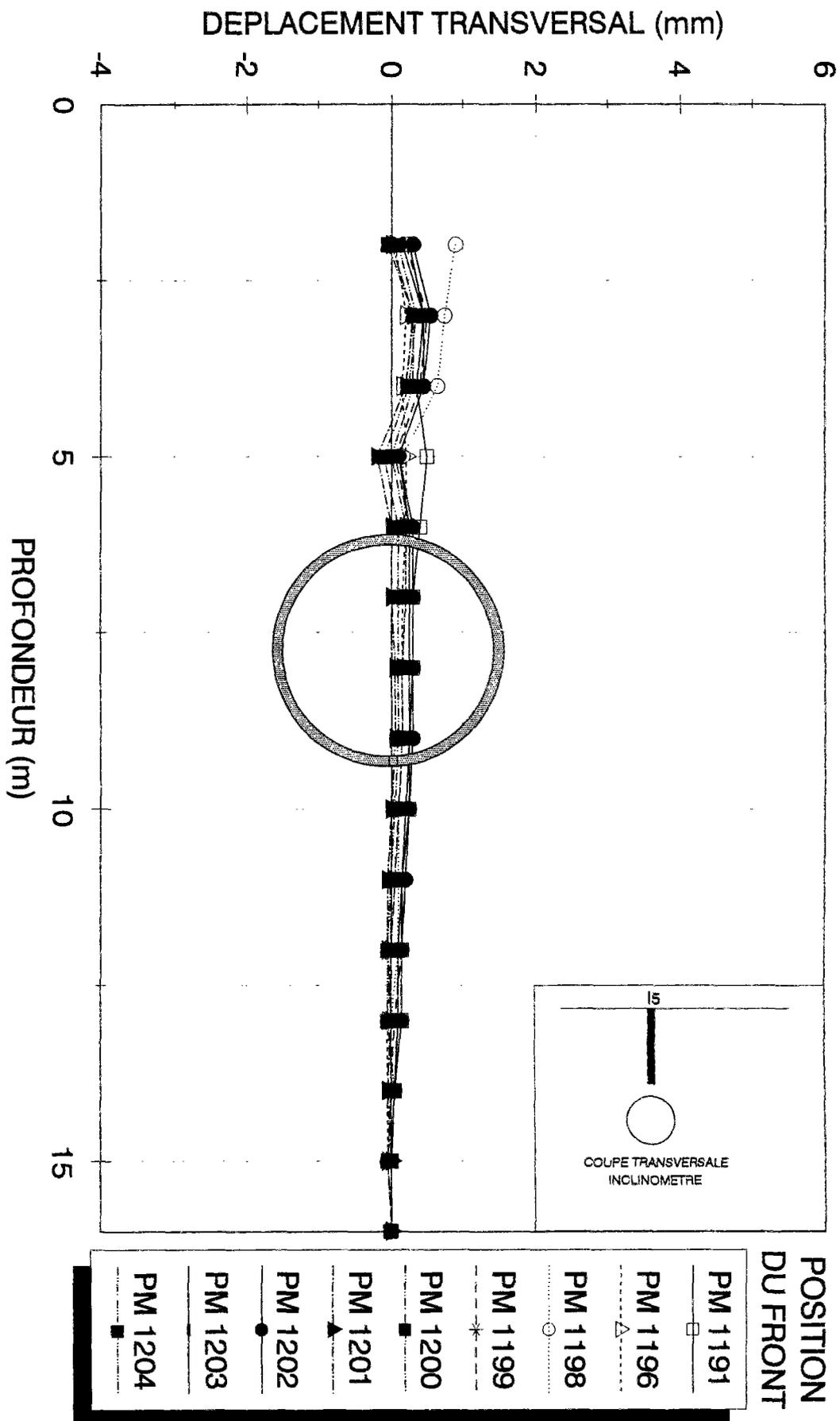


Fig. CIII.18 - COLLECTEUR VL4 - MESURES INCLINOMETRIQUES AU PM 1205
INCLINOMETRE I5 - DIRECTION TRANSVERSALE

ANNEXE C-IV

MESURES EXTENSOMETRIQUES ET INCLINOMETRIQUES

EXTENSOMETRE : E5		MESURES NON CUMULEES													
POINT DE MESURE : PM 1205															
	PM	1191	1196	1198	1199	1200	1201	1202	1203	1204					
PROF.															
0															
1		0.04	0.03	0.04	0.04	0.12	0.04	0.04	0.05	0.08					
2		0.00	0.03	0.01	0.04	0.05	0.05	0.06	0.04	0.40					
3		0.08	0.12	0.09	0.15	0.13	0.12	0.10	0.14	0.17					
4		0.12	0.11	0.12	0.10	0.12	0.13	0.12	0.14	0.16					
5		0.04	0.05	0.04	0.08	0.06	0.08	-0.27	0.17	0.19					
6		-0.00	0.02	0.03	0.08	0.05	0.04	0.08	0.13	0.13					
7		0.03	0.09	0.06	0.06	0.06	0.07	0.06	0.12	0.17					
8		-0.01	0.03	0.06	0.03	0.04	0.02	-0.02	0.10	0.24					
9		-0.02	-0.00	-0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.06	0.09					
10		0.01	0.01	0.00	0.04	0.02	0.03	0.04	0.06	0.08					
11		-0.01	0.02	-0.01	0.01	0.00	0.00	-0.00	0.01	-0.03					
12		0.02	0.06	0.06	0.07	0.03	0.07	0.06	0.02	0.04					
13		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00					

INCLINOMETRE : IS		DIRECTION LONGITUDINALE												
POINT DE MESURE : PM 1205		MESURES NON CUMULEES												
PROF.	PM	1191	1196	1198	1199	1200	1201	1202	1203	1204				
0														
1		0.85	1.15	1.20	1.05	1.10	1.10	1.15	1.05	0.70				
2		0.40	0.30	-0.20	0.70	0.80	0.70	0.65	0.60	0.55				
3		-0.10	-0.00	-0.05	-0.00	0.05	0.00	-0.15	-0.05	0.05				
4		0.00	0.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10				
5		0.05	-0.05	-0.05	-0.10	-0.15	-0.15	-0.15	-0.15	-0.15				
6		0.10	0.05	-0.20	-0.20	-0.15	-0.15	-0.15	-0.10	-0.05				
7		0.05	0.00	0.05	0.05	0.00	0.00	0.00	0.05	0.10				
8		-0.05	-0.10	0.00	-0.05	-0.05	-0.05	-0.20	-0.20	-0.25				
9		0.05	-0.05	0.05	0.00	0.00	0.00	0.05	0.00	0.05				
10		0.00	-0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.05	-0.05				
11		0.00	-0.05	0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.00	0.00				
12		0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.05	0.05				
13		0.05	-0.10	0.00	-0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.05				
14		0.00	-0.05	0.00	-0.05	-0.10	-0.05	0.00	0.00	0.05				
15		0.05	0.00	0.05	0.00	-0.05	0.00	0.00	0.00	0.05				
16		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				

INCLINOMETRE : IS		DIRECTION TRANSVERSALE												
POINT DE MESURE : PM 1205		MESURES NON CUMULEES												
	PM	1191	1196	1198	1199	1200	1201	1202	1203	1204				
PROF.														
0														
1		1.50	2.00	2.30	2.00	2.05	2.15	2.10	2.00	2.10				
2		-0.25	-0.20	0.10	-0.35	-0.40	-0.35	-0.30	-0.35	-0.30				
3		0.05	-0.00	0.05	0.05	-0.05	0.05	0.05	-0.05	0.05				
4		-0.20	-0.10	0.45	0.30	0.25	0.35	0.30	0.30	0.30				
5		0.05	-0.05	-0.10	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25	-0.20	-0.25				
6		0.05	-0.00	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05				
7		-0.05	-0.05	0.00	-0.05	0.00	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05				
8		0.00	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05				
9		-0.05	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00				
10		0.05	-0.00	-0.05	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00				
11		-0.05	-0.00	-0.05	-0.05	-0.00	-0.05	-0.00	-0.00	-0.00				
12		-0.05	0.00	0.05	0.05	-0.05	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05				
13		0.05	-0.05	-0.05	0.00	-0.05	0.00	0.05	0.00	0.05				
14		0.00	-0.05	0.00	-0.05	0.00	-0.10	0.00	0.00	0.00				
15		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				

ANNEXE C-V

MESURES DE FREQUENCES ET DE TEMPERATURES

PM FRONT	sur train	1204	1205	1206	1207	1208	1209	1212	1230	1250	1306	1500	
N° DE MESURE	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
HEURE	7:35	7:50	10:25	11:47	14:02	17:10	18:00	20:08	23:10	1:00	2:10	12:35	7:35
DATE	08/01/91	08/01/91	08/01/91	08/01/91	08/01/91	08/01/91	08/01/91	08/01/91	08/01/91	10/01/91	12/01/91	18/01/91	07/03/91
T. ECOULE (h)	0.00	0.01	0.12	0.18	0.27	0.40	0.43	0.52	0.65	1.73	3.77	10.21	58.00
VOISIOIR N° TEMOINS													
A	1	1004.0	1003.7	1000.6	1000.3	998.7	996.8	997.1	994.1	988.0	993.9	996.4	999.4
	2	1010.9	1011.0	1008.4	1006.4	1004.4	1002.9	1004.3	1004.3	1005.5	1007.1	1010.5	1014.2
	3	1027.5	1018.5	1018.0	1014.6	1012.0	1017.1	1019.0	1017.2	1019.1	1019.1	1021.0	1020.9
	4	1006.7	1004.2	1000.2	997.0	993.1	991.9	993.5	989.3	980.8	988.2	989.5	989.5
	5	1020.1	1019.4	1015.0	1010.7	1006.5	1007.2	1009.0	1008.7	1012.1	1014.0	1017.3	1018.8
	6	1043.5	1038.0			1029.7	1030.5	1029.0	1027.9	1030.4	1029.3	1031.9	1028.8
	7	1017.6	1017.5	1012.4	1009.5	1005.0	1003.2	1003.9	1004.6	1002.2	994.4	998.6	1001.7
	8	1018.2	1019.1	1014.0	1008.9	1004.9	1004.7	1006.7	1006.6	1006.4	1007.8	1008.5	1012.2
	9	1013.8	1006.7	1003.1	1005.0	1004.5	1004.9	1004.3	1002.6	1003.8	1001.6	999.9	1003.3
	1	1008.7	1009.6	1005.0	1001.9	998.7	999.0	1004.3	1000.7	1002.8	1000.1	1004.3	1009.8
	2	1005.7	1004.8	1000.9	997.0	991.0	990.4	999.0	994.0	988.8	995.4	1000.8	1006.9
	3	1006.2	995.4	994.5	995.6	996.6	997.4	980.9	1000.0	986.8	1002.3	1005.9	1013.1
	4	1010.2	1011.2	1005.3	997.9	995.4	997.5	1003.7	994.8	1000.5	999.4	1005.1	1011.5
	5	1035.1	1034.7	1028.9	1022.6	1017.8	1019.9	1029.3	1020.4	1027.0	1019.5	1026.1	1031.2
	6	1021.0	1010.9	1011.0	995.0	1010.7	1012.5	1002.4	1012.4	1008.8	1016.4	1018.9	1027.5
	7	1013.1	1013.1	1009.4	1007.4	1005.5	1005.0	1009.4	1004.0	1005.0	1005.0	1014.0	1019.3
	8	1012.9	1012.4	1008.8	1005.1	1002.1	1001.3	1006.8	1005.5	1005.6	1002.2	1008.0	1015.8
	9	1004.4	990.7	990.0	988.3	990.6	991.7	965.5	992.5	983.6	997.9	1000.5	1001.0
	1	1012.1	1012.7	1007.8	1003.0	1000.8	1000.7	1001.5	1002.2	1001.6	998.8	1002.4	1011.4
	2	1011.9	1017.3	1011.8	1000.7	999.1	999.3	1000.6	1001.2	1000.5	1001.9	1005.4	1014.2
	3	1020.6	1014.8	1013.3	1013.1	1013.5	1015.0	1014.9	1013.9	1015.4	1015.4	1017.0	1025.2
	4	1006.4	1007.1	1003.3	1001.1	995.5	994.9	995.5	995.7	996.7	993.2	1003.5	1009.4
	5	1022.6	1023.5	1019.2	1013.3	1009.8	1009.4	1010.6	1011.7	1010.6	1008.8	1012.4	1022.6
	6	1010.9	1000.2	999.2	1001.0	999.4	1002.5	1003.5	1002.6	1004.2	1004.8	1005.7	1010.8
	1	1012.9	1012.1	1007.7	1000.8	1002.3	985.5	983.4	993.3	996.4	997.2	999.1	1005.2
	2	1034.5	1033.5	1029.3	1021.8	1022.0	1017.7	1013.7	1017.5	1019.0	1018.5	1022.5	1026.8
	3	1017.2	1009.6	1007.3	1009.7	1007.1	998.9	993.7	999.6	1004.3	993.5	991.5	1000.8
	4	1020.4	1019.3	1015.5	1010.3	1011.1	1010.5	1010.7	1010.4	1010.0	1009.8	1009.9	1019.2
	5	1016.5	1015.6	1011.4	1004.7	1003.7	1002.9	1003.4	1004.2	1003.2	999.6	1001.6	1009.6
	6	1027.1	1016.2	1015.0	1015.3	1016.3	1018.4	1017.1	1016.9	1018.5	1014.4	1013.7	1020.3
	1	1002.5	1001.1	996.4	991.6	989.9	990.0	998.4	991.0	992.0	995.3	993.7	1003.9
	2	1022.5	1021.1	1017.2	1013.9	1009.5	1009.7	1019.3	1011.9	1011.9	1010.7	1011.0	1015.8
	3	1027.4	1019.1	1017.4	1014.8	1018.2	1019.0	984.6	1014.1	1010.3	998.0	995.5	1002.9
	4	1016.7	1015.5	1010.6	1004.7	1004.0	1002.6	1001.0	1002.6	1002.8	1001.7	1001.2	1005.2
	5	1026.4	1024.9	1020.7	1015.4	1011.7	1011.0	1010.9	1011.2	1008.0	1000.6	1001.4	1008.1
	6	1016.8	1010.1	1006.9	1006.8	1006.4	1008.0	1005.2	1004.3	1003.1	992.8	990.6	996.9

		TEMPERATURES													
PM FRONT		sur train	1204	1204	1205	1206	1207	1208	1209	1212	1230	1250	1306	1500	
VOISSOIR	N° TEMOINS														
A	1	10.0	11.2	14.8	16.1	17.1	17.9	18.6	18.3	18.8	19.3	17.6	16.7	16.6	
	2	8.9	10.6	14.2	15.5	16.4	17.2	17.4	17.4	17.8	18.5	17.0	16.1	16.0	
	3	11.7	13.4	16.8	18.0	18.7	19.8	20.0	19.7	20.2	20.8	19.2	18.3	18.3	
	4	6.1	8.1	13.0	14.8	15.5	16.4	16.6	16.9	17.4	17.8	16.2	15.2	15.6	
	5	3.9	5.7	10.5	12.2	13.1	14.2	14.0	14.3	14.6	15.1	13.8	12.8	12.8	
	6	8.4	10.4	16.1	18.2	18.2	19.4	19.3	19.5	20.0	20.4	20.4	19.0	18.0	18.5
	7	9.5	11.5	16.3	18.0	18.9	20.0	19.7	19.9	20.4	21.0	20.2	17.7	18.1	18.1
	8	10.6	12.7	18.1	20.0	20.3	21.4	21.2	21.3	21.6	22.4	21.9	19.5	19.7	19.7
	9	6.4	8.5	13.0	14.7	15.6	16.6	16.5	16.6	17.1	17.9	17.4	14.6	14.7	14.7
B	1	3.4	5.3	9.7	11.2	12.3	12.1	12.1	12.0	12.2	13.5	11.9	10.8	9.8	
	2	11.6	13.6	17.5	18.8	19.3	19.7	20.2	20.0	20.1	21.1	19.7	18.6	17.7	
	3	6.9	9.0	12.8	14.1	15.0	14.9	15.3	15.2	15.2	16.6	15.1	13.9	13.0	
	4	11.0	13.0	19.3	21.4	21.5	21.1	21.4	21.2	21.4	22.0	20.2	19.2	18.1	
	5	11.8	13.8	18.7	20.4	21.1	21.1	22.1	21.2	21.3	22.1	20.5	19.5	18.5	
	6	7.7	9.9	12.0	13.3	14.3	14.9	15.8	15.6	15.9	16.9	15.2	14.0	13.7	
	7	6.1	8.1	12.0	13.3	14.3	14.9	15.8	15.6	15.9	16.9	15.2	14.0	13.7	
	8	11.5	13.0	16.9	18.2	19.1	19.8	20.5	20.4	20.7	21.7	20.1	19.1	18.8	
	9	10.8	12.8	16.6	17.9	18.8	19.8	20.5	20.1	20.4	21.5	19.6	18.6	18.3	
C	1	7.0	9.5	13.9	15.7	16.3	17.2	17.5	17.2	17.5	18.9	17.7	15.7	15.5	
	2	5.6	7.7	12.1	13.9	14.5	15.2	15.3	15.4	15.7	16.8	16.1	14.2	14.0	
	3	8.4	10.6	15.3	17.3	17.7	18.8	18.6	18.6	18.9	20.2	19.2	17.4	17.2	
	4	7.1	9.4	13.4	15.0	16.0	16.9	17.0	16.9	17.1	18.5	17.2	15.9	15.7	
	5	9.7	11.7	16.1	17.9	18.7	19.7	19.6	19.5	19.6	20.9	19.9	18.6	18.3	
	6	5.3	7.3	11.6	13.3	14.2	15.3	15.4	15.2	15.3	16.8	15.7	14.3	14.2	
D	1	8.0	11.4	15.7	17.6	18.5	32.0	31.1	24.4	21.6	20.0	20.0	16.5	15.8	
	2	13.6	17.1	21.3	23.2	24.1	30.9	28.2	29.2	27.4	26.0	26.1	22.8	22.0	
	3	7.7	10.9	15.3	17.2	18.2	26.1	28.2	23.0	21.2	19.9	19.9	16.7	15.8	
	4	2.7	5.7	9.5	11.2	12.1	12.8	13.2	12.9	13.3	14.4	14.1	11.4	11.0	
	5	6.8	12.0	16.3	18.2	18.8	19.4	20.2	19.5	19.9	21.1	20.8	18.3	17.9	
	6	6.9	10.0	14.2	16.1	16.9	17.4	18.6	17.6	18.0	19.1	18.9	16.0	15.7	
E	1	10.4	12.3	17.2	19.1	20.3	21.3	21.8	21.5	21.9	22.6	23.4	19.1	18.6	
	2	10.0	11.1	15.8	17.6	18.8	19.4	20.1	19.9	20.2	21.1	22.2	18.2	17.5	
	3	8.0	9.3	14.1	16.0	17.4	18.2	18.8	18.6	18.8	19.8	20.7	16.7	15.9	
	4	11.6	13.4	15.6	16.5										
	5	4.5	5.2	9.8	11.6	13.7	14.2	14.7	14.8	14.7	15.4	15.9	12.8	11.8	
	6	11.1	12.4	17.3	19.2	21.3	22.7	23.2	23.0	22.7	23.0	23.4	20.0	19.0	

ANNEXE C-VI

DEFORMATIONS NON CORRIGÉES DES TEMOINS SONORES

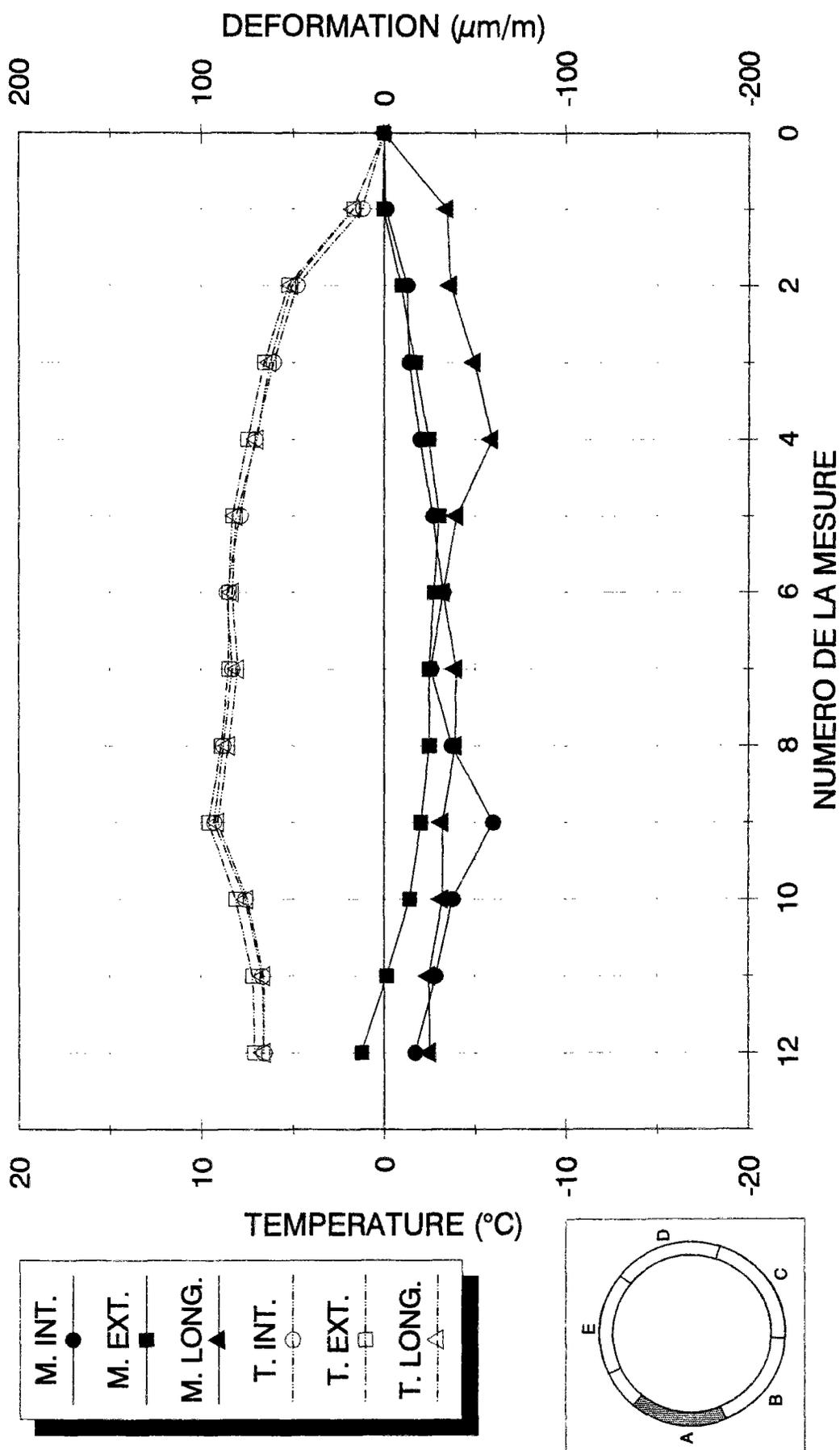


Fig. CVI.1 - DEFORMATIONS ET TEMPERATURES - VOUSOIR A, TEMOINS N° 1,2,3

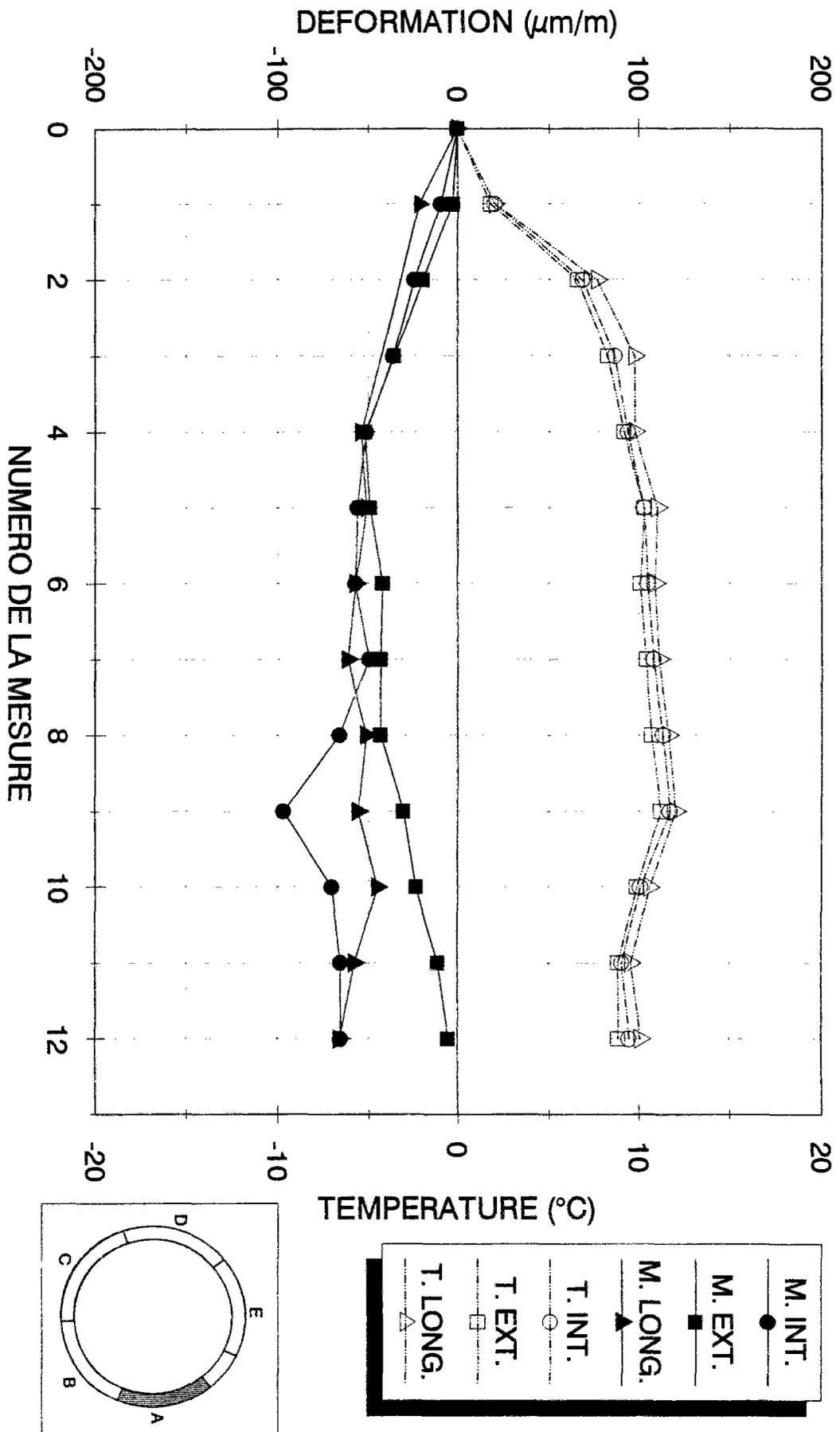


Fig. CVI.2 - DEFORMATIONS ET TEMPERATURES - VOUSOIR A, TEMOINS N° 4,5,6

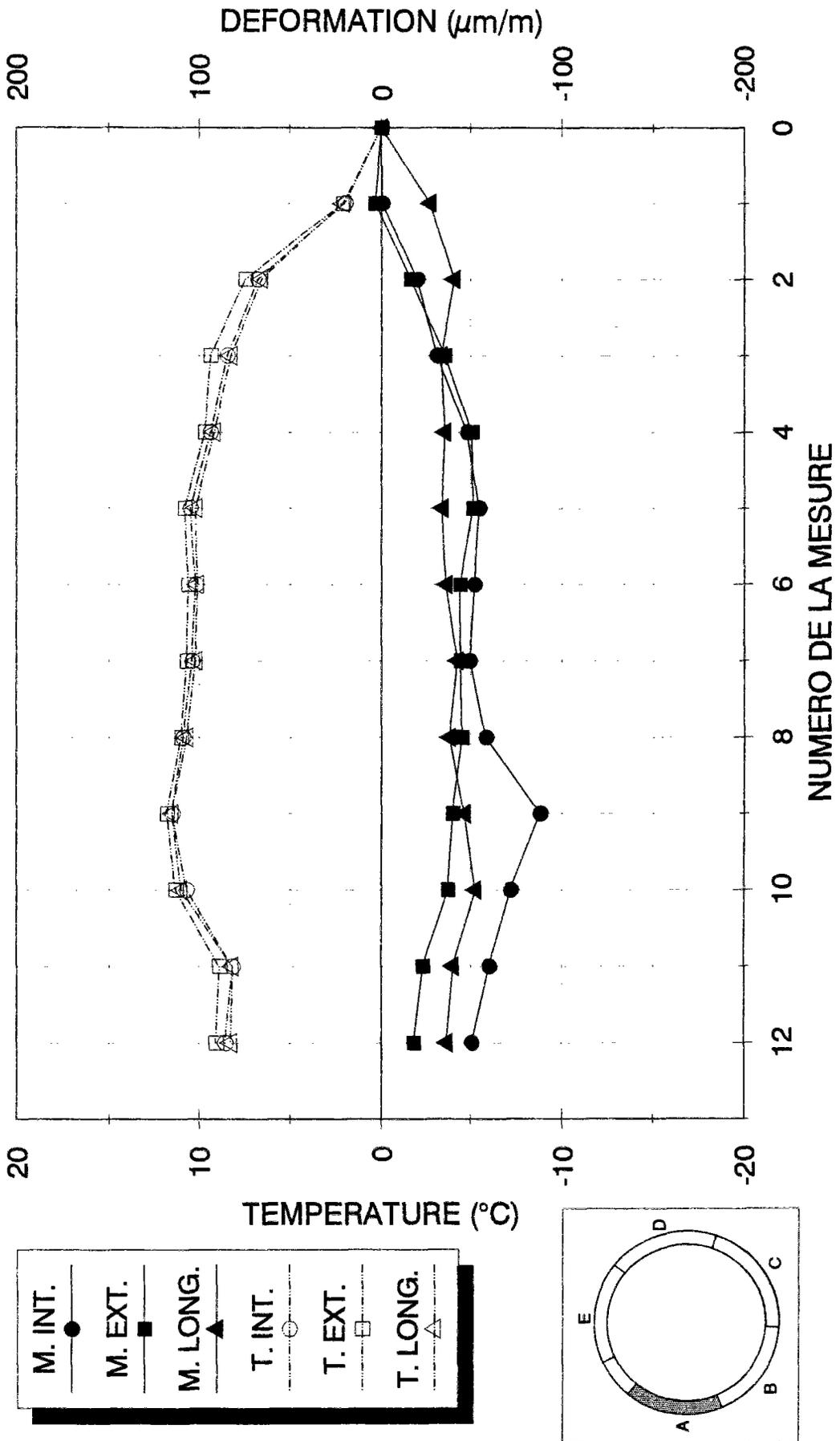


Fig. CVI.3 - DEFORMATIONS ET TEMPERATURES - VOUSOIR A, TEMOINS N° 7,8,9

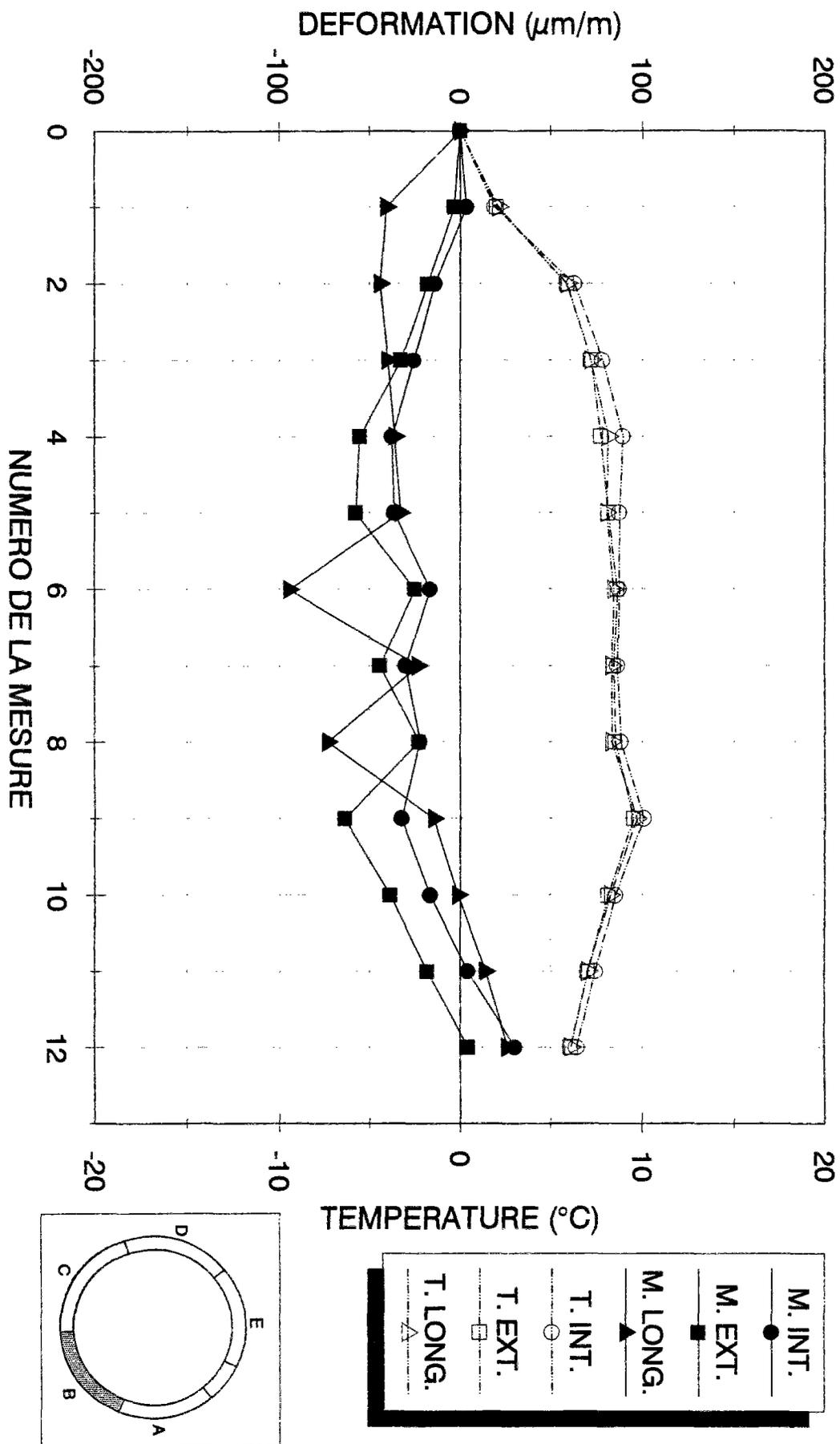


Fig. CVI.4 - DEFORMATIONS ET TEMPERATURES - VOUSOIR B, TEMOINS N° 1,2,3

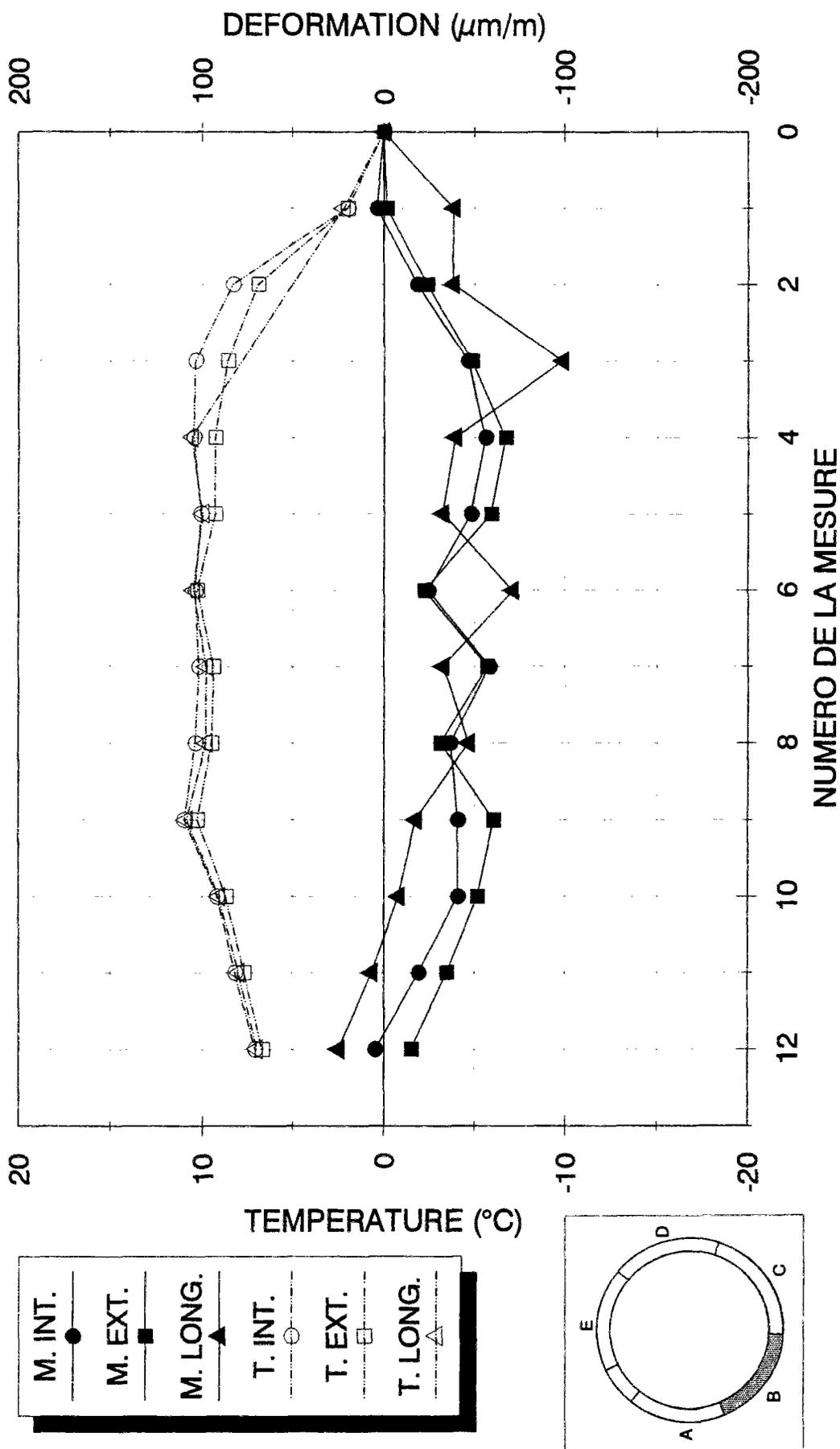


Fig. CVI.5 - DEFORMATIONS ET TEMPERATURES - VOUSOIR B, TEMOINS N° 4,5,6

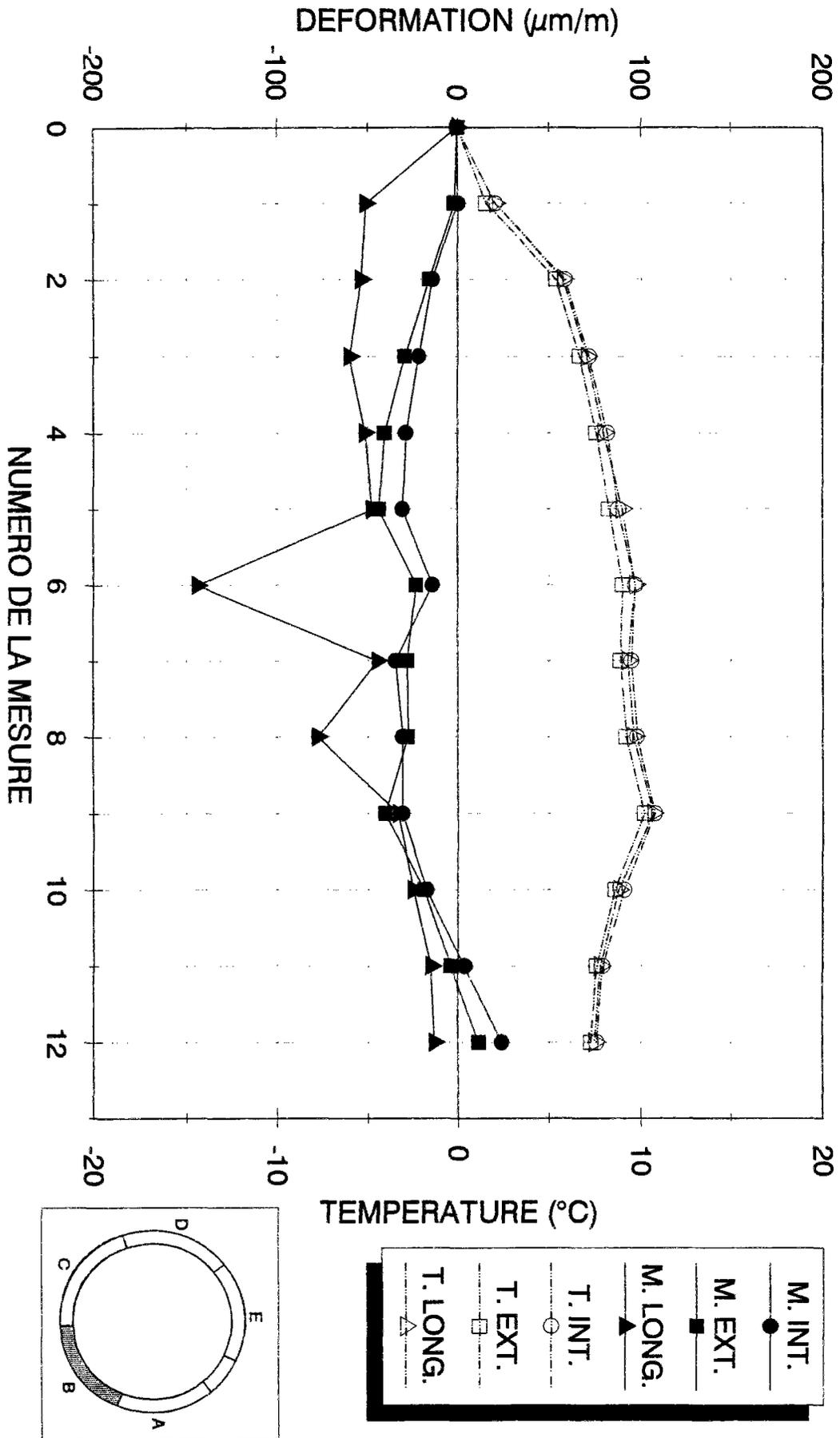


Fig. CVI.6 - DEFORMATIONS ET TEMPERATURES - VOUSOIR B, TEMOINS N° 7,8,9

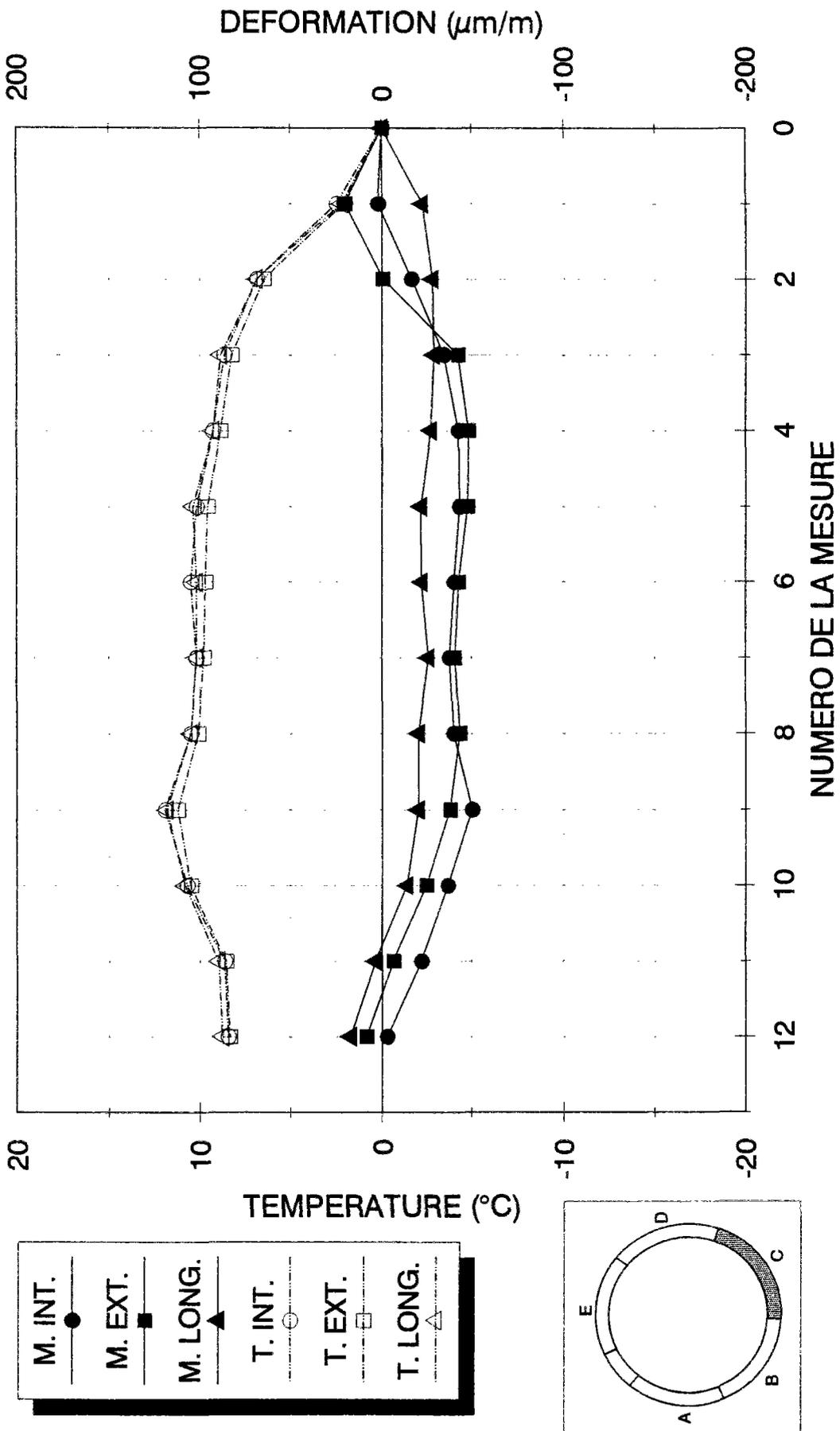


Fig. CVI.7 - DEFORMATIONS ET TEMPERATURES - VOUSOIR C, TEMOINS N° 1,2,3

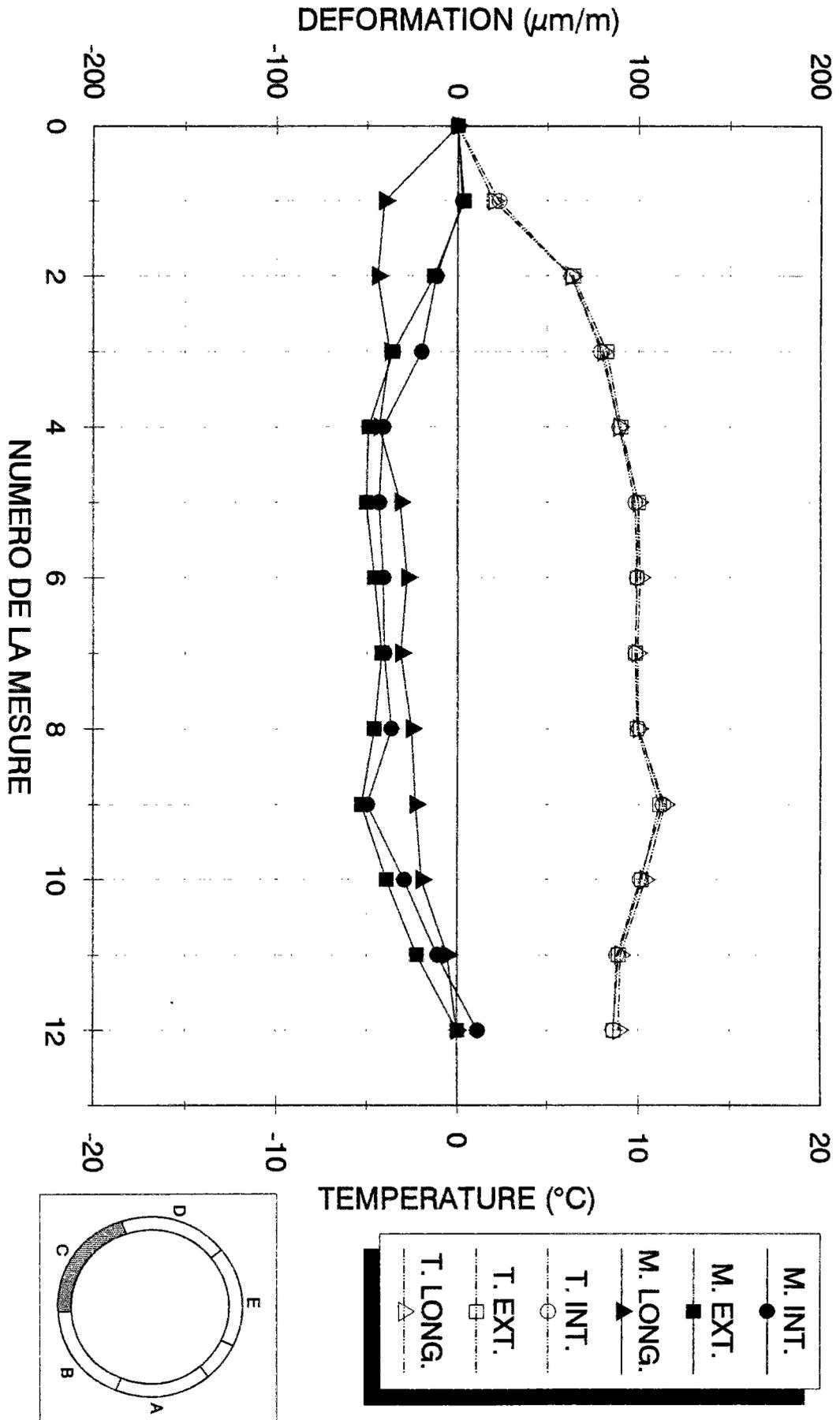


Fig. CVI.8 - DEFORMATIONS ET TEMPERATURES - VOUSOIR C, TEMOINS N° 4,5,6

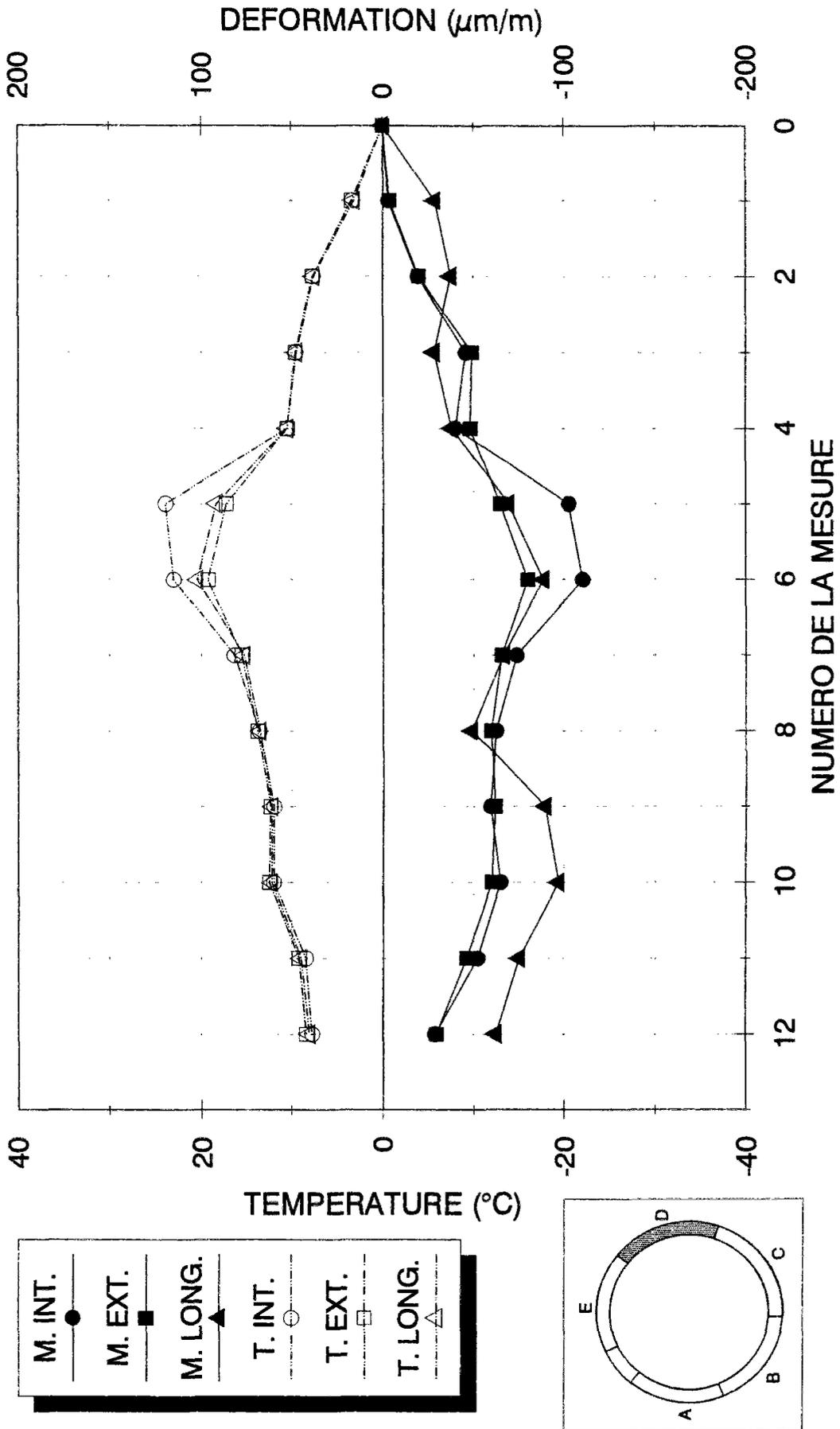


Fig. CVI.9 - DEFORMATIONS ET TEMPERATURES - VOUSOIR D, TEMOINS N° 1,2,3

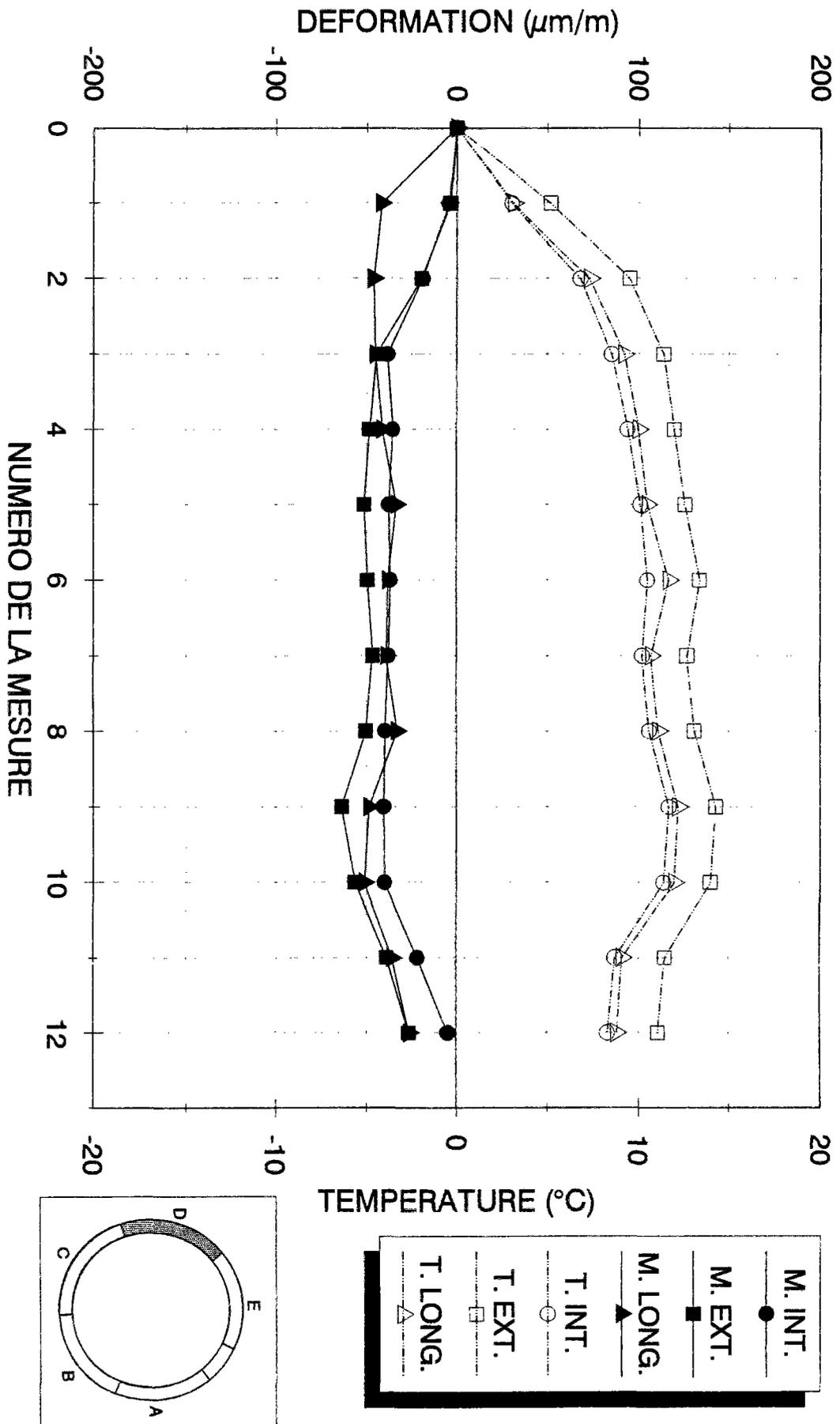


Fig. CVI.10 - DEFORMATIONS ET TEMPERATURES - VOUSOIR D, TEMOINS N° 4,5,6

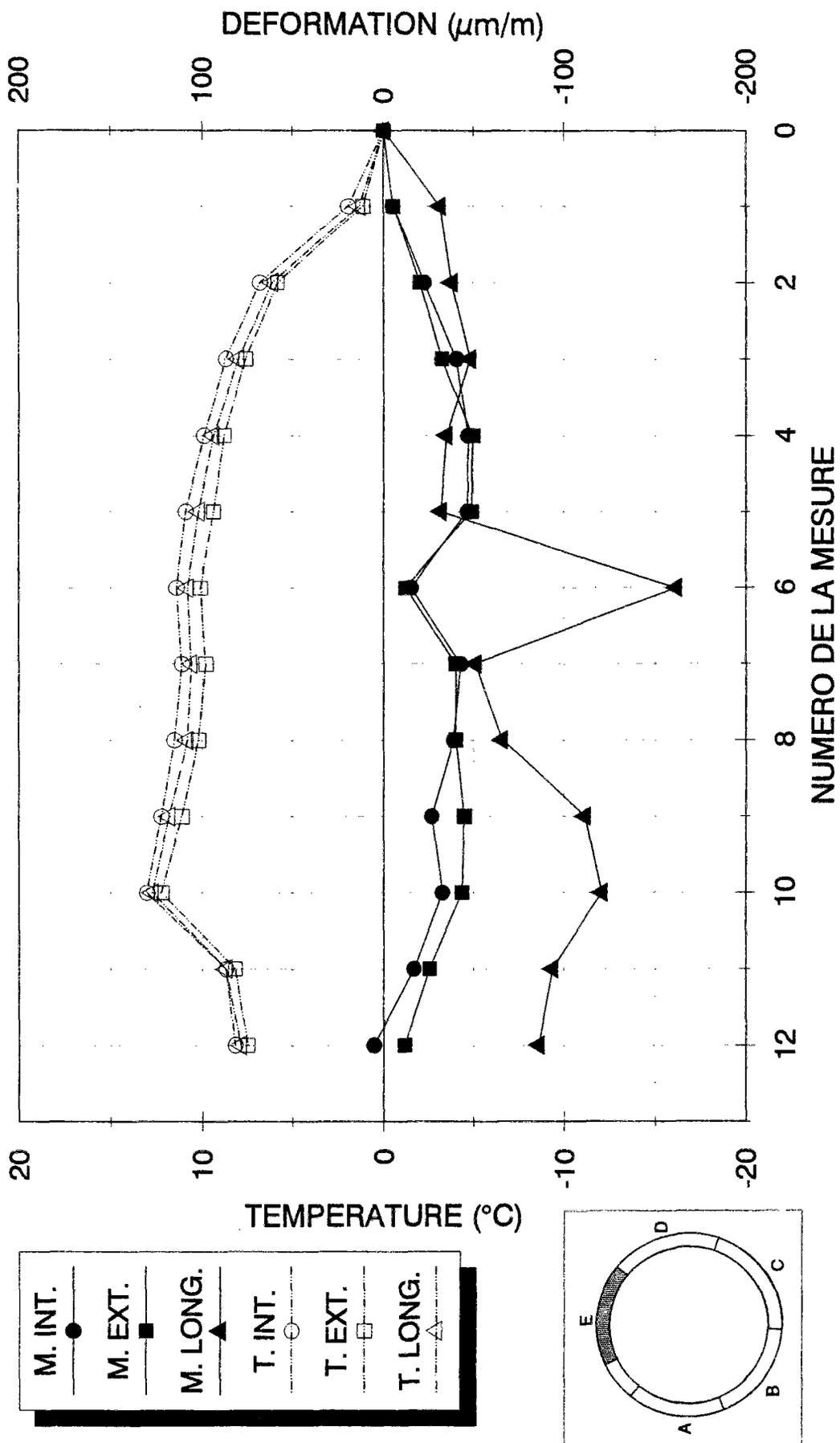


Fig. CVI.11 - DEFORMATIONS ET TEMPERATURES - VOUSOIR E, TEMOINS N° 1,2,3

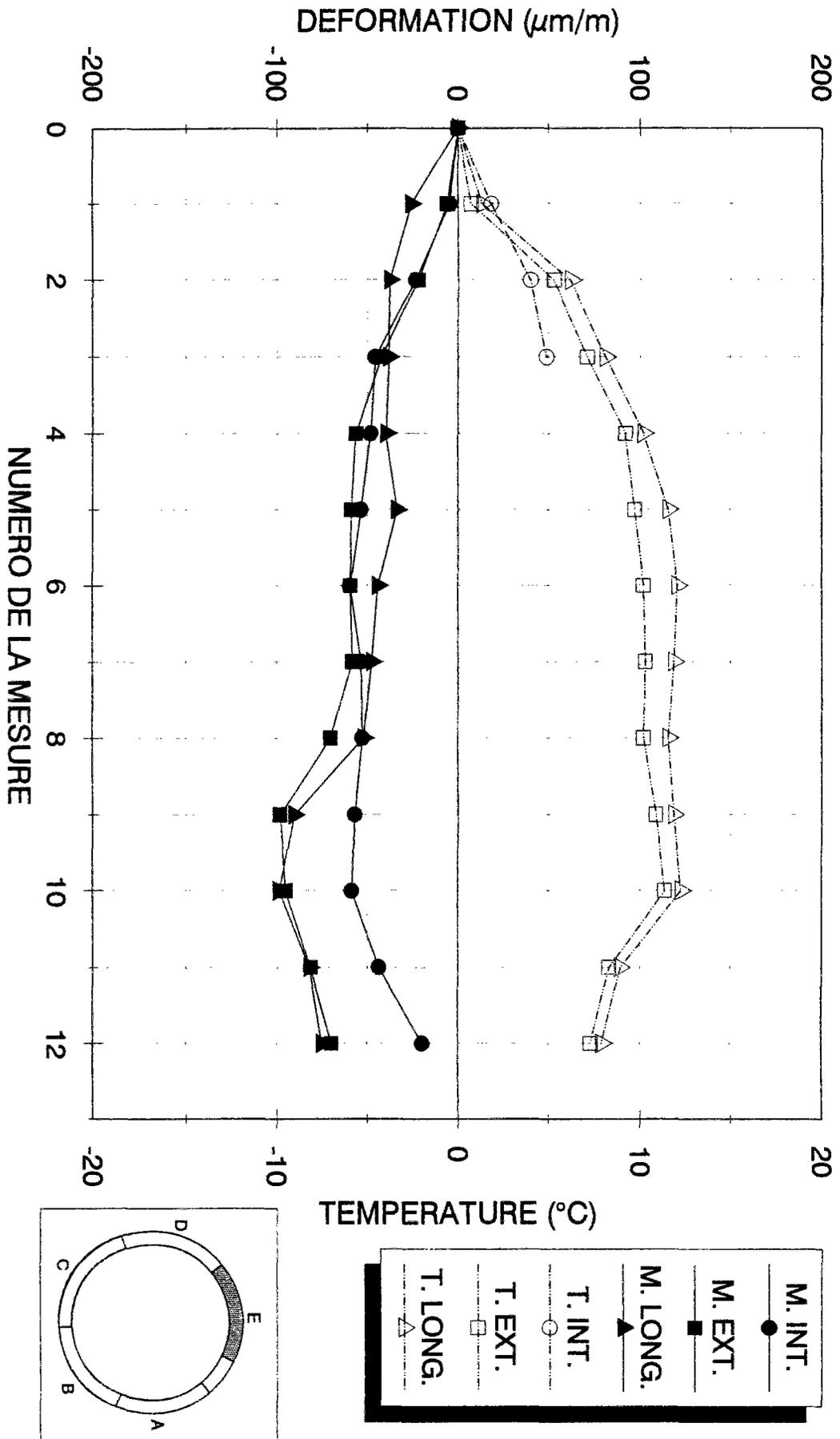


Fig. CVI.12 - DEFORMATIONS ET TEMPERATURES - VOUSOIR E, TEMOINS N° 4,5,6

ANNEXE C-VII

DEFORMATIONS CORRIGÉES EN TEMPERATURE

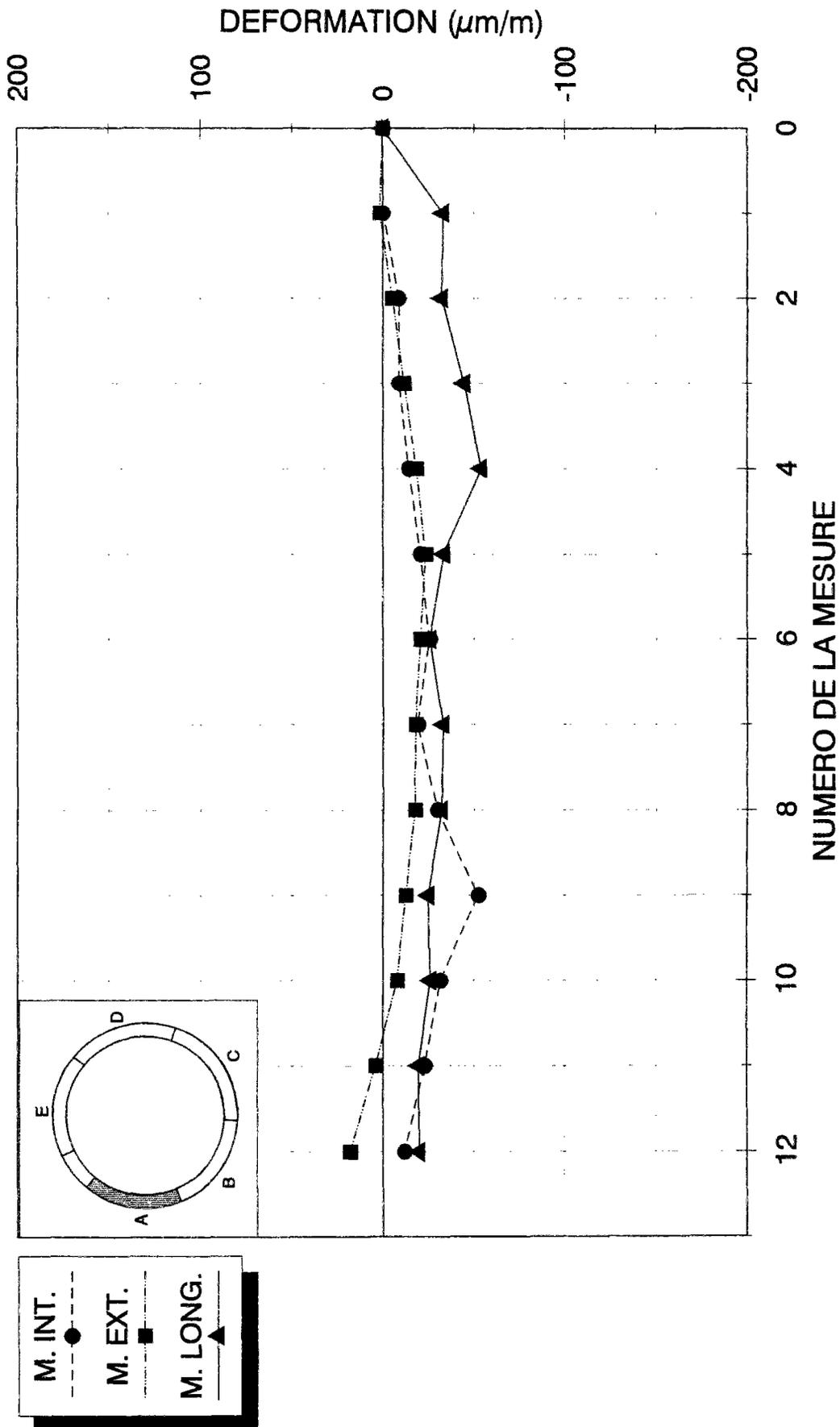


Fig. CVII.1 - DEFORMATIONS (MESURES CORRIGÉES EN TEMPERATURE)
VOUSSOIR A, TEMOINS N° 1,2,3

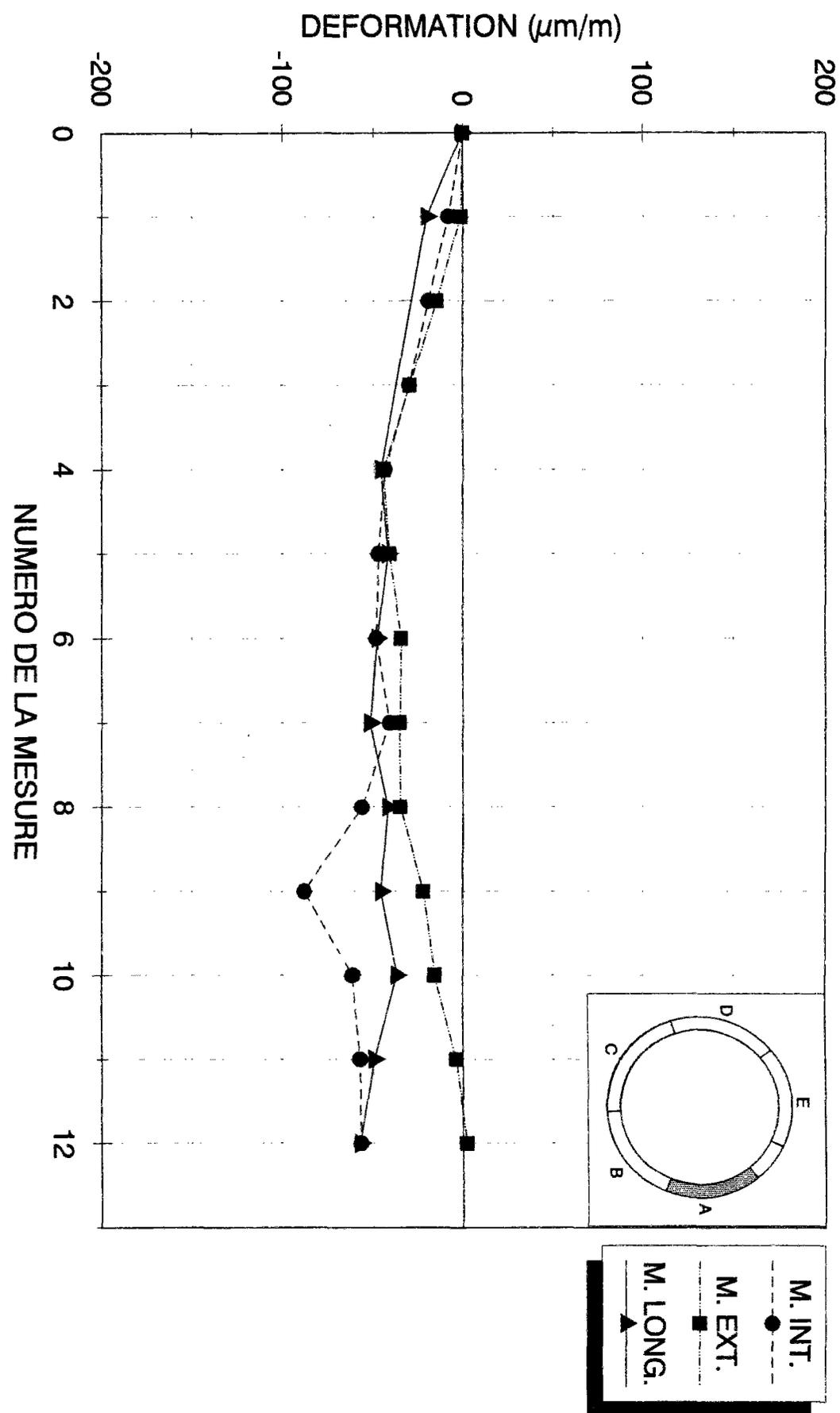


Fig. CVII.2 - DEFORMATIONS (MESURES CORRIGÉES EN TEMPERATURE)
VOUSSOIR A, TEMOINS N° 4,5,6

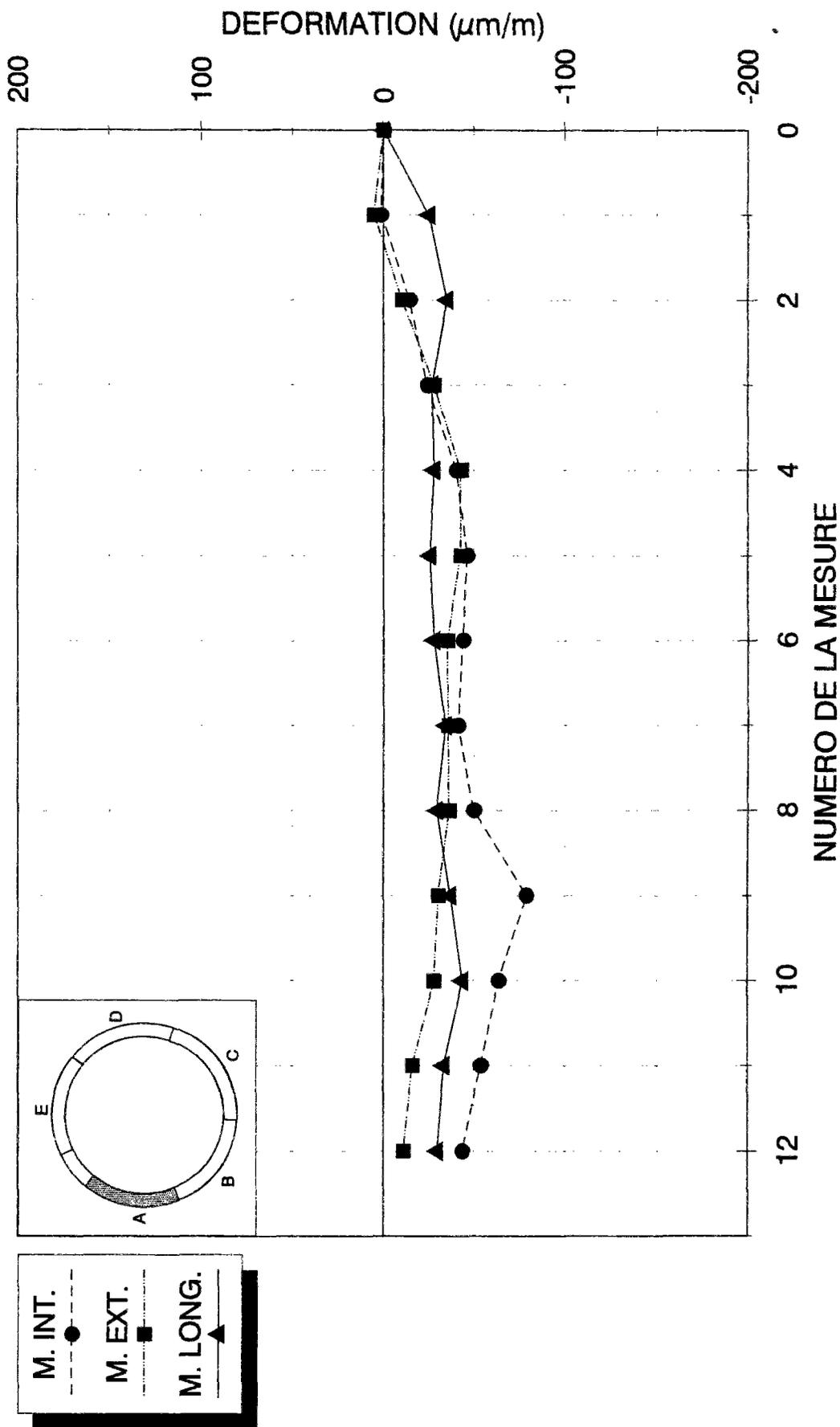


Fig. CVII.3 - DEFORMATIONS (MESURES CORRIGÉES EN TEMPERATURE)
VOUSSOIR A, TEMOINS N° 7,8,9

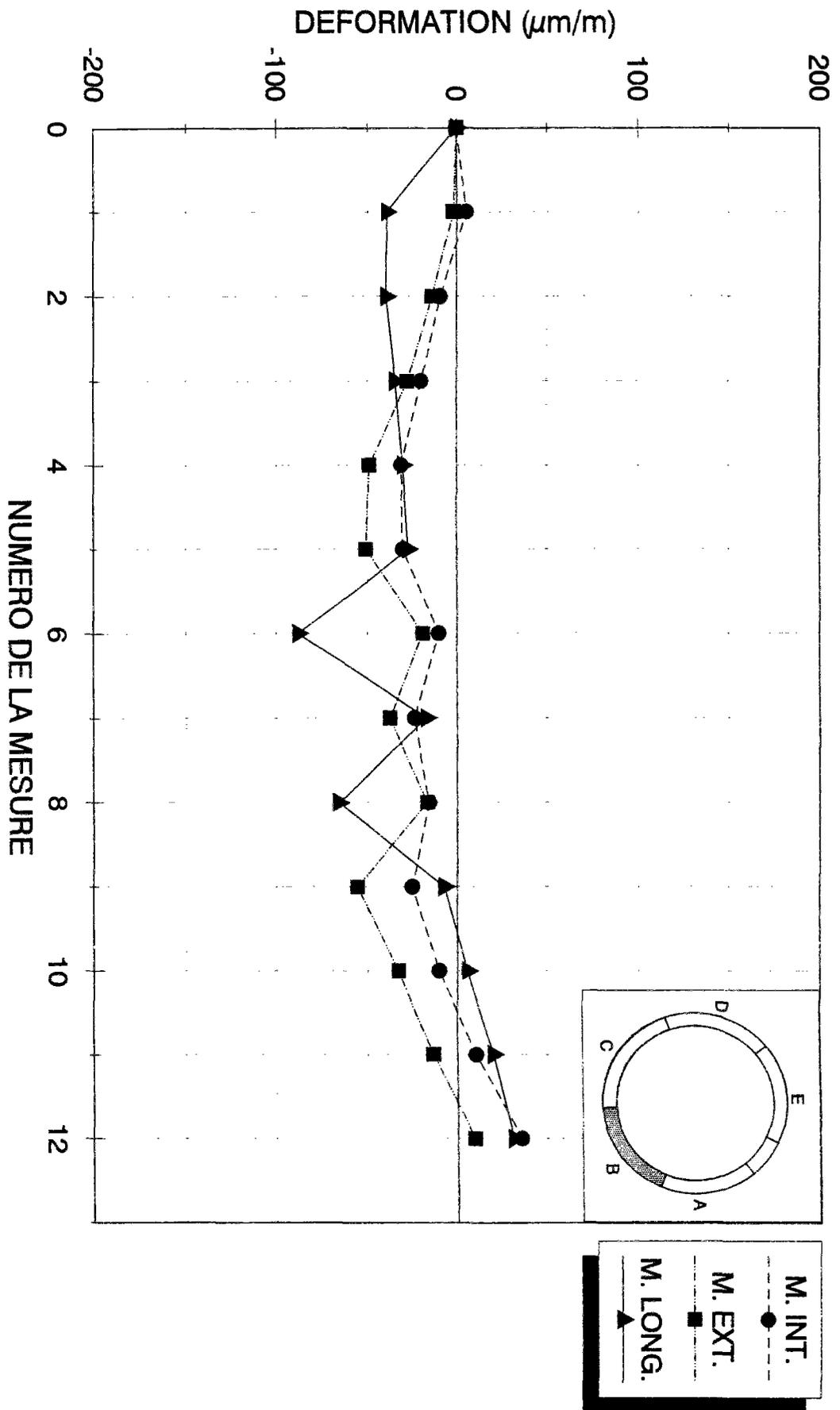


Fig. CVII.4 - DEFORMATIONS (MESURES CORRIGÉES EN TEMPÉRATURE)
VOUSSOIR B, TEMOINS N° 1,2,3

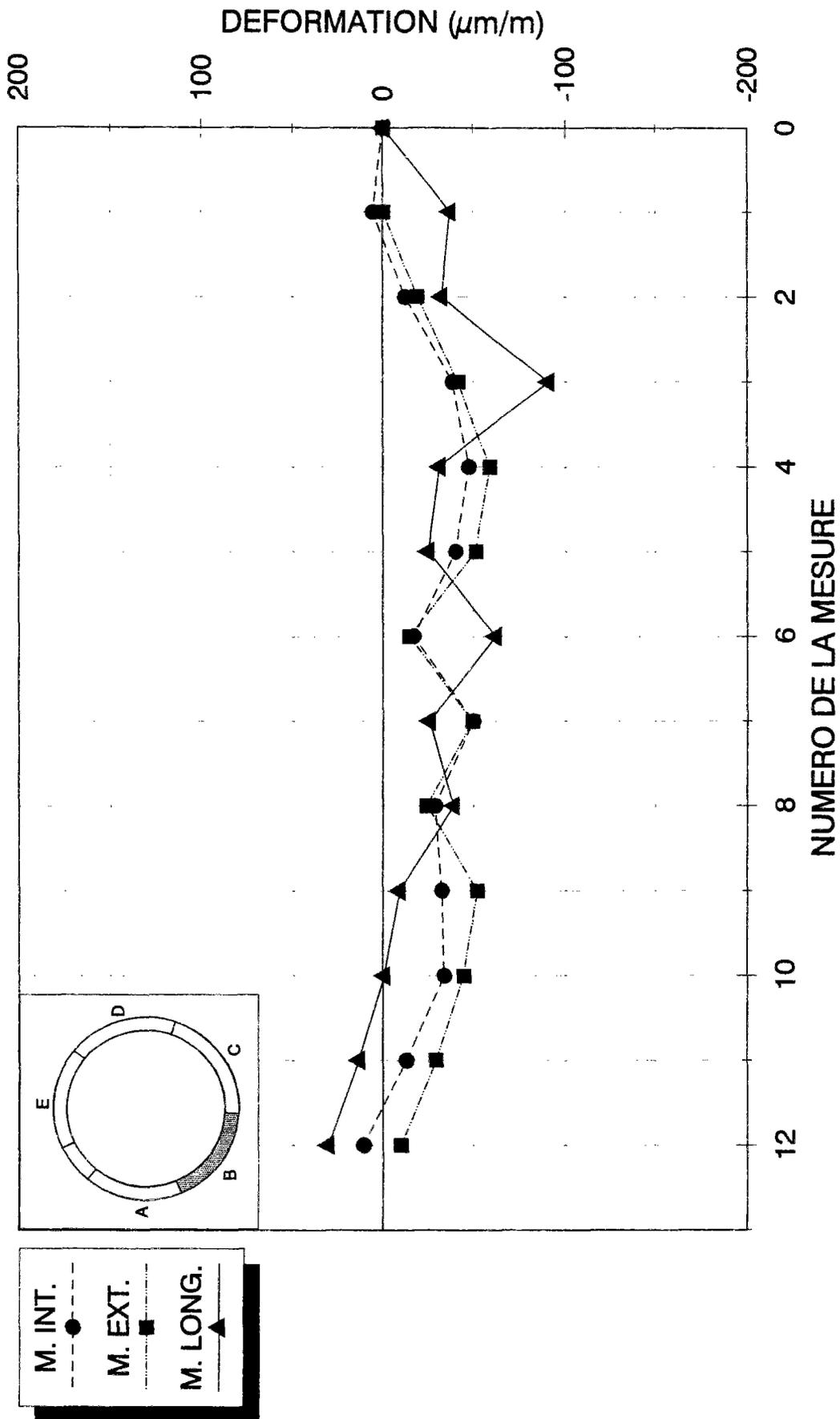


Fig. CVII.5 - DEFORMATIONS (MESURES CORRIGÉES EN TEMPERATURE)
VOUSSOIR B, TEMOINS N° 4,5,6

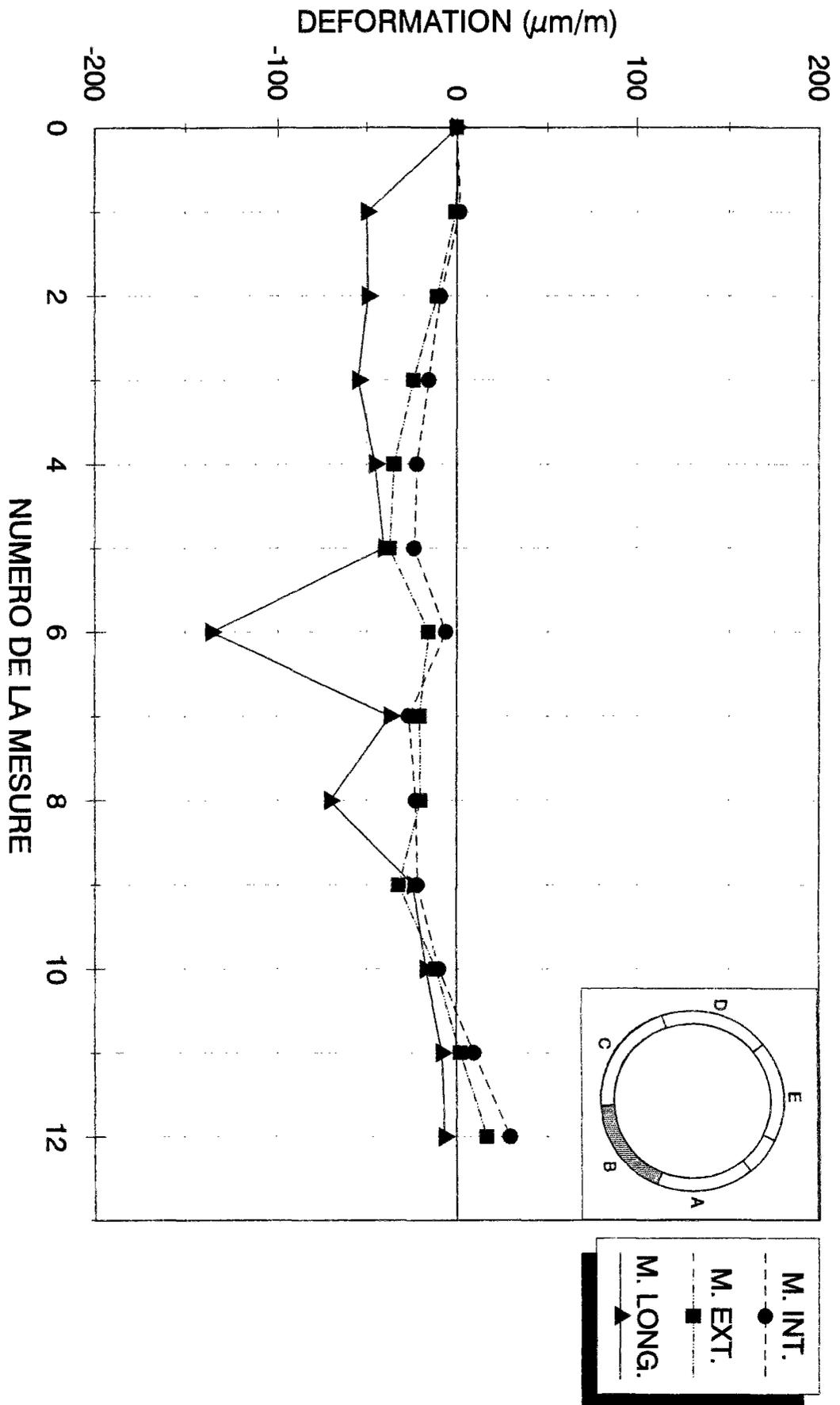


Fig. CVII.6 - DEFORMATIONS (MESURES CORRIGÉES EN TEMPERATURE)
VOUSSOIR B, TEMOINS N° 7,8,9

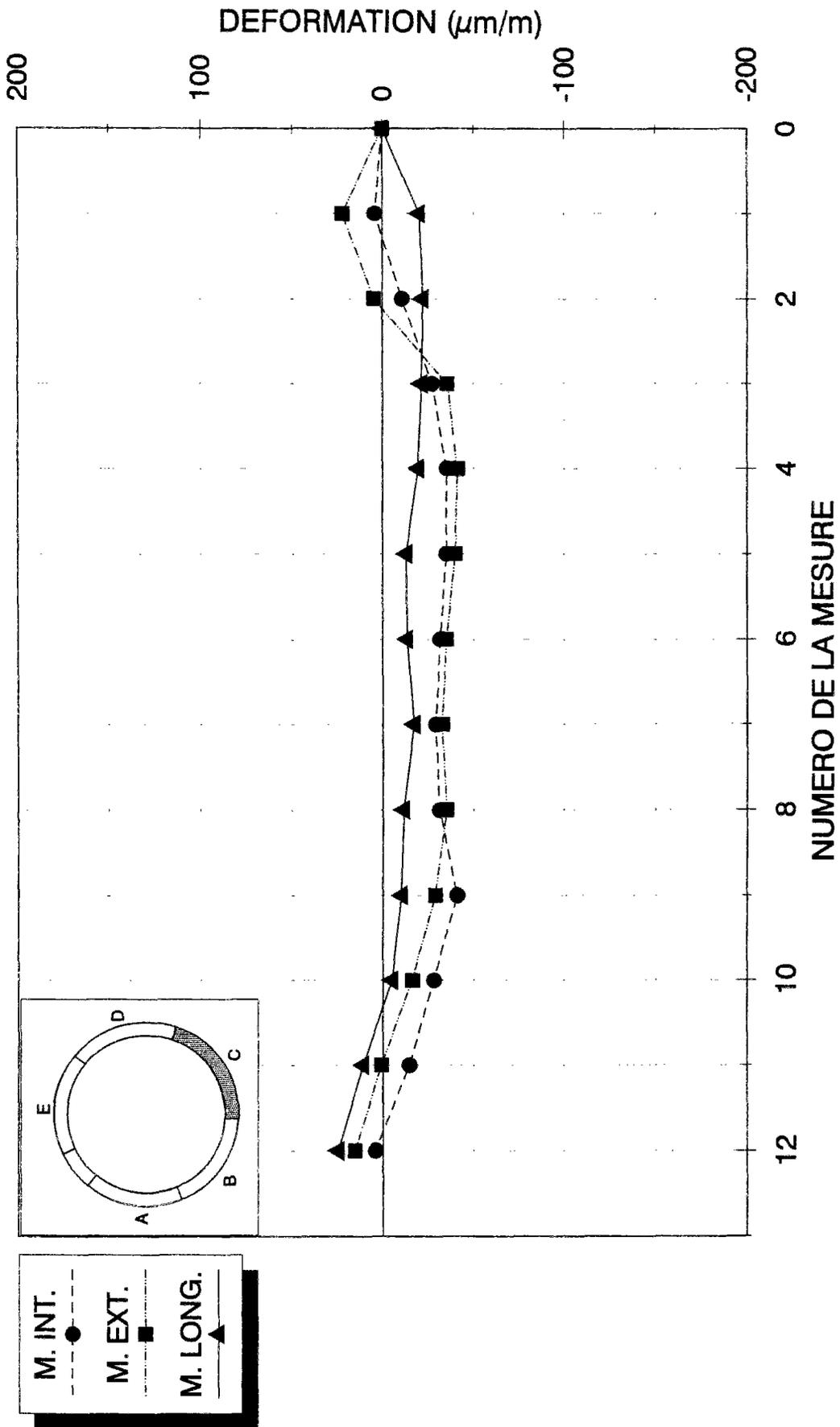


Fig. CVII.7 - DEFORMATIONS (MESURES CORRIGÉES EN TEMPERATURE)
VOUSSOIR C, TEMOINS N° 1,2,3

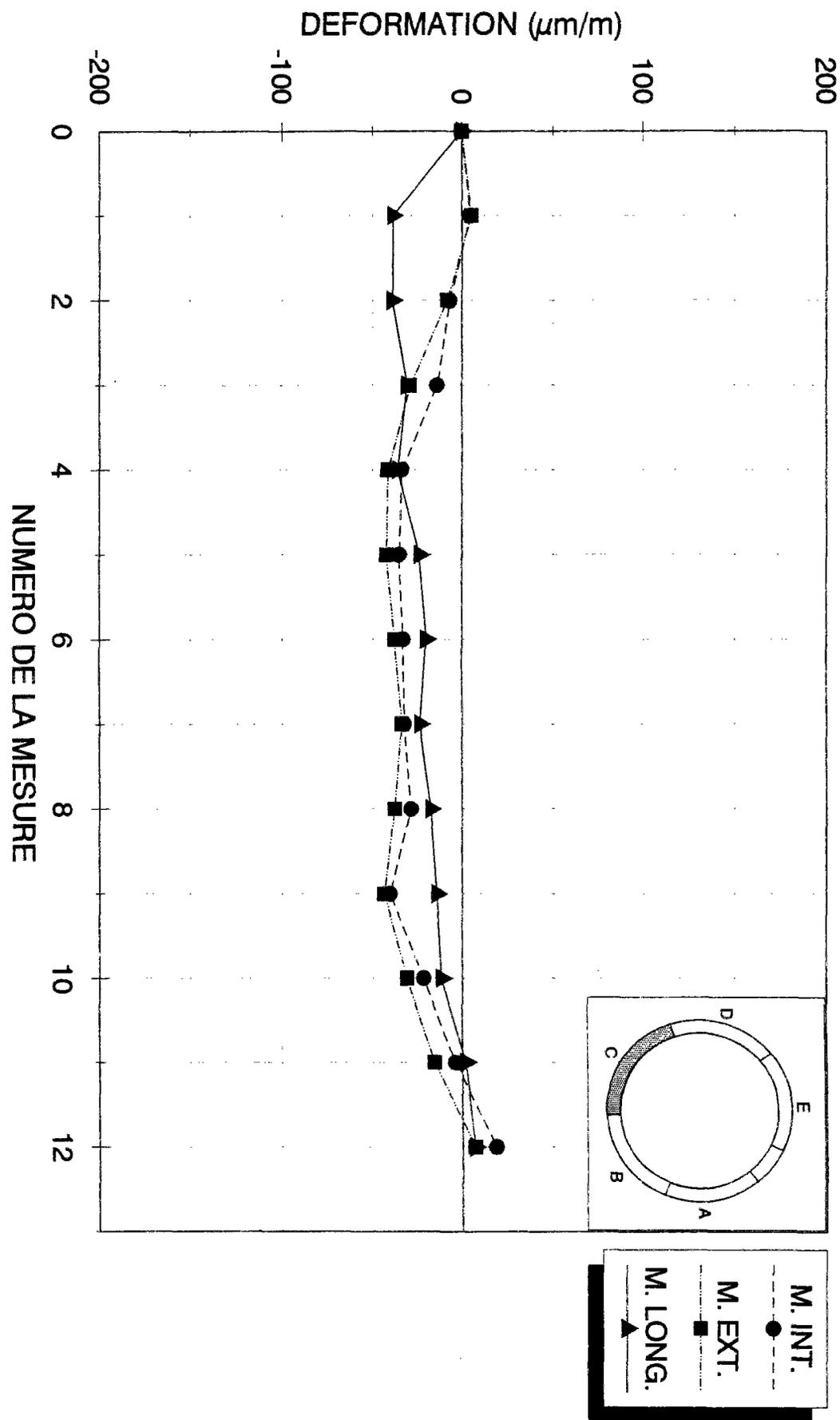


Fig. CVII.8 - DEFORMATIONS (MESURES CORRIGÉES EN TEMPERATURE)
VOUSSOIR C, TEMOINS N° 4,5,6

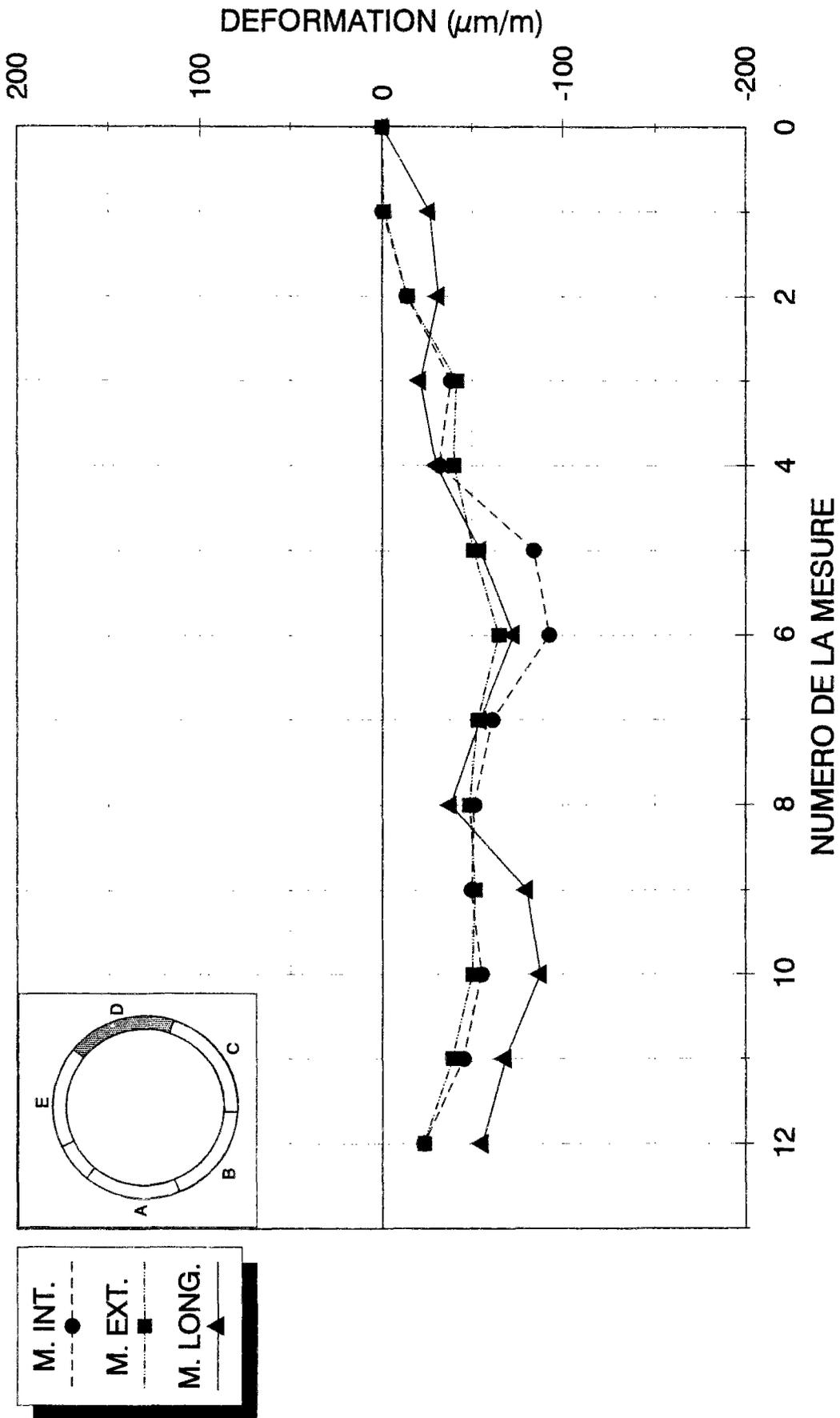


Fig. CVII.9 - DEFORMATIONS (MESURES CORRIGÉES EN TEMPERATURE)
VOUSOIR D, TEMOINS N° 1,2,3

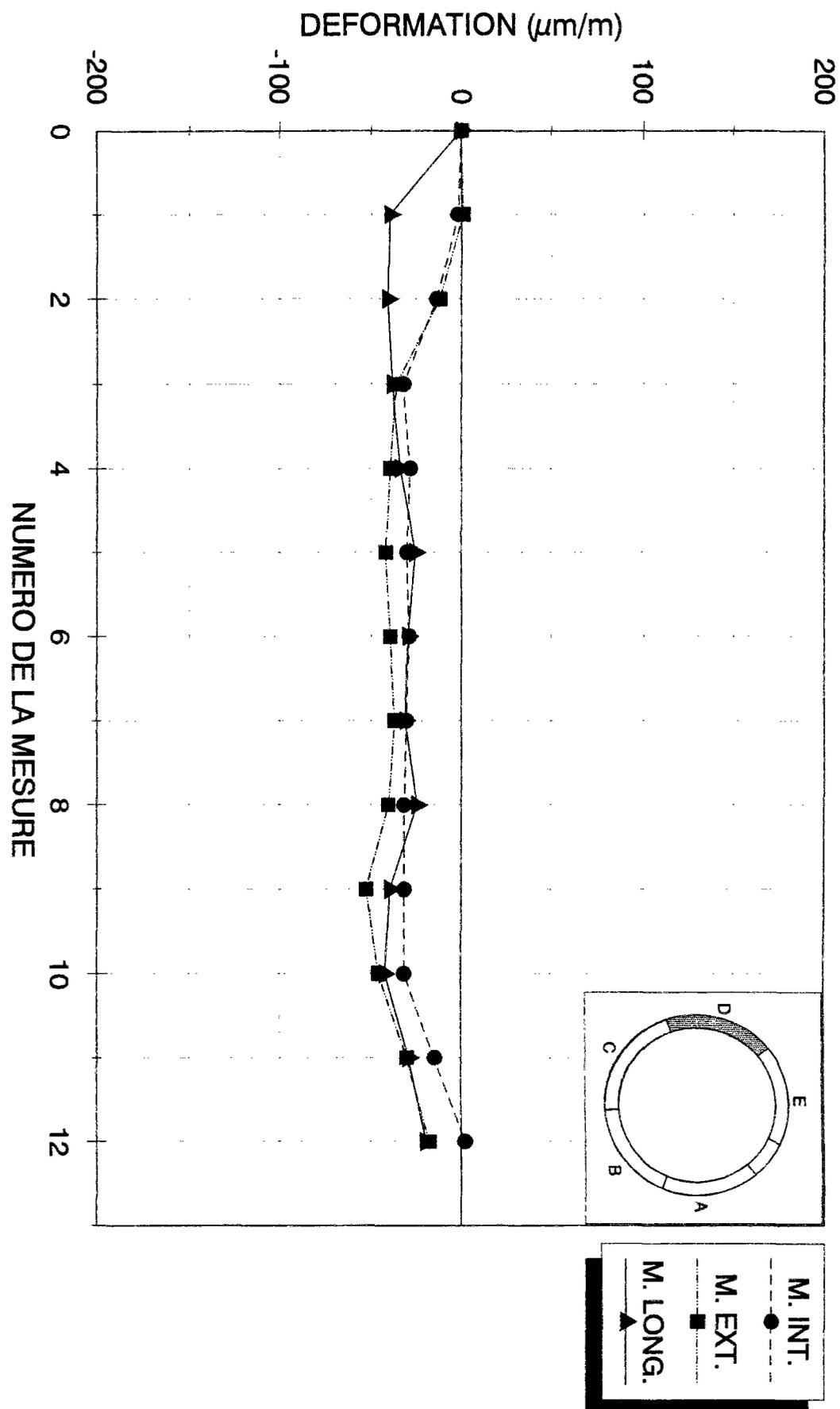


Fig. CVII.10 - DEFORMATIONS (MESURES CORRIGÉES EN TEMPERATURE)
VOUSSOIR D, TEMOINS N° 4,5,6

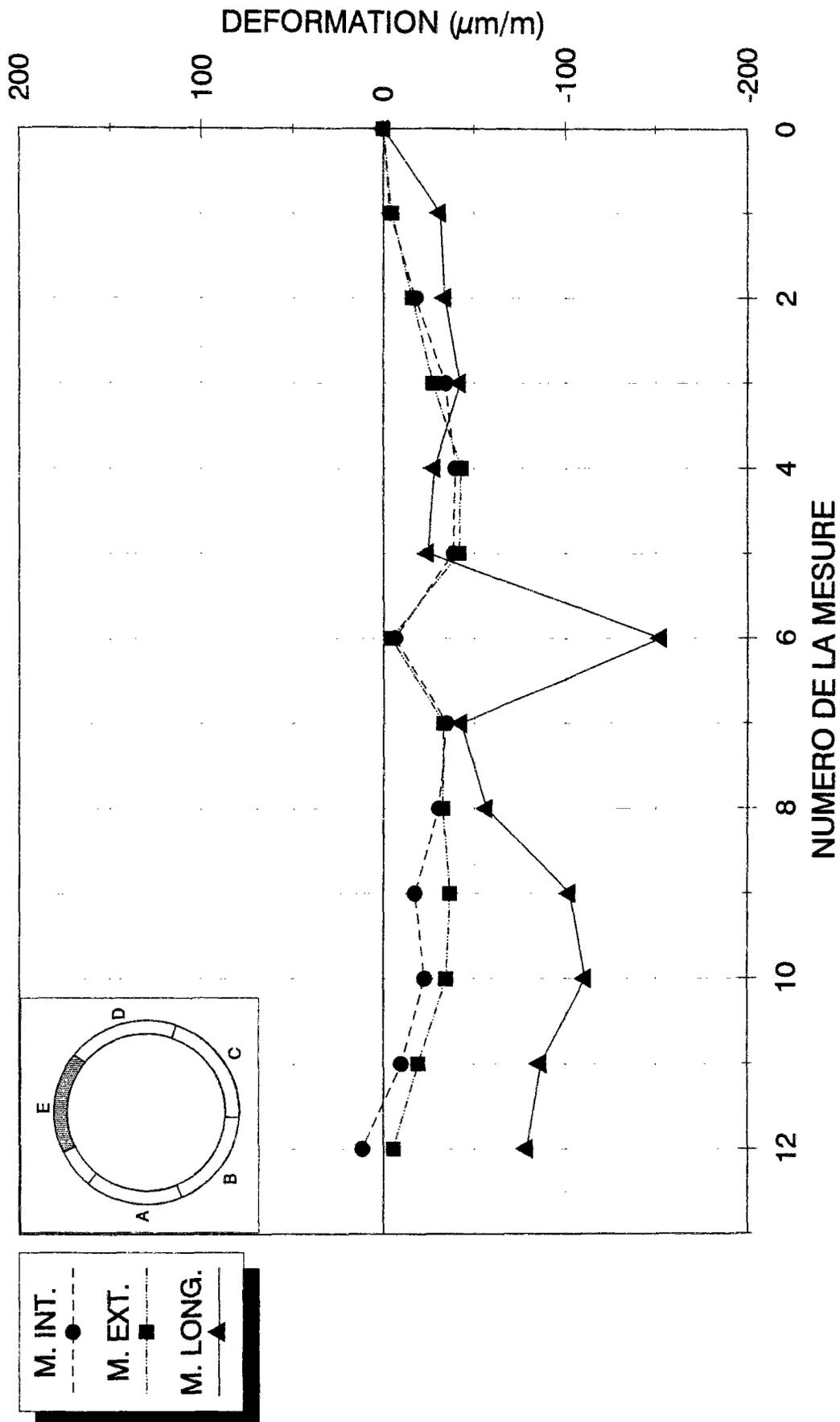


Fig. CVII.11 - DEFORMATIONS (MESURES CORRIGÉES EN TEMPERATURE)
VOUSSOIR E, TEMOINS N° 1,2,3

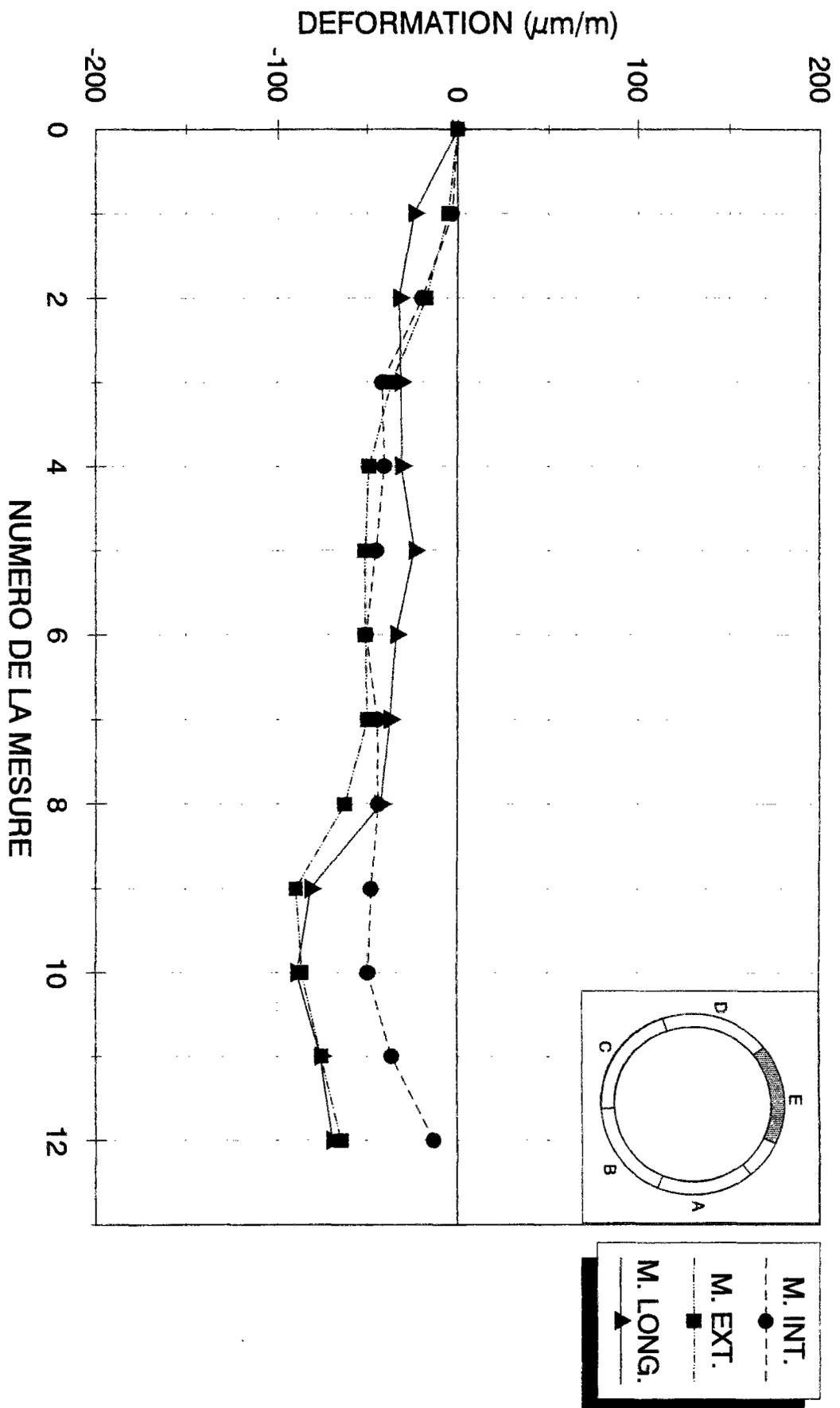


Fig. CVII.12 - DEFORMATIONS (MESURES CORRIGÉES EN TEMPERATURE)
VOUSSOIR E, TEMOINS N° 4,5,6

ANNEXE C-VIII

CORRECTIONS APPLIQUEES AUX MESURES

DEFORMATIONS CORRIGÉES EN TEMPERATURES AU NIVEAU DES TÊMOINS														
COEFF. THERMIQUE DU BETON = 10.7			TAUX DE LIBERTÉ = 1					COEFF. THERMIQUE DE L'ACIER = 11.5						
PM FRONT		sur train	1204	1204	1205	1206	1207	1208	1209	1212	1230	1250	1306	1500
VOUSSOIR	N° TÊMOINS													
A	1	0.0	-0.2	-8.9	-9.0	-14.2	-20.7	-25.7	-19.2	-30.0	-52.3	-31.8	-23.1	-12.0
	4	0.0	-7.8	-18.9	-29.5	-43.5	-47.2	-48.2	-40.9	-56.1	-67.2	-61.1	-57.1	-56.8
	7	0.0	1.2	-14.4	-24.0	-40.3	-46.2	-43.8	-41.0	-49.6	-78.3	-63.3	-53.6	-43.5
	2	0.0	1.7	-5.2	-11.7	-18.6	-23.6	-20.8	-18.1	-17.8	-12.7	-7.9	4.2	18.2
	5	0.0	-1.2	-14.2	-29.2	-44.3	-40.8	-34.2	-35.0	-34.8	-21.5	-15.3	-3.6	2.2
	8	0.0	5.1	-10.0	-27.8	-42.7	-42.6	-35.2	-35.5	-36.0	-30.1	-27.8	-15.7	-10.6
	3	0.0	-33.2	-32.4	-44.4	-53.7	-33.4	-26.0	-33.1	-32.3	-25.0	-26.2	-19.7	-20.1
	6	0.0	-19.9	-	-	-45.8	-41.8	-47.6	-51.7	-41.7	-45.6	-36.7	-49.4	-57.1
	9	0.0	-25.2	-35.2	-26.7	-27.8	-25.5	-27.9	-34.2	-29.3	-36.9	-43.7	-33.2	-29.7
B	1	0.0	4.9	-8.9	-19.4	-30.5	-29.6	-9.6	-23.3	-15.2	-24.3	-9.8	10.1	35.5
	4	0.0	5.4	-11.9	-38.0	-47.3	-39.7	-16.2	-49.7	-28.2	-31.9	-33.3	-12.7	10.6
	7	0.0	1.6	-9.3	-15.8	-22.2	-23.6	-6.3	-26.8	-22.8	-22.0	-9.8	9.7	29.7
	2	0.0	-1.8	-13.3	-26.9	-48.9	-50.8	-18.3	-37.1	-16.1	-55.6	-32.2	-12.8	9.4
	5	0.0	0.0	-18.5	-41.3	-59.2	-51.1	-14.2	-49.1	-23.7	-51.9	-44.3	-28.6	-9.7
	8	0.0	-0.7	-11.2	-24.2	-34.7	-37.2	-15.9	-20.9	-20.3	-32.3	-11.7	2.3	16.9
	3	0.0	-38.9	-39.2	-34.0	-29.6	-26.7	-87.5	-16.7	-65.9	-6.9	5.4	19.6	31.0
	6	0.0	-36.7	-32.0	-90.7	-30.8	-24.4	-62.2	-24.9	-38.6	-8.9	-0.8	13.3	30.6
	9	0.0	-49.6	-49.2	-54.5	-45.2	-40.3	-135.9	-37.1	-69.9	-24.4	-17.4	-8.4	-6.8
C	1	0.0	4.3	-10.8	-27.4	-35.2	-34.9	-31.6	-29.2	-31.2	-40.6	-28.1	-14.6	4.1
	4	0.0	4.5	-6.6	-13.6	-33.8	-35.3	-33.0	-32.3	-28.4	-40.4	-21.2	-3.9	18.2
	2	0.0	22.2	4.8	-35.6	-41.1	-39.8	-34.9	-32.5	-34.9	-28.8	-16.2	0.8	15.5
	5	0.0	5.1	-7.9	-28.9	-41.6	-42.3	-37.8	-33.7	-37.8	-43.6	-30.8	-15.1	6.9
	3	0.0	-20.4	-22.3	-21.5	-19.6	-13.1	-13.6	-17.4	-11.5	-10.4	-5.1	11.0	24.7
	6	0.0	-38.7	-39.1	-30.9	-36.2	-23.7	-19.9	-23.4	-17.3	-13.9	-11.3	1.9	6.7
D	1	0.0	-0.3	-13.5	-38.0	-31.7	-83.5	-91.9	-60.6	-51.3	-49.6	-55.2	-45.3	-22.9
	4	0.0	-1.8	-13.3	-31.7	-27.9	-29.6	-28.5	-29.9	-31.1	-31.0	-30.9	-14.4	2.1
	2	0.0	-1.1	-14.0	-41.3	-39.8	-50.8	-64.4	-52.9	-48.6	-51.7	-50.1	-38.9	-23.0
	5	0.0	0.7	-11.8	-35.6	-38.9	-41.4	-38.9	-36.4	-39.9	-52.4	-45.2	-29.5	-17.3
	3	0.0	-26.3	-31.5	-20.9	-29.9	-54.5	-72.2	-54.3	-38.1	-79.6	-87.0	-68.0	-55.6
	6	0.0	-39.3	-40.5	-37.8	-33.4	-25.0	-29.0	-30.5	-24.1	-38.9	-41.7	-28.4	-19.1
E	1	0.0	-3.7	-17.4	-33.8	-39.2	-38.0	-6.3	-34.1	-30.1	-17.2	-22.5	-9.9	11.8
	4	0.0	-3.1	-20.0	-41.6	-40.4	-44.9	-50.5	-44.5	-43.9	-47.6	-49.2	-36.7	-13.3
	2	0.0	-4.5	-15.6	-26.8	-42.5	-41.3	-4.2	-32.6	-32.3	-36.1	-34.1	-19.0	-5.5
	5	0.0	-5.2	-17.6	-36.4	-48.8	-51.1	-51.0	-49.8	-62.0	-89.3	-85.9	-74.9	-64.0
	3	0.0	-30.8	-33.5	-41.8	-27.8	-24.1	-152.8	-42.4	-56.7	-102.2	-110.8	-86.3	-79.0
	6	0.0	-24.4	-32.6	-31.5	-31.3	-24.1	-34.3	-37.8	-42.6	-80.9	-88.8	-75.1	-68.8
DEFORMATIONS AUX BORDS DE L'INTRADOS ET L'EXTRADOS														
A	1	0.0	-1.7	-11.9	-6.9	-10.8	-18.4	-29.7	-20.1	-39.8	-84.0	-50.8	-45.1	-36.2
	4	0.0	-16.1	-24.9	-29.9	-42.4	-55.3	-65.7	-48.1	-82.7	-169.2	-118.3	-124.0	-130.4
	7	0.0	-3.7	-19.8	-19.2	-37.2	-50.7	-54.5	-47.8	-66.6	-138.6	-107.6	-101.0	-84.7
	2	0.0	4.0	-0.8	-15.0	-23.8	-27.0	-14.8	-16.8	-3.1	34.8	20.7	37.1	54.5
	5	0.0	8.6	-7.0	-28.7	-45.6	-31.2	-13.1	-26.3	-2.9	76.9	53.3	76.7	90.5
	8	0.0	11.0	-3.5	-33.6	-46.3	-37.2	-22.3	-27.2	-15.6	42.3	25.3	41.2	38.8
	3	0.0	-33.2	-32.4	-44.4	-53.7	-33.4	-26.0	-33.1	-32.3	-25.0	-26.2	-19.7	-20.1
	6	0.0	-19.9	-	-	-45.8	-41.8	-47.6	-51.7	-41.7	-45.6	-36.7	-49.4	-57.1
	9	0.0	-25.2	-35.2	-26.7	-27.8	-25.5	-27.9	-34.2	-29.3	-36.9	-43.7	-33.2	-29.7
B	1	0.0	11.6	-4.5	-11.9	-12.2	-8.3	-1.0	-9.4	-14.3	7.0	12.6	33.0	61.6
	4	0.0	13.4	-2.0	-33.0	-29.4	-22.6	-19.2	-50.6	-35.0	-2.0	-16.8	11.2	41.1
	7	0.0	6.2	-5.5	0.8	2.8	3.5	13.0	-38.7	-27.9	-1.5	-6.0	24.7	55.4
	2	0.0	-8.5	-17.7	-34.4	-67.2	-72.0	-27.0	-51.0	-17.1	-86.9	-54.5	-35.8	-16.7
	5	0.0	-6.6	-26.7	-45.5	-74.0	-65.4	-11.7	-48.4	-18.1	-76.8	-58.1	-48.5	-35.2
	8	0.0	-5.3	-15.0	-40.8	-59.8	-64.3	-35.2	-9.0	-15.2	-52.8	-15.5	-12.6	-8.8
	3	0.0	-38.9	-39.2	-34.0	-29.6	-26.7	-87.5	-16.7	-65.9	-6.9	5.4	19.6	31.0
	6	0.0	-36.7	-32.0	-90.7	-30.8	-24.4	-62.2	-24.9	-38.6	-8.9	-0.8	13.3	30.6
	9	0.0	-49.6	-49.2	-54.5	-45.2	-40.3	-135.9	-37.1	-69.9	-24.4	-17.4	-8.4	-6.8
C	1	0.0	-31.6	-41.9	-11.0	-23.3	-24.9	-25.1	-22.6	-23.9	-64.3	-51.9	-45.5	-18.5
	4	0.0	3.9	-5.4	1.7	-26.0	-28.3	-28.2	-30.9	-19.0	-37.1	-11.7	7.3	29.6
	2	0.0	58.1	36.0	-52.0	-53.0	-49.8	-41.4	-39.2	-42.3	-5.1	7.8	31.7	38.1
	5	0.0	6.1	-10.1	-55.7	-55.2	-54.5	-46.3	-36.2	-54.3	-49.3	-47.4	-34.6	-13.0
	3	0.0	-20.4	-22.3	-21.5	-19.6	-13.1	-13.6	-17.4	-11.5	-10.4	-5.1	11.0	24.7
	6	0.0	-38.7	-39.1	-30.9	-36.2	-23.7	-19.9	-23.4	-17.3	-13.9	-11.3	1.9	6.7
D	1	0.0	0.6	-13.0	-33.9	-21.5	-124.3	-126.3	-70.2	-54.6	-47.0	-61.6	-53.2	-22.7
	4	0.0	-5.0	-15.1	-26.7	-14.2	-14.9	-15.6	-21.8	-20.1	-4.2	-12.9	4.4	26.3
	2	0.0	-2.2	-14.6	-46.2	-52.0	-1.8	-23.2	-41.4	-44.7	-54.8	-42.4	-29.4	-23.3
	5	0.0	4.5	-9.6	-41.5	-55.4	-59.1	-54.4	-46.2	-53.0	-84.6	-66.7	-52.1	-48.4
	3	0.0	-26.3	-31.5	-20.9	-29.9	-54.5	-72.2	-54.3	-38.1	-79.6	-87.0	-68.0	-55.6
	6	0.0	-39.3	-40.5	-37.8	-33.4	-25.0	-29.0	-30.5	-24.1	-38.9	-41.7	-28.4	-19.1
E	1	0.0	-2.8	-19.7	-42.6	-35.0	-33.9	-8.9	-38.0	-27.3	6.4	-8.1	1.5	33.5
	4	0.0	-0.0	-23.5	-49.3	-27.7	-35.6	-49.6	-36.5	-16.7	14.9	6.0	20.5	62.7
	2	0.0	-5.6	-12.9	-16.2	-47.5	-46.2	-1.0	-30.3	-35.6	-64.4	-51.4	-32.7	-31.5
	5	0.0	-7.8	-14.7	-30.0	-59.4	-58.8	-51.8	-56.5	-84.7	-141.4	-131.9	-122.6	-127.3
	3	0.0	-30.8	-33.5	-41.8	-27.8	-24.1	-152.8	-42.4	-56.7	-102.2	-110.8	-86.3	-79.0
	6	0.0	-24.4	-32.6	-31.5	-31.3	-24.1	-34.3	-37.8	-42.6	-80.9	-88.8	-75.1	-68.8

SOMME DES TEMOINS INTERIEURES														
A	0.0	-21.4	-56.6	-55.9	-90.4	-124.3	-149.9	-116.1	-189.1	-391.8	-276.8	-270.1	-251.3	
B	0.0	31.2	-12.0	-44.0	-38.7	-27.4	-7.2	-98.7	-77.2	3.5	-10.2	68.8	158.1	
C	0.0	-27.7	-47.3	-9.3	-49.3	-53.3	-53.3	-53.5	-42.8	-101.4	-63.6	-38.2	11.1	
D	0.0	-4.3	-28.1	-60.6	-35.6	-139.2	-141.9	-92.0	-74.7	-51.1	-74.5	-48.7	3.6	
E	0.0	-2.8	-43.2	-91.8	-62.6	-69.4	-58.5	-72.5	-44.1	21.3	-2.1	22.0	96.1	
MOYENNE	0.0	-2.1	-15.6	-21.8	-23.1	-34.5	-34.2	-36.1	-35.7	-43.3	-35.6	-22.2	1.5	
SOMME DES TEMOINS EXTERIEURES														
A	0.0	23.6	-11.3	-77.2	-115.7	-95.3	-50.2	-70.4	-21.6	154.0	99.4	155.0	183.8	
B	0.0	-20.4	-59.5	-120.8	-201.0	-201.7	-73.6	-108.4	-50.3	-216.5	-128.1	-96.9	-60.7	
C	0.0	64.2	25.9	-107.6	-108.2	-104.3	-87.7	-75.4	-96.6	-54.4	-39.8	-2.9	25.1	
D	0.0	2.3	-24.2	-87.7	-107.4	-60.9	-77.6	-87.6	-97.7	-139.4	-109.1	-81.5	-69.7	
E	0.0	-13.4	-27.6	-46.2	-106.9	-105.0	-52.8	-86.8	-120.3	-205.9	-183.3	-155.3	-158.7	
MOYENNE	0.0	4.7	-8.1	-36.6	-53.3	-47.3	-28.5	-35.7	-32.2	-38.5	-30.1	-15.1	-6.7	
DIFF. MOY. INT. ET EXT.														
	0.0	-6.8	-7.5	14.8	30.2	12.6	-5.7	-0.3	-3.5	-4.8	-5.5	-7.0	8.2	
VALEURS DES DEFORMATIONS APRES CORRECTIONS HYDRIQUES														
A	1	0.0	-1.7	-11.9	-6.9	-10.8	-18.4	-29.7	-20.1	-39.8	-84.0	-50.8	-45.1	-36.2
	4	0.0	-16.1	-24.9	-29.9	-42.4	-55.3	-65.7	-48.1	-82.7	-169.2	-118.3	-124.0	-130.4
	7	0.0	-3.7	-19.8	-19.2	-37.2	-50.7	-54.5	-47.8	-66.6	-138.6	-107.6	-101.0	-84.7
	2	0.0	-2.7	-8.3	-0.2	6.4	-14.2	-20.5	-17.2	-6.6	30.0	15.2	30.1	62.6
	5	0.0	1.9	-14.6	-13.8	-15.4	-18.4	-18.8	-26.7	-6.3	72.2	47.8	69.7	98.7
	8	0.0	4.2	-11.0	-18.8	-16.1	-24.4	-28.0	-27.6	-19.0	37.5	19.8	34.1	46.9
	3	0.0	-33.2	-32.4	-44.4	-53.7	-33.4	-26.0	-33.1	-32.3	-25.0	-26.2	-19.7	-20.1
	6	0.0	-19.9	-	-	-45.8	-41.8	-47.6	-51.7	-41.7	-45.6	-36.7	-49.4	-57.1
	9	0.0	-25.2	-35.2	-26.7	-27.8	-25.5	-27.9	-34.2	-29.3	-36.9	-43.7	-33.2	-29.7
B	1	0.0	11.6	-4.5	-11.9	-12.2	-8.3	-1.0	-9.4	-14.3	7.0	12.6	33.0	61.6
	4	0.0	13.4	-2.0	-33.0	-29.4	-22.6	-19.2	-50.6	-35.0	-2.0	-16.8	11.2	41.1
	7	0.0	6.2	-5.5	0.8	2.8	3.5	13.0	-38.7	-27.8	-1.5	-6.0	24.7	55.4
	2	0.0	-15.3	-25.3	-19.6	-37.0	-59.2	-32.7	-51.4	-20.5	-91.7	-60.1	-42.8	-8.5
	5	0.0	-13.4	-34.3	-30.7	-43.8	-52.6	-17.4	-48.7	-21.5	-81.6	-63.6	-55.6	-27.0
	8	0.0	-12.1	-22.6	-26.0	-29.6	-51.5	-40.9	-9.4	-18.6	-57.8	-21.0	-19.7	-0.6
	3	0.0	-38.9	-39.2	-34.0	-29.6	-26.7	-87.5	-16.7	-65.9	-6.9	5.4	19.6	31.0
	6	0.0	-36.7	-32.0	-90.7	-30.8	-24.4	-62.2	-24.9	-38.6	-8.9	-0.8	13.3	30.6
	9	0.0	-49.6	-49.2	-54.5	-45.2	-40.3	-135.9	-37.1	-69.9	-24.4	-17.4	-8.4	-6.8
C	1	0.0	-31.6	-41.9	-11.0	-23.3	-24.9	-25.1	-22.6	-23.9	-64.3	-51.9	-45.5	-18.5
	4	0.0	3.9	-5.4	1.7	-26.0	-28.3	-28.2	-30.9	-19.0	-37.1	-11.7	7.3	29.6
	2	0.0	51.3	28.5	-37.2	-22.8	-37.0	-47.1	-39.5	-45.8	-9.9	2.1	24.6	46.2
	5	0.0	-0.7	-17.6	-40.9	-25.0	-41.7	-52.0	-36.5	-57.8	-54.0	-52.9	-41.7	-4.8
	3	0.0	-20.4	-22.3	-21.5	-19.6	-13.1	-13.6	-17.4	-11.5	-10.4	-5.1	11.0	24.7
	6	0.0	-38.7	-39.1	-30.9	-36.2	-23.7	-19.9	-23.4	-17.3	-13.9	-11.3	1.9	6.7
D	1	0.0	0.6	-13.0	-33.9	-21.5	-124.3	-126.3	-70.2	-54.6	-47.0	-61.6	-53.2	-22.7
	4	0.0	-5.0	-15.1	-26.7	-14.2	-14.9	-15.6	-21.8	-20.1	-4.2	-12.9	4.4	26.3
	2	0.0	-9.0	-22.1	-31.4	-21.8	11.0	-28.9	-41.8	-48.1	-59.6	-47.9	-36.5	-15.1
	5	0.0	-2.2	-17.1	-26.7	-25.2	-46.3	-60.1	-46.6	-56.5	-89.4	-72.2	-59.1	-38.3
	3	0.0	-26.3	-31.5	-20.9	-29.9	-54.5	-72.2	-54.3	-38.1	-79.6	-87.0	-68.0	-55.6
	6	0.0	-39.3	-40.5	-37.8	-33.4	-25.0	-29.0	-30.5	-24.1	-38.9	-41.7	-28.4	-19.1
E	1	0.0	-2.8	-19.7	-42.6	-35.0	-33.9	-8.9	-36.0	-27.3	6.4	-8.1	1.5	33.5
	4	0.0	-0.0	-23.5	-49.3	-27.7	-35.6	-49.6	-36.5	-16.7	14.9	6.0	20.5	62.7
	2	0.0	-12.4	-20.5	-1.4	-17.3	-33.4	-6.8	-30.7	-39.0	-69.2	-56.9	-39.8	-23.3
	5	0.0	-14.6	-22.2	-15.2	-29.2	-46.0	-57.5	-56.8	-88.1	-146.2	-137.4	-129.6	-119.1
	3	0.0	-30.8	-33.5	-41.8	-27.8	-24.1	-152.8	-42.4	-56.7	-102.2	-110.8	-86.3	-79.0
	6	0.0	-24.4	-32.6	-31.5	-31.3	-24.1	-34.3	-37.8	-42.6	-80.9	-88.8	-75.1	-68.8
SOMME DES TEMOINS INTERIEURES														
A	0.0	-21.4	-56.6	-55.9	-90.4	-124.3	-149.9	-116.1	-189.1	-391.8	-276.8	-270.1	-251.3	
B	0.0	31.2	-12.0	-44.0	-38.7	-27.4	-7.2	-98.7	-77.2	3.5	-10.2	68.8	158.1	
C	0.0	-27.7	-47.3	-9.3	-49.3	-53.3	-53.3	-53.5	-42.8	-101.4	-63.6	-38.2	11.1	
D	0.0	-4.3	-28.1	-60.6	-35.6	-139.2	-141.9	-92.0	-74.7	-51.1	-74.5	-48.7	3.6	
E	0.0	-2.8	-43.2	-91.8	-62.6	-69.4	-58.5	-72.5	-44.1	21.3	-2.1	22.0	96.1	
MOYENNE	0.0	-2.1	-15.6	-21.8	-23.1	-34.5	-34.2	-36.1	-35.7	-43.3	-35.6	-22.2	1.5	
SOMME DES TEMOINS EXTERIEURES														
A	0.0	3.3	-33.9	-32.8	-25.1	-56.9	-67.4	-71.4	-32.0	139.7	82.8	133.8	208.2	
B	0.0	-40.8	-82.1	-76.3	-110.4	-163.3	-91.0	-109.5	-60.7	-230.8	-144.7	-118.0	-36.2	
C	0.0	50.6	10.8	-78.1	-47.8	-78.7	-99.1	-76.1	-103.5	-64.0	-50.9	-17.0	41.4	
D	0.0	-11.2	-39.3	-58.1	-47.0	-35.3	-89.1	-88.3	-104.6	-149.0	-120.1	-95.6	-53.4	
E	0.0	-27.0	-42.7	-16.6	-46.5	-79.4	-64.2	-67.5	-127.2	-215.4	-194.4	-169.4	-142.4	
MOYENNE	0.0	-2.1	-15.6	-21.8	-23.1	-34.5	-34.2	-36.1	-35.7	-43.3	-35.6	-22.2	1.5	
DIFF. MOY. INT. ET EXT.														
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
SOMME DES TEMOINS LONGITUDINAUX														
A	0.0	-78.2	-67.5	-71.0	-127.3	-100.7	-101.5	-119.0	-103.2	-107.4	-106.6	-102.3	-106.9	
B	0.0	-125.2	-120.4	-179.2	-105.5	-91.4	-285.6	-78.7	-174.3	-40.2	-12.7	24.5	54.8	
C	0.0	-59.1	-61.4	-52.4	-55.9	-36.8	-33.5	-40.8	-28.8	-24.3	-16.5	12.9	31.4	
D	0.0	-65.6	-72.0	-58.7	-63.3	-79.4	-101.2	-84.8	-62.2	-118.4	-128.7	-96.3	-74.6	
E	0.0	-55.2	-66.1	-73.3	-59.1	-48.2	-187.1	-80.3	-99.3	-183.1	-199.6	-161.4	-147.9	
MOYENNE	0.0	-32.0	-35.2	-39.5	-34.3	-29.7	-59.1	-33.6	-39.0	-39.5	-38.7	-26.9	-20.3	

MOYENNE DES TEMOINS LONGITUDINAUX SUR CHAQUE VOUSOIR														
	A	0.0	-26.1	-33.8	-35.5	-42.4	-33.6	-33.8	-39.7	-34.4	-35.8	-35.5	-34.1	-35.8
	B	0.0	-41.7	-40.1	-59.7	-35.2	-30.5	-95.2	-26.2	-58.1	-13.4	-4.2	8.2	18.3
	C	0.0	-29.6	-30.7	-26.2	-27.9	-18.4	-16.7	-20.4	-14.4	-12.1	-8.2	6.5	15.7
	D	0.0	-32.8	-36.0	-29.4	-31.7	-39.7	-50.8	-42.4	-31.1	-59.2	-64.4	-48.2	-37.3
	E	0.0	-27.6	-33.0	-36.7	-29.5	-24.1	-93.6	-40.1	-49.6	-91.6	-99.8	-80.7	-73.9
CALCUL DES CONTRAINTES (MPa)														
MODULE DU BETON = 36000 MPa														
COEFFICIENT DE POISSON = 0.2														
EPAISSEUR = 0.15 m														
A	S.int	0.0	-0.26	-0.70	-0.52	-0.72	-0.94	-1.37	-1.05	-1.75	-3.42	-2.17	-1.95	-1.62
	S.int	0.0	-0.80	-1.19	-1.39	-1.91	-2.32	-2.72	-2.10	-3.36	-6.61	-4.70	-4.91	-5.16
	S.int	0.0	-0.26	-0.70	-0.52	-0.72	-0.94	-1.37	-1.05	-1.75	-3.42	-2.17	-1.95	-1.62
	S.int	0.0	-0.80	-1.19	-1.39	-1.91	-2.32	-2.72	-2.10	-3.36	-6.61	-4.70	-4.91	-5.16
	S.ext	0.0	-0.30	-0.56	-0.27	-0.08	-0.78	-1.02	-0.94	-0.51	0.86	0.30	0.87	2.08
	S.ext	0.0	-0.13	-0.80	-0.79	-0.90	-0.94	-0.96	-1.30	-0.50	2.44	1.53	2.36	3.43
B	S.int	0.0	-0.04	-0.67	-0.97	-0.92	-1.17	-1.30	-1.33	-0.97	1.14	0.48	1.02	1.49
	S.int	0.0	0.12	-0.47	-0.89	-0.72	-0.54	-0.75	-0.55	-0.97	0.16	0.44	1.30	2.45
	S.int	0.0	0.19	-0.38	-1.68	-1.37	-1.08	-1.44	-2.10	-1.75	-0.17	-0.66	0.48	1.68
	S.int	0.0	-0.08	-0.51	-0.42	-0.16	-0.10	-0.23	-1.65	-1.48	-0.16	-0.26	0.99	2.21
C	S.ext	0.0	-0.89	-1.25	-1.18	-1.65	-2.45	-1.94	-2.12	-1.20	-3.54	-2.28	-1.54	-0.18
	S.ext	0.0	-0.82	-1.59	-1.60	-1.91	-2.20	-1.37	-2.02	-1.24	-3.16	-2.42	-2.02	-0.88
	S.ext	0.0	-0.77	-1.15	-1.42	-1.37	-2.16	-2.25	-0.55	-1.13	-2.26	-0.82	-0.68	0.11
	S.int	0.0	-1.41	-1.80	-0.61	-1.08	-1.07	-1.07	-1.00	-1.00	-2.50	-2.01	-1.66	-0.58
D	S.int	0.0	-0.07	-0.43	-0.13	-1.18	-1.20	-1.18	-1.31	-0.82	-1.48	-0.50	0.32	1.23
	S.ext	0.0	1.70	0.84	-1.59	-1.07	-1.52	-1.89	-1.64	-1.82	-0.46	0.02	0.97	1.85
	S.ext	0.0	-0.25	-0.89	-1.73	-1.15	-1.70	-2.08	-1.52	-2.27	-2.12	-2.05	-1.51	-0.06
	S.int	0.0	-0.22	-0.76	-1.49	-1.04	-4.96	-5.12	-2.95	-2.28	-2.20	-2.79	-2.36	-1.13
E	S.int	0.0	-0.43	-0.84	-1.22	-0.77	-0.86	-0.96	-1.13	-0.99	-0.60	-0.97	-0.19	0.71
	S.ext	0.0	-0.58	-1.10	-1.40	-1.06	0.11	-1.46	-1.88	-2.04	-2.68	-2.28	-1.73	-0.85
	S.ext	0.0	-0.33	-0.91	-1.22	-1.18	-2.03	-2.63	-2.06	-2.35	-3.80	-3.19	-2.58	-1.71
	S.int	0.0	-0.31	-0.99	-1.87	-1.53	-1.45	-1.03	-1.65	-1.40	-0.45	-1.05	-0.55	0.70
E	S.int	0.0	-0.21	-1.13	-2.12	-1.26	-1.51	-2.56	-1.67	-1.00	-0.13	-0.52	0.18	1.80
	S.ext	0.0	-0.67	-1.02	-0.33	-0.87	-1.43	-0.96	-1.45	-1.84	-3.28	-2.88	-2.10	-1.43
	S.ext	0.0	-0.75	-1.08	-0.84	-1.32	-1.91	-2.86	-2.43	-3.68	-6.17	-5.90	-5.47	-5.02
CALCUL DE L'EFFORT NORMAL (kN/m)														
A	E.N. 1	0.0	41.8	94.9	59.7	59.9	129.5	179.4	149.5	169.3	192.2	140.2	80.5	-34.3
	E.N. 2	0.0	69.3	149.0	162.9	210.3	244.8	275.8	255.0	289.1	313.2	238.4	191.2	129.4
	E.N. 3	0.0	27.8	124.6	146.7	197.8	248.8	270.2	256.7	279.6	324.6	286.8	226.6	146.4
B	E.N. 1	0.0	57.2	129.0	155.7	177.9	224.2	201.8	200.4	163.2	253.3	138.3	18.4	-169.8
	E.N. 2	0.0	47.0	147.1	246.3	245.6	245.8	210.2	309.0	224.4	250.0	231.0	115.7	-60.2
C	E.N. 3	0.0	63.5	124.1	138.0	114.8	169.2	185.8	164.7	196.2	181.2	80.7	-23.2	-174.5
	E.N. 1	0.0	-22.2	72.4	165.1	161.2	194.8	222.0	197.7	212.0	222.3	149.3	51.4	-95.7
	E.N. 2	0.0	24.3	99.3	139.8	174.9	217.7	244.3	212.7	232.0	270.1	191.1	89.4	-87.3
D	E.N. 1	0.0	60.4	139.3	216.6	157.4	363.4	493.5	362.6	323.9	366.3	380.3	306.3	148.4
	E.N. 2	0.0	57.2	131.1	183.3	146.2	216.8	269.9	239.9	250.6	329.8	311.9	208.1	75.7
E	E.N. 1	0.0	73.8	150.1	164.9	180.2	216.3	149.2	232.7	242.5	279.7	295.2	198.5	54.6
	E.N. 2	0.0	72.1	165.8	222.5	193.1	256.6	406.5	307.7	350.8	472.4	481.9	397.6	242.0
CALCUL DU MOMENT (kN.m/m)														
A	M. 1	0.0	-0.07	0.25	0.47	1.21	0.29	0.64	0.21	2.34	8.01	4.64	5.28	6.95
	M. 2	0.0	1.26	0.72	1.13	1.90	2.59	3.30	1.51	5.37	16.97	11.68	13.62	16.11
	M. 3	0.0	0.55	0.62	0.03	1.48	1.85	1.86	1.42	3.35	12.39	8.96	9.50	9.25
B	M. 1	0.0	-1.89	-1.46	-0.54	-1.75	-3.58	-2.23	-2.95	-0.44	-6.94	-5.10	-5.33	-4.93
	M. 2	0.0	-1.89	-2.27	0.16	-1.01	-2.11	0.13	0.13	0.95	-5.60	-3.29	-4.69	-4.79
	M. 3	0.0	-1.28	-1.20	-1.88	-2.28	-3.87	-3.79	2.06	0.65	-3.94	-1.06	-3.12	-3.94
C	M. 1	0.0	5.83	4.95	-1.84	0.04	-0.85	-1.55	-1.19	-1.54	3.82	3.79	4.93	4.55
	M. 2	0.0	-0.33	-0.86	-2.99	0.07	-0.94	-1.68	-0.40	-2.73	-1.19	-2.90	-3.44	-2.42
D	M. 1	0.0	-0.68	-0.64	0.18	-0.02	9.51	6.85	2.00	0.45	-0.89	0.96	1.18	0.54
	M. 2	0.0	0.19	-0.14	0.00	-0.77	-2.21	-3.13	-1.74	-2.56	-5.99	-4.17	-4.47	-4.54
E	M. 1	0.0	-0.67	-0.06	2.90	1.24	0.04	0.15	0.37	-0.82	-5.32	-3.43	-2.90	-3.99
	M. 2	0.0	-1.02	0.09	2.39	-0.11	-0.74	-0.55	-1.43	-5.02	-11.33	-10.08	-10.56	-12.78

ANNEXE D

MODIFICATION DU LOGICIEL EXCAV

D.1 Comportement élastique linéaire

Le comportement élastique d'un matériau homogène peut être représenté par la relation

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (D-1)$$

où $\{\sigma\}$ est le vecteur contrainte, $[D]$ la matrice de rigidité, $\{\varepsilon\}$ le vecteur des déformations ; cette relation peut être exprimée sous la forme matricielle (Mana, 1978) :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 2G + \lambda & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & 2G + \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda & 2G + \lambda & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \end{Bmatrix} \quad (D-2)$$

où les deux constantes élastiques G (module de cisaillement) et λ peuvent être exprimées en fonction du module d'Young E et du coefficient de Poisson ν :

$$\left. \begin{aligned} G &= \frac{E}{2(1+\nu)} \\ \lambda &= \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \end{aligned} \right\} \quad (D-3)$$

Pour des conditions de déformation plane la matrice de rigidité $[D]$ se réduit en une matrice 4×4 , correspondant aux contraintes $(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \sigma_z)$ et aux déformations $(\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}, \varepsilon_z = 0)$. La relation D2 se ramène à :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \\ \sigma_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & 0 & d_{14} \\ d_{12} & d_{22} & 0 & d_{24} \\ 0 & 0 & d_{33} & 0 \\ d_{14} & d_{24} & 0 & d_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \\ \varepsilon_z \end{Bmatrix} \quad (D-4)$$

où

$$\left. \begin{aligned} d_{11} = d_{22} = d_{44} &= 2G + \lambda = K + \frac{4}{3}G \\ d_{12} = d_{14} = d_{24} &= \lambda = K - \frac{2}{3}G \\ d_{33} &= G \end{aligned} \right\} \quad (D-5)$$

et

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (D-6)$$

D.II Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique est caractérisé par des déformations irréversibles, qui se produisent lorsqu'un certain seuil critique de contrainte est atteint. En dessous de ce seuil, le matériau a un comportement élastique (le chemin de chargement et de déchargement étant confondu). En revanche, pour un comportement élasto-plastique, l'état de contrainte et de déformations du terrain dépend de l'histoire complète du chargement (Mana, 1978).

La fonction permettant de définir le seuil critique est donnée par

$$f(\{\sigma\}, \kappa) = 0 \quad (D-7)$$

où $\{\sigma\}$ représente le tenseur des contraintes, et κ un paramètre qui définit la position instantanée de la surface d'état limite. La relation contrainte déformation en élasto-plasticité est décrite, en général, sous forme incrémentale, en raison de la dépendance de la déformation plastique au chemin de chargement ; ceci nécessite que chaque incrément infinitésimal de charge soit tracé afin de déterminer les incréments de déformation plastique correspondants. L'incrément de déformation totale est donné par :

$$d\{\varepsilon\} = d\{\varepsilon\}_e + d\{\varepsilon\}_p \quad (D-8)$$

où le premier terme représente l'incrément de déformation élastique et le second terme l'incrément de déformation plastique. Le premier terme est donné par la relation

$$d\{\varepsilon\}_e = [D]^{-1} d\{\sigma\} \quad (D-9)$$

dans laquelle $[D]$ est la matrice de rigidité (D-1). L'incrément de la déformation plastique $d\{\varepsilon\}_p$, est déterminé à partir du potentiel plastique

$$g(\{\sigma\}, \{\varepsilon\}_p, \kappa) = 0 \quad (D-10)$$

et s'écrit

$$d\{\varepsilon\}_p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \{\sigma\}} \quad (D-11)$$

où $d\lambda$ est positif. Pendant la plastification, on a $f = 0$, et

$$df = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}} \right\}^T d\{\sigma\} + \left\{ \frac{\partial f}{\partial \{\varepsilon\}_p} \right\}^T d\{\varepsilon\}_p + \frac{\partial f}{\partial \kappa} d\kappa = 0 \quad (D-12)$$

Les relations D-11 et D-12 conduisent à :

$$d\{\sigma\} = ([D]_p - [D]_e) d\{\varepsilon\} = [D]_{ep} d\{\varepsilon\} \quad (D-13)$$

où $[D]_{ep}$ est la matrice élasto-plastique dans laquelle $[D]_p$ est donné par

$$[D]_p = [D][a^*][a]^T [D] (A + [a]^T [D][a^*])^{-1} \quad (D-14)$$

avec

$$[a] = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}} \right\} = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma_x}, \frac{\partial f}{\partial \sigma_y}, \frac{\partial f}{\partial \sigma_z}, \frac{\partial f}{\partial \tau_{xy}}, \frac{\partial f}{\partial \tau_{yz}}, \frac{\partial f}{\partial \tau_{xz}} \right\}^T \quad (D-15)$$

$$[a^*] = \left\{ \frac{\partial g}{\partial \{\sigma\}} \right\} = \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma_x}, \frac{\partial g}{\partial \sigma_y}, \frac{\partial g}{\partial \sigma_z}, \frac{\partial g}{\partial \tau_{xy}}, \frac{\partial g}{\partial \tau_{yz}}, \frac{\partial g}{\partial \tau_{xz}} \right\}^T \quad (D-16)$$

$$A = -\frac{1}{d\lambda} \left(\frac{df}{d\kappa} d\kappa + \left\{ \frac{df}{\partial \{\varepsilon\}_p} \right\}^T \partial \{\varepsilon\}_p \right) \quad (D-17)$$

D.II.1 Critère Von Mises

Ce critère est fréquemment utilisé pour le décrire le comportement des argiles saturées ; il s'écrit sous la forme :

$$f = \bar{\sigma} - H(\bar{\epsilon}_p) = 0 \quad (D-18)$$

où $\bar{\sigma}$ est le déviateur de contrainte, donné par

$$\bar{\sigma} = \left[\frac{3}{2} \sigma'_{ij} \sigma'_{ij} \right]^{1/2} = \left[\frac{3}{2} (\sigma_x'^2 + \sigma_y'^2 + \sigma_z'^2) + 3\tau_{xy}^2 + 3\tau_{yz}^2 + 3\tau_{xz}^2 \right]^{1/2} \quad (D-19)$$

avec

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \delta_{ij} \sigma_{ii} \quad (D-20)$$

La fonction H qui correspond ici au paramètre κ de la relation D-7, définit l'écroutissement du matériau. Si le potentiel plastique g est égal à la fonction f (loi associée), on obtient pour le critère Von Mises :

$$[D]_p = [D] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}} \right\}^T [D] \left(H' + \left\{ \frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}} \right\} \right)^{-1} \quad (D-21)$$

La substitution de l'équation D-20 dans D-13 en $\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z$ donne la relation des contraintes déformations suivante :

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\tau_{xy} \\ d\sigma_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} d_{11} - \frac{s_1^2}{P} & d_{12} - \frac{s_1 s_2}{P} & -\frac{s_1 s_3}{P} & d_{14} - \frac{s_1 s_4}{P} \\ & d_{22} - \frac{s_2^2}{P} & -\frac{s_2 s_3}{P} & d_{24} - \frac{s_2 s_4}{P} \\ & & d_{33} - \frac{s_3^2}{P} & -\frac{s_3 s_4}{P} \\ & & & d_{44} - \frac{s_4^2}{P} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\gamma_{xy} \\ d\epsilon_z \end{Bmatrix} \quad (D-22)$$

dans laquelle $d_{11}, d_{12}, d_{14}, d_{22}, d_{24}, d_{33}$, et d_{44} sont les éléments de la matrice élastique donnés par les équations D-5, avec :

$$\left. \begin{aligned}
 s_1 &= d_{11} \sigma'_x + d_{12} \sigma'_y + d_{14} \sigma'_z \\
 s_2 &= d_{12} \sigma'_x + d_{22} \sigma'_y + d_{24} \sigma'_z \\
 s_3 &= 2d_{33} \tau_{xy} \\
 s_4 &= d_{14} \sigma'_x + d_{24} \sigma'_y + d_{44} \sigma'_z \\
 P &= \frac{4}{9} \bar{\sigma}^2 H' + s_1 \sigma'_x + s_2 \sigma'_y + 2s_3 \tau_{xy} + s_4 \sigma'_z
 \end{aligned} \right\} \quad (D-23)$$

D.II.2 Critère Drucker-Prager

Le critère de Drucker-Prager constitue une généralisation du critère Von Mises pour les matériaux frottants. Ce critère dépend à la fois du premier invariant des contraintes I_1 et du deuxième invariant J_2 et se met sous la forme :

$$f = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k = 0 \quad (D-24)$$

où α et k représentent des paramètres qui dépendent respectivement de l'angle de frottement et de la cohésion du matériau. En partant du même principe donné par la relation D-13 l'incrément de contrainte peut s'écrire sous la forme :

$$d\{\sigma\} = \left[[D] - \left([D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \{\sigma\}} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}} \right\}^T [D] \right) \left(H' + \left\{ \frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \{\sigma\}} \right\} \right)^{-1} \right] d\{\varepsilon\} \quad (D-25)$$

En supposant que la loi est associée, la dérivation de l'équation D-23 en fonction des contraintes déviatoriques donne :

$$\frac{df}{d\{\sigma\}} = \frac{3}{2\bar{\sigma}} \begin{cases} \sigma'_x + \frac{2}{9} \bar{\sigma} \alpha \\ \sigma'_y + \frac{2}{9} \bar{\sigma} \alpha \\ 2\tau_{xy} \\ \sigma'_z + \frac{2}{9} \bar{\sigma} \alpha \end{cases} \quad (D-26)$$

Les relations D-24 et D-25 conduisent, pour le critère Drucker-Prager à :

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\tau_{xy} \\ d\sigma_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} d_{11} - \frac{s_1^2 + q(2s_1 + q)}{P_1} & d_{12} - \frac{s_1 s_2 + q(s_1 + s_2) + q^2}{P_1} & -\frac{s_1 s_3 + q s_3}{P_1} & d_{14} - \frac{s_1 s_4 + q(s_1 + s_4) + q^2}{P_1} \\ & d_{22} - \frac{s_2^2 + q(2s_2 + q)}{P_1} & -\frac{s_2 s_3 + q s_3}{P_1} & d_{24} - \frac{s_2 s_4 + q(s_2 + s_4) + q^2}{P_1} \\ & & d_{33} - \frac{s_3^2}{P_1} & -\frac{s_3 s_4 + q s_3}{P_1} \\ & & & d_{44} - \frac{s_4^2 + q(2s_4 + q)}{P_1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\gamma_{xy} \\ d\epsilon_z \end{Bmatrix}$$

avec

$$q = \frac{2}{3} K \bar{\sigma} \alpha$$

$$P_1 = P + \frac{2}{9} \bar{\sigma} \alpha (s_1 + s_2 + s_3) + q(\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z) + q^2$$

Ce critère a été introduit dans le logiciel EXCAV.

D.III Validation du critère

L'implantation du critère Drucker-Prager dans le logiciel EXCAV, a été validée par le cas du chargement d'une fondation superficielle, reposant sur un massif homogène (figure D-1), de module d'Young $E = 60$ MPa et de coefficient de Poisson $\nu = 0,25$. La charge représentant la fondation est égale à 300 kPa. Les résultats ont été comparés à ceux obtenus par le logiciel CESAR-LCPC, pour les mêmes caractéristiques du terrain et le même critère de rupture. La comparaison a porté sur les déplacements et les contraintes calculés sur les coupes A'O' et E'F'. Les trois calculs ont été effectués, pour les paramètres de résistance suivants :

- $\phi = 30^\circ$, $c = 0$ kPa
- $\phi = 40^\circ$, $c = 0$ kPa
- $\phi = 30^\circ$, $c = 20$ kPa

Les résultats obtenus montrent qu'il existe une bonne cohérence entre les deux codes. La différence observée sur les contraintes de la coupe E'F' (figures D-5, D-9, D-13), provient du fait que les contraintes sont calculées aux noeuds avec le logiciel et CESAR-LCPC aux points de Gauss avec le logiciel EXCAV.

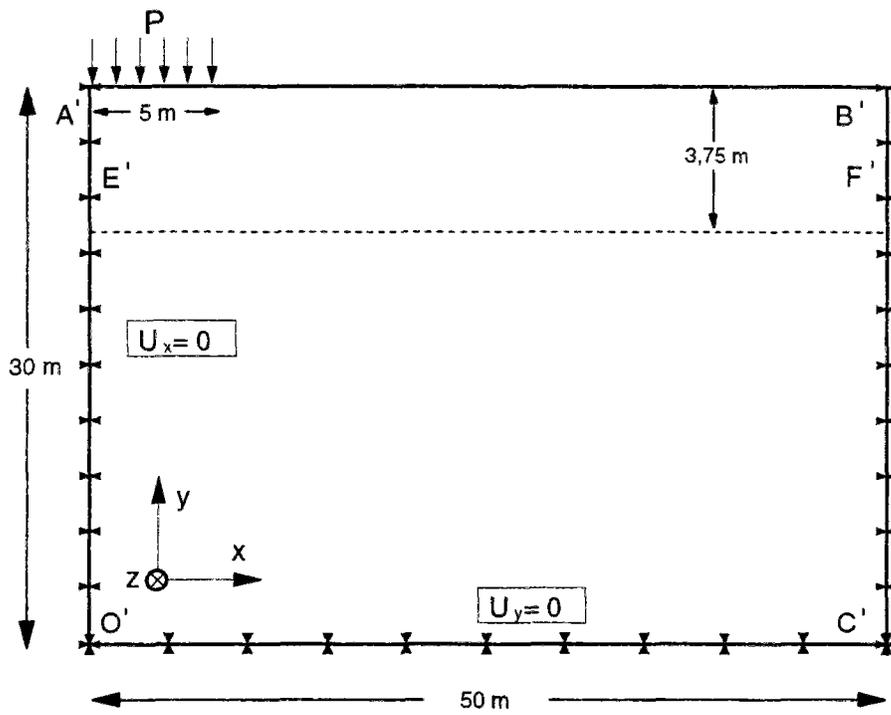
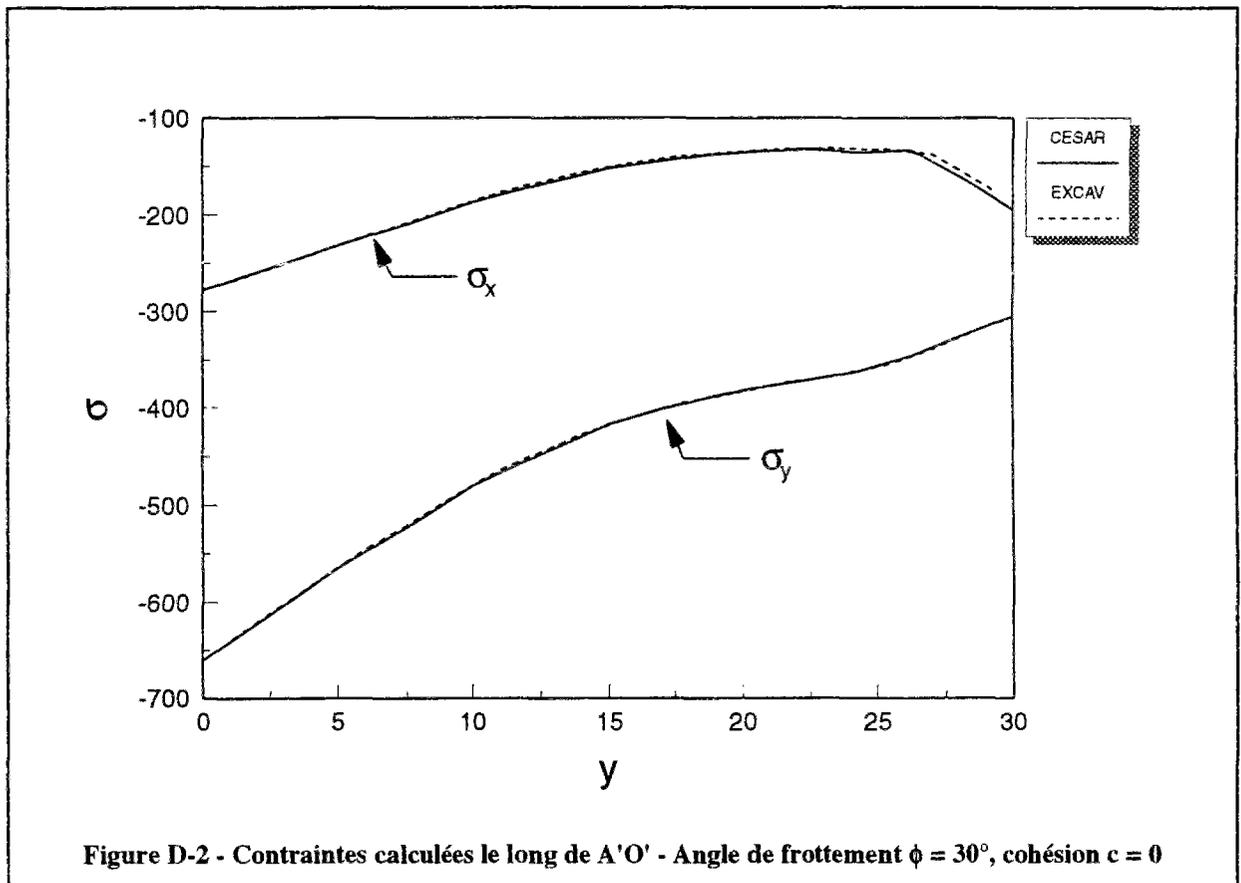
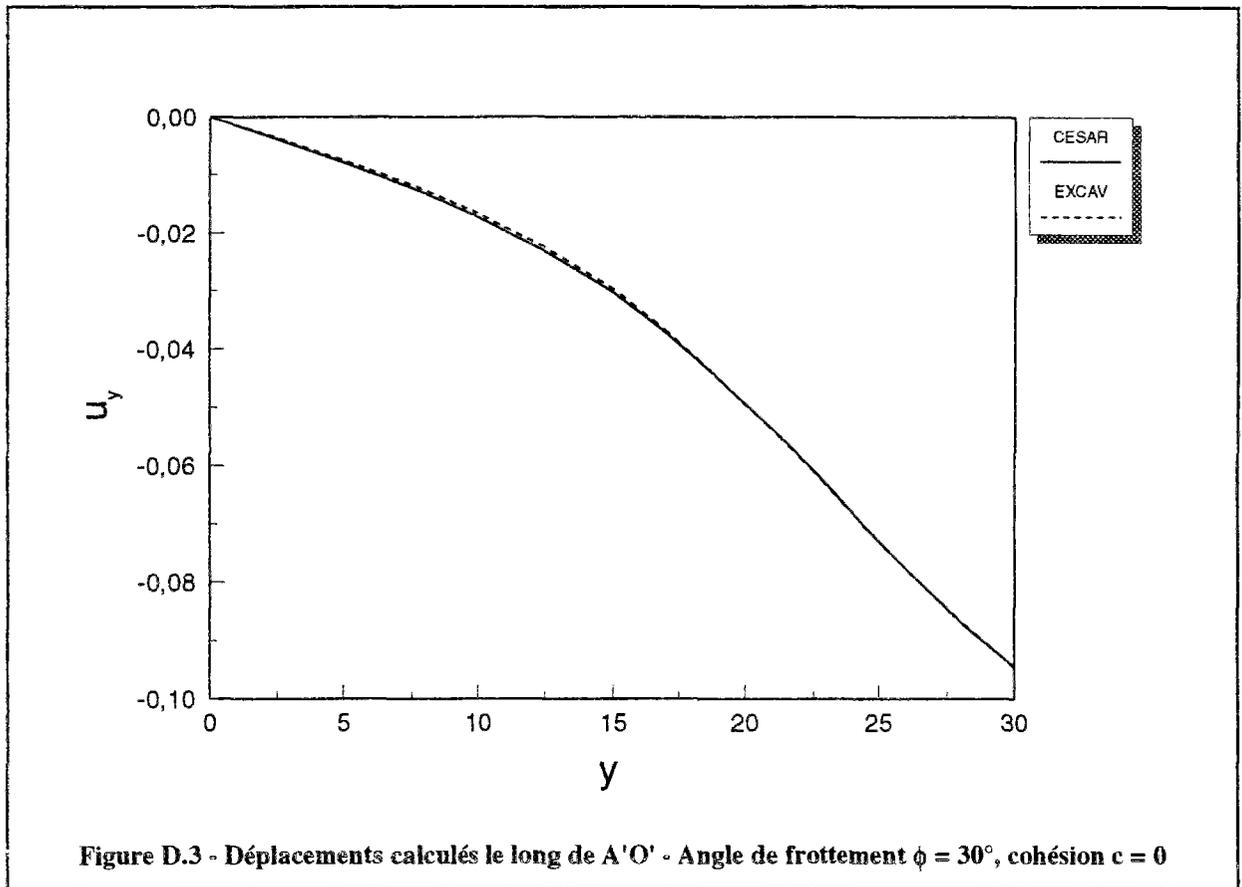


Figure D.1 - Modèle utilisé pour les calculs



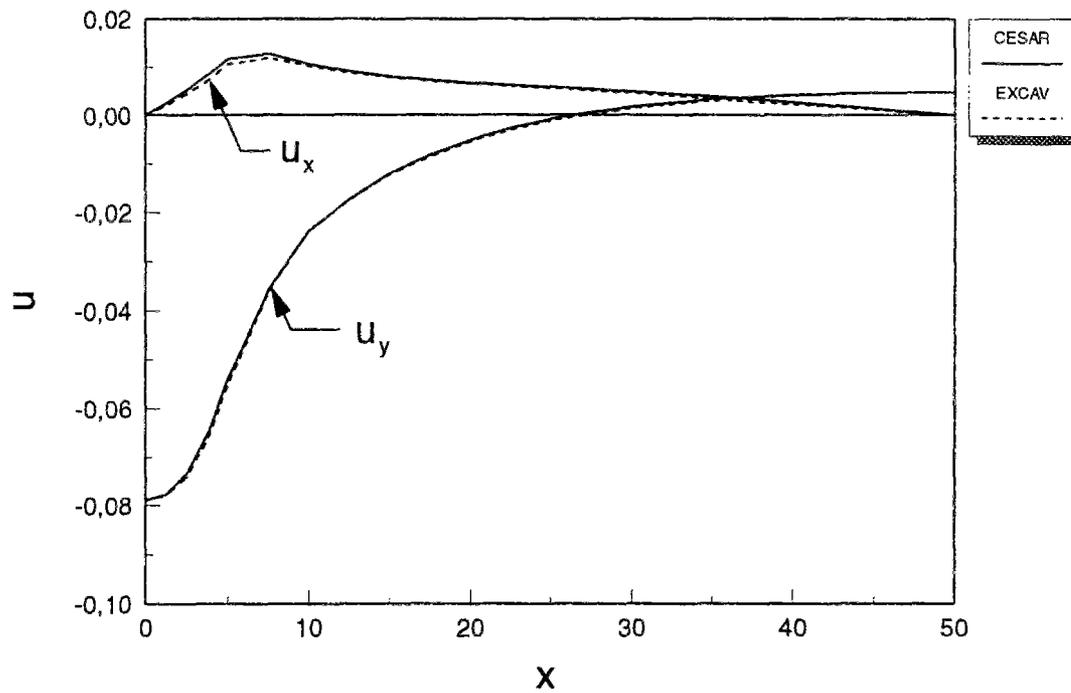


Figure D.4 - Déplacements calculés le long de E'F' - Angle de frottement $\phi = 30^\circ$, cohésion $c = 0$

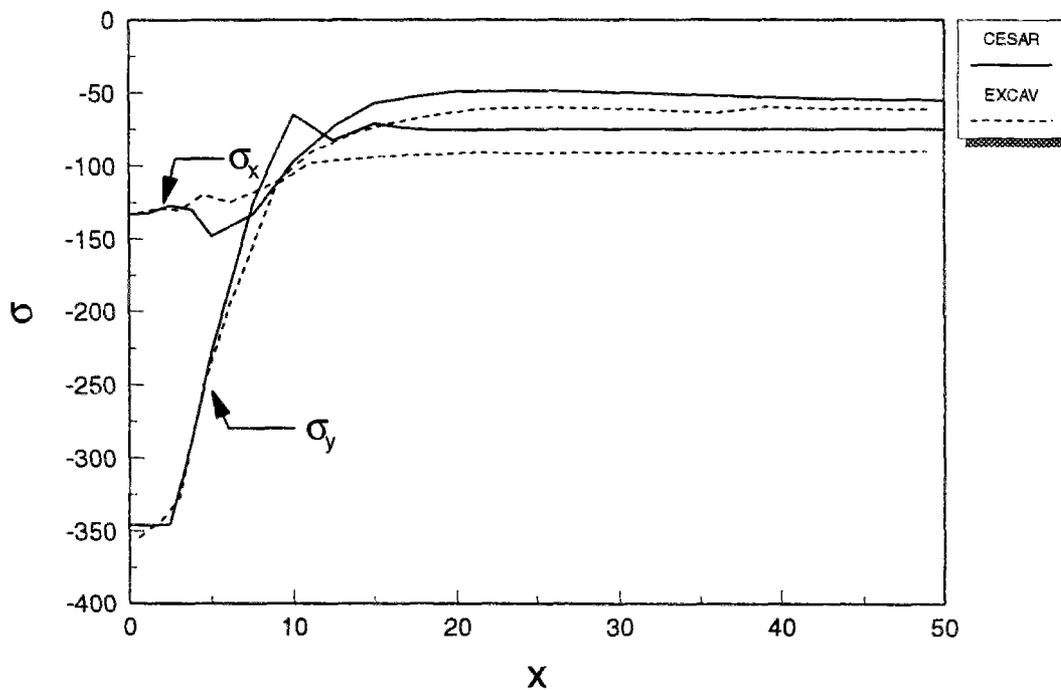
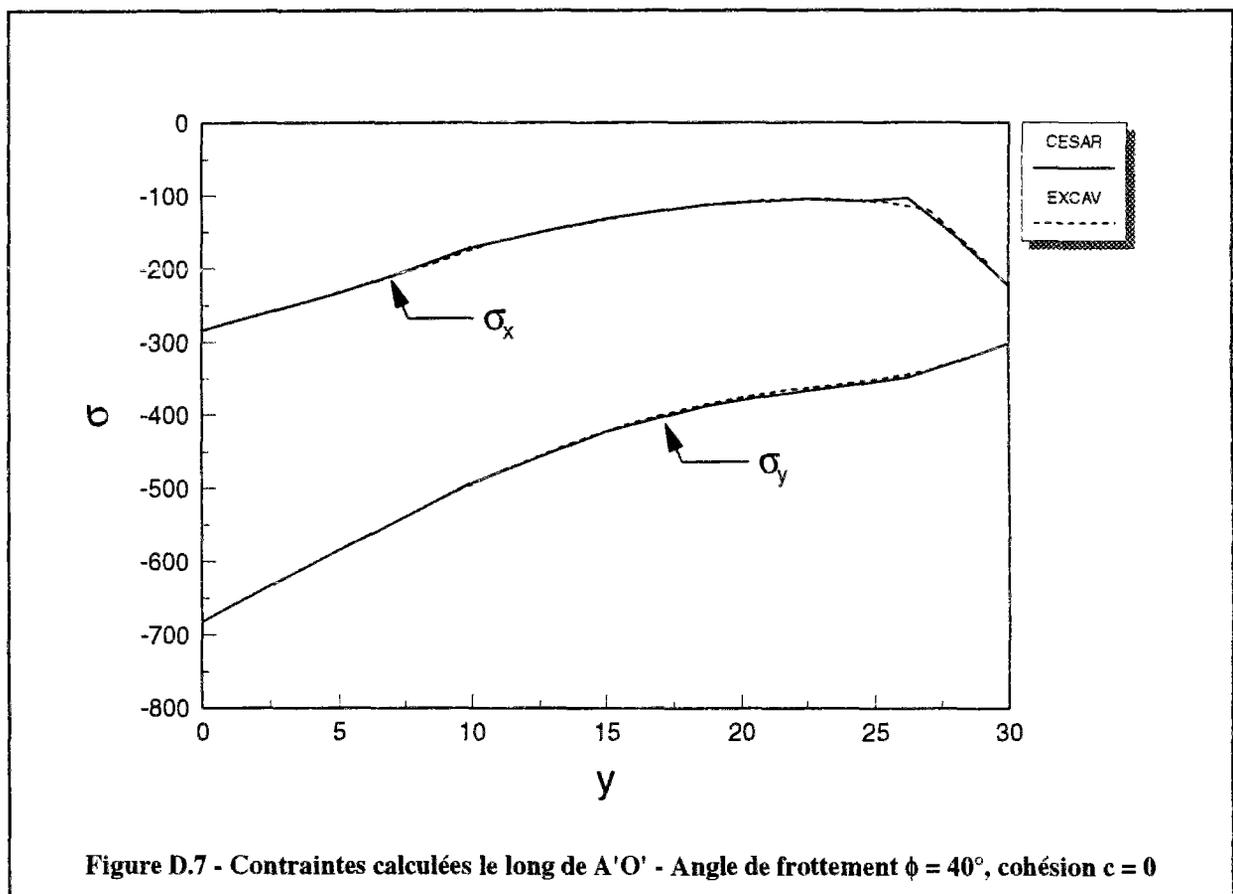
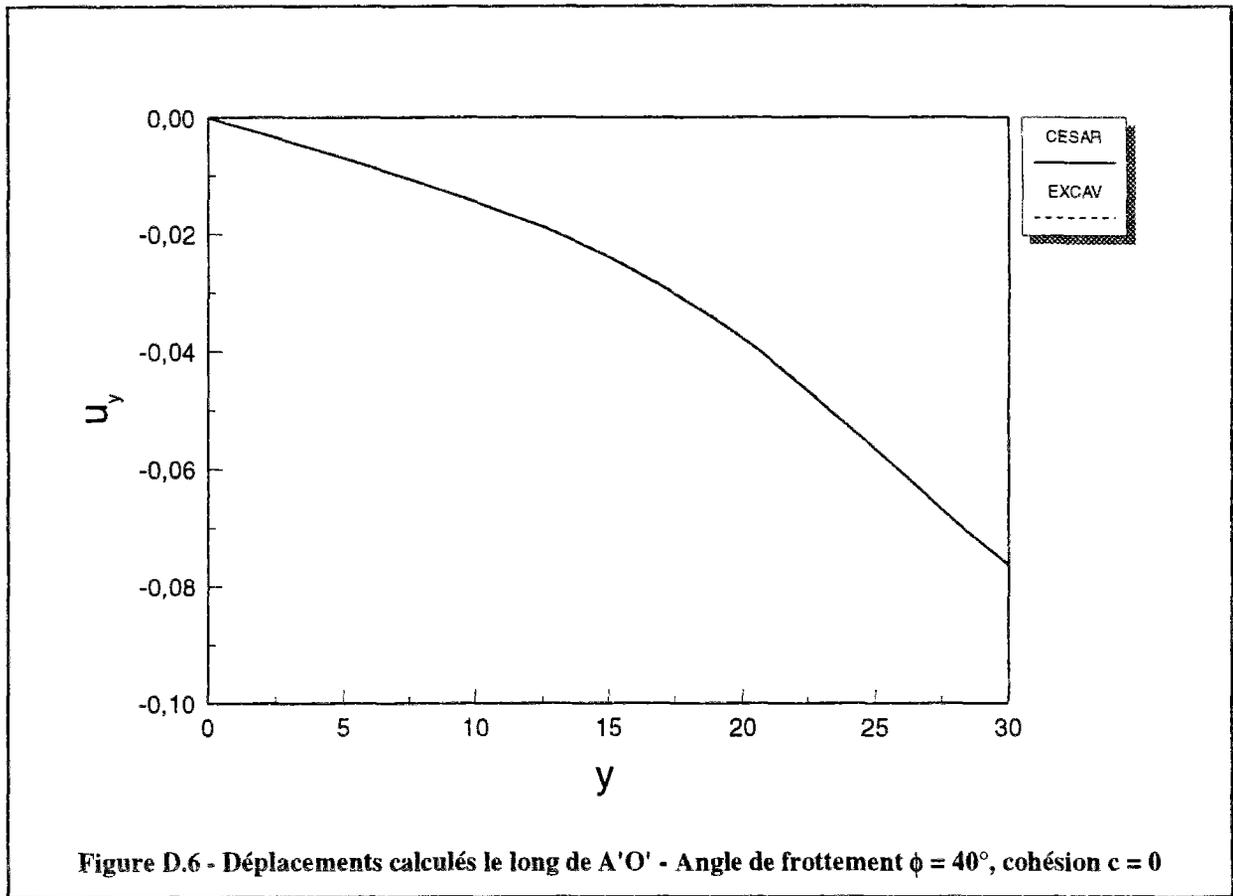


Figure D.5 - Contraintes calculées le long de E'F' - Angle de frottement $\phi = 30^\circ$, cohésion $c = 0$



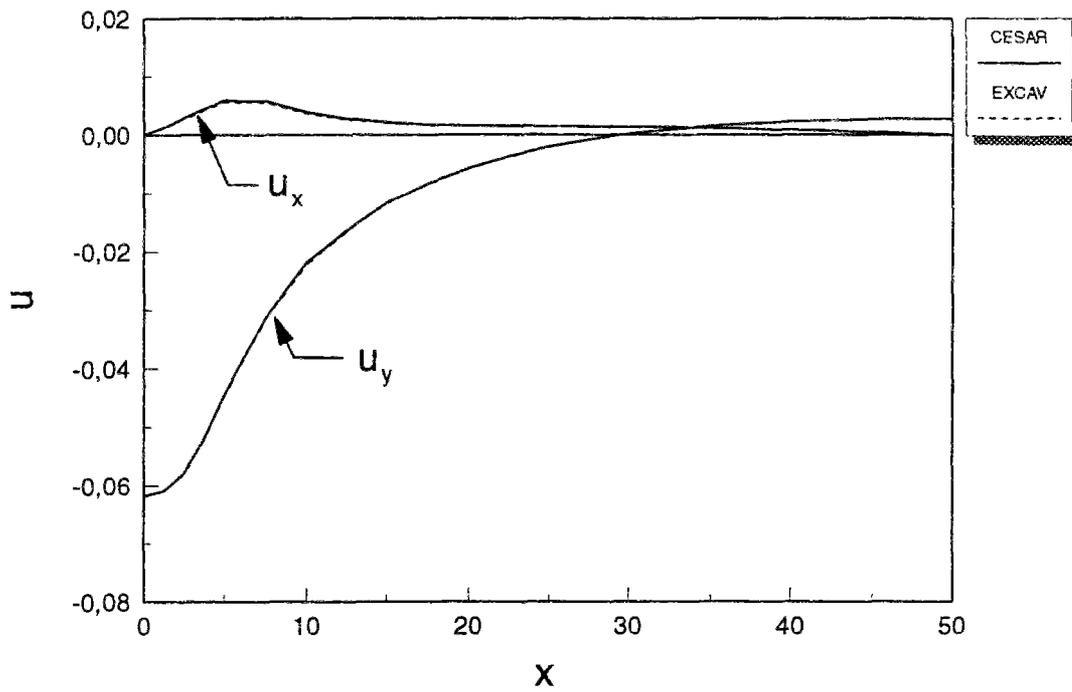


Figure D.8 - Déplacements calculés le long de E'F' - Angle de frottement $\phi = 40^\circ$, cohésion $c = 0$

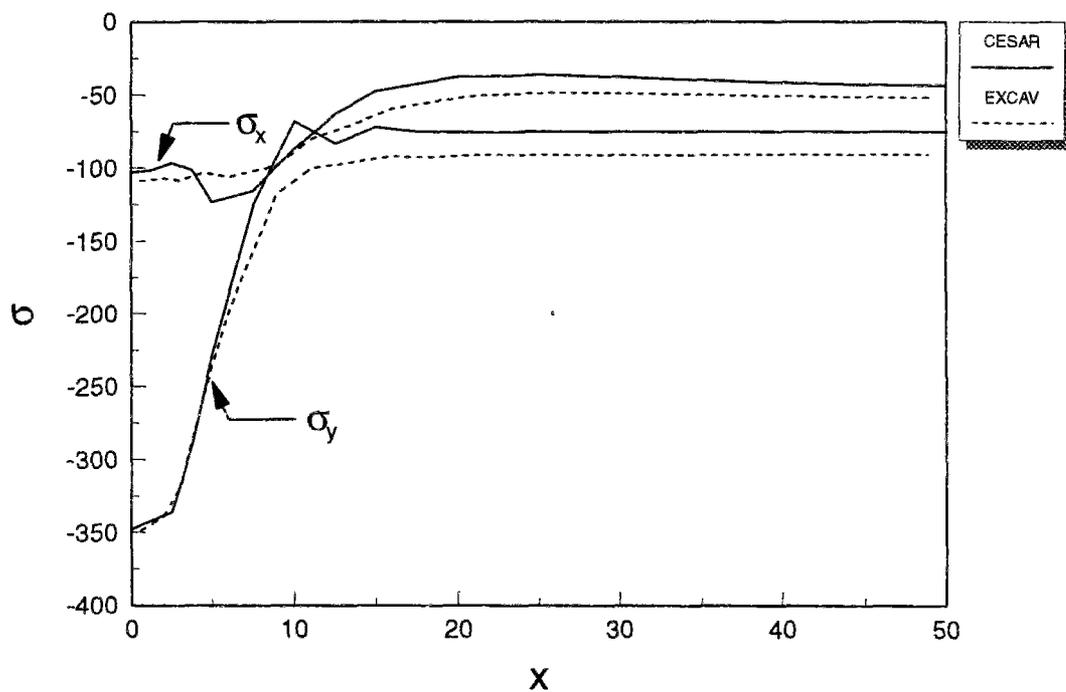
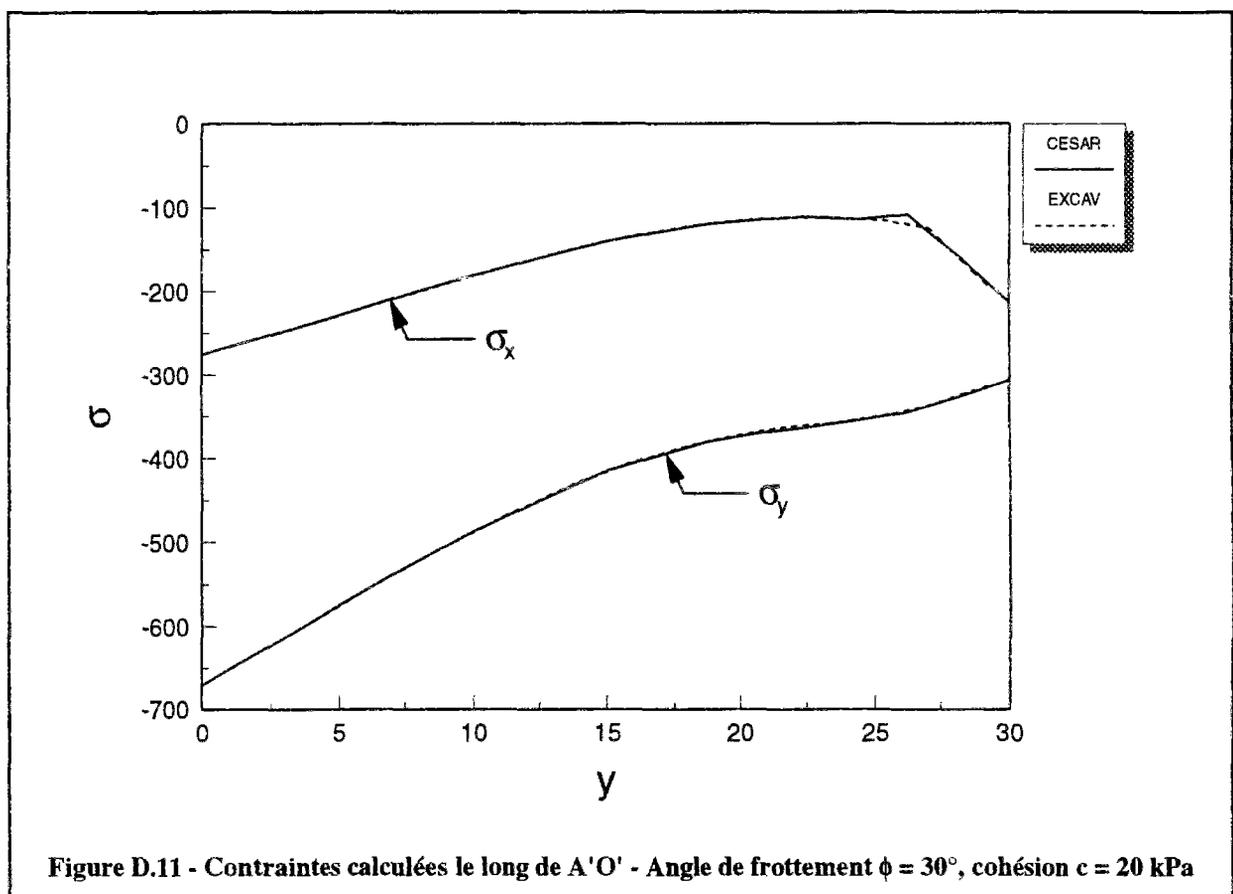
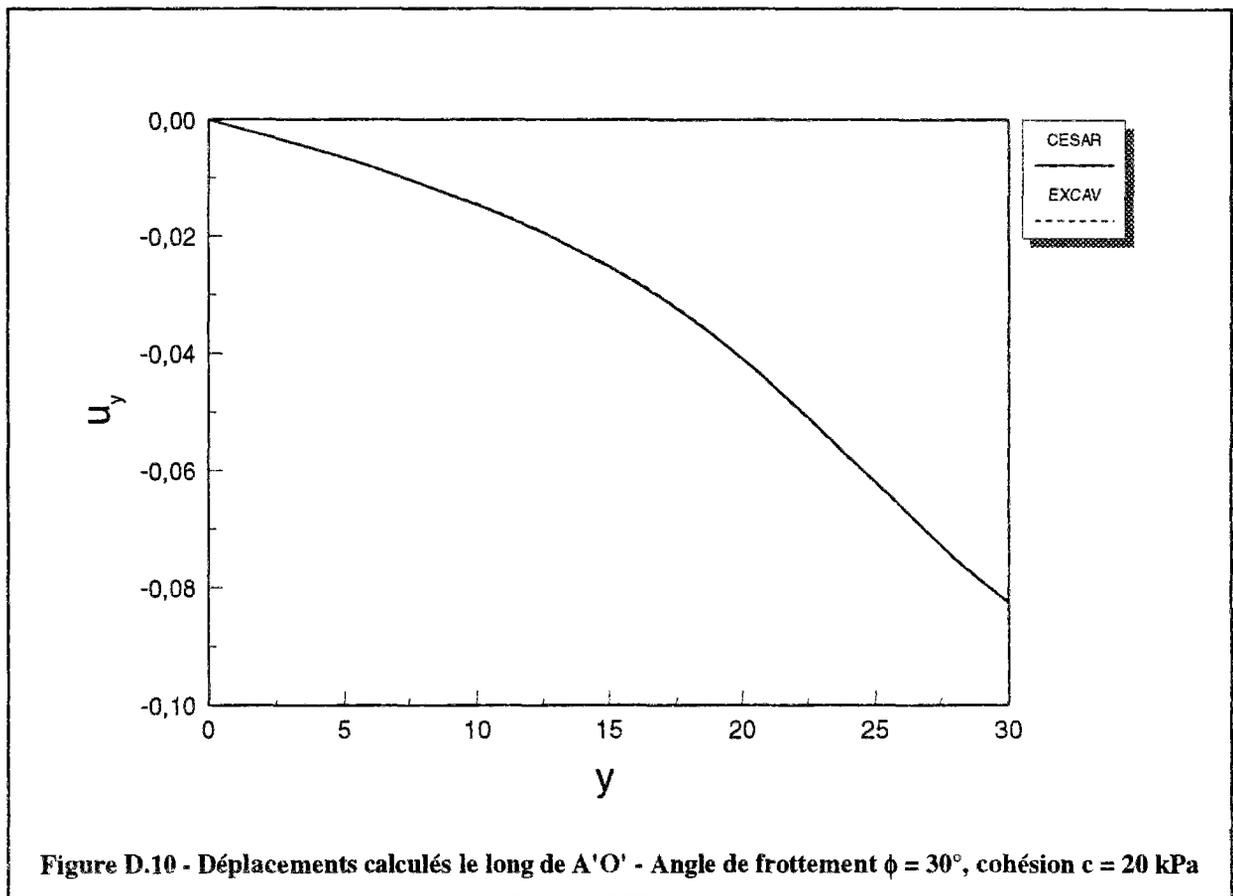


Figure D.9 - Contraintes calculées le long de E'F' - Angle de frottement $\phi = 40^\circ$, cohésion $c = 0$



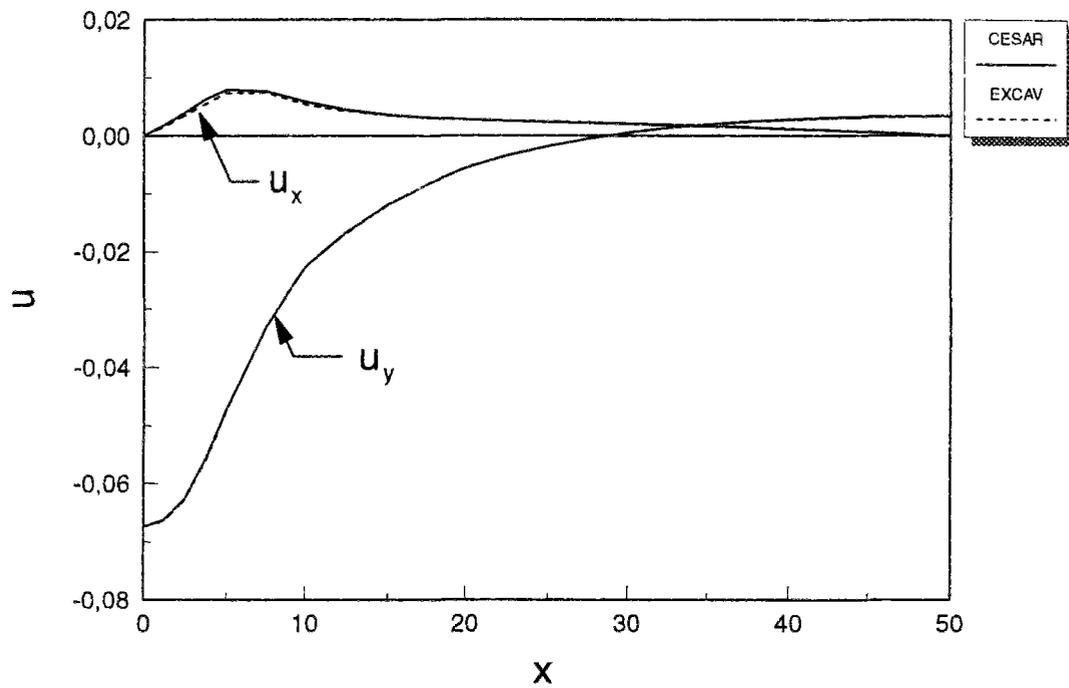


Figure D.12 - Déplacements calculés le long de E'F' - Angle de frottement $\phi = 30^\circ$, cohésion $c = 20$ kPa

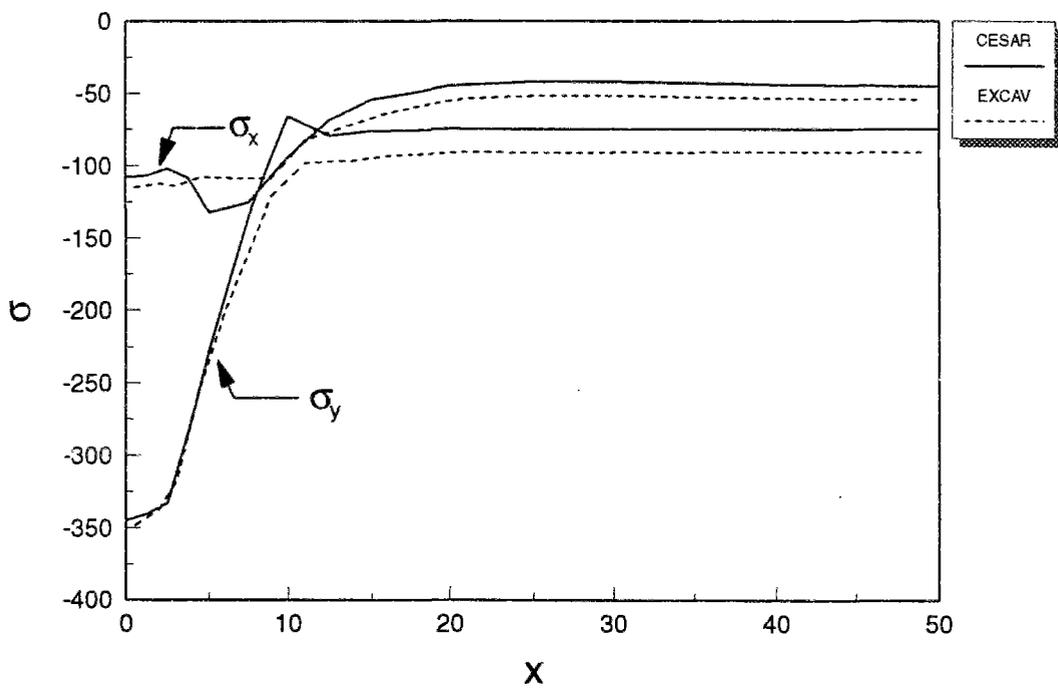


Figure D.13 - Contraintes calculées le long de E'F' - Angle de frottement $\phi = 30^\circ$, cohésion $c = 20$ kPa