

50376
1996
340

UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES DE LILLE

THESE

N° d'ordre : 1847

présentée par

Jean-Bernard KAZMIERCZAK

pour l'obtention du

**GRADE DE DOCTEUR
DE L'UNIVERSITE DE LILLE I
Spécialité : GENIE CIVIL**

**COMPORTEMENT ET DIMENSIONNEMENT
DES PAROIS MOULEES
DANS LES ARGILES RAIDES SATUREES**

Soutenue le 21 Novembre 1996 devant la commission d'examen composée de :

Messieurs :

I. SHAHROUR	Président
J.M. SIWAK	Directeur de Thèse
R. FRANK	Rapporteur
R. KASTNER	Rapporteur
J.L. DESSENNE	Examineur
H. MODARESSI	Examineur
P. SCHMITT	Examineur
J.F. SHAO	Examineur

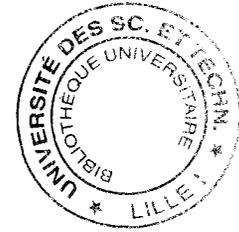
SCD LILLE 1



D 030 297064 6

50376
1996
340

T



*La vérité est un éléphant décrit par trois aveugles.
Le premier, touchant la queue dit que c'est une liane;
Le second touchant la jambe rugueuse prétend que c'est un tronc d'arbre;
Le dernier, enfin, touchant la trompe, croit que c'est un serpent...*

135 207

A ma femme, à ma fille, à mon fils.

REMERCIEMENTS

Le travail qui fait l'objet de ce mémoire a été mené à la Direction de la Recherche du BRGM et au Département Génie-Civil de l'Ecole des Mines de Douai. A ce titre, je tiens à remercier **Hormoz MODARESSI** et **Jean-Frédéric OUVRY** qui ont assuré mon encadrement scientifique, ainsi que **Jean-Michel SIWAK** qui a dirigé ma thèse.

R. FRANK, Directeur du CERMES et **R. KASTNER**, Directeur du laboratoire géotechnique de L'INSA de Lyon, ont accepté de rapporter ma thèse. Qu'ils trouvent ici l'expression de mes sincères remerciements.

Je remercie également **I. SHAHROUR** pour avoir présidé la soutenance de ma thèse, ainsi que **J.L. DESSENNE**, **H. MODARESSI**, **P. SCHMITT** et **J.F. SHAO**, examinateurs.

Ce travail n'aurait pu être initié sans l'appui de **Jean-Claude PINTE** et de **Jean PIRAUD**, qui ont contribué à sa réussite. Toute ma gratitude à **Luc CLOSSET** pour sa patience et ses compétences qu'il a mises à ma disposition.

Je tiens à remercier également **Philippe AUBERT** (Ingénieur - Doctorant) et **Aissa MELLAL** (Ingénieur - Doctorant), pour leurs idées parfois hors normes qui ont fait avancer efficacement ce travail de recherche.

Je remercie la **Communauté Urbaine De Lille (CUDL)** pour m'avoir autorisé à employer des données provenant des chantiers du métro; ainsi que **les entreprises** pour m'en avoir facilité l'accès.

Tous mes remerciements à **Daniel BILLAUX**, de chez **ITASCA Consultants** pour le prêt du logiciel FLAC 3D, ainsi que pour l'intérêt qu'il a porté à ce travail.

Enfin, je remercie les organismes qui ont assuré le financement de ce projet :

- La **Région Nord - Pas de Calais** pour m'avoir accordé une bourse de recherche,
- Le **BRGM** pour m'avoir accordé un complément de bourse et un soutien financier pour ces recherches.

Une dernière pensée, pour les relecteurs avisés qui m'ont permis de parfaire ce document.



TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	25
-----------------------------	----

PREMIERE PARTIE

PRESENTATION DES CHANTIER ALMA-GARE ET TOURCOING-CENTRE INSTRUMENTATION ET ANALYSE DES MESURES CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU MATERIAU PREDOMINANT : L'ARGILE DES FLANDRES

INTRODUCTION	29
1. LE CHANTIER ALMA-GARE	29
1.1 - GEOMETRIE ET PHASAGE DU CHANTIER	29
1.2 - INSTRUMENTATION	30
1.2.1 - Les capteurs de pression	30
1.2.2 - Les capteurs d'efforts	30
1.3 - LES MESURES DE PRESSION	31
1.4 - LES MESURES D'EFFORTS	31
1.5 - ANALYSE DES MESURES DE PRESSION	31
1.5.1 - Introduction	31
1.5.2 - Analyse des mesures de pression totale à l'interface sol - paroi	32
1.5.3 - Analyse des mesures de pression interstitielle en forage	33
1.5.4 - Analyse des mesures de pression totale en forage	34
1.6 - ANALYSE DES MESURES D'EFFORTS	34
1.7 - CONCLUSIONS CONCERNANT L'INSTRUMENTATION DU CHANTIER ALMA-GARE	35
2. LE CHANTIER TOURCOING-CENTRE	36
2.1 - GEOMETRIE ET PHASAGE DU CHANTIER	36
2.2 - INSTRUMENTATION	37
2.2.1 - Les tubes inclinométriques	37
2.2.2 - Les piges de tête de paroi	37
2.2.3 - Les repères de suivi altimétrique des ouvrages riverains	37
2.2.4 - Les capteurs d'efforts	37
2.3 - ANALYSE DES MESURES INCLINOMETRIQUES	37
2.4 - ANALYSE DU DEPLACEMENT DE LA TETE DE PAROI	37
2.5 - ANALYSE DU SUIVI ALTIMETRIQUE DES OUVRAGES RIVERAINS	38
2.6 - ANALYSE DES EFFORTS DANS LES BUTONS	38
2.7 - ANALYSE DE LA COHERENCE ENTRE LES EFFORTS DANS LES BUTONS ET LES DEPLACEMENTS ESTIMES DE LA PAROI MOULEE	38
2.8 - CONCLUSIONS CONCERNANT L'INSTRUMENTATION DU CHANTIER TOURCOING-CENTRE	39
3. L'ARGILE DES FLANDRES	40
3.1 - INTRODUCTION	40
3.2 - GENERALITES SUR LES MINERAUX ARGILEUX ET LES ARGILES	40
3.3 - PRESENTATION ET SITUATION DE L'ARGILE DES FLANDRES	41
3.4 - CARACTERISTIQUES DE L'ARGILE DES FLANDRES	41

DEUXIEME PARTIE
MODELES DE COMPORTEMENT
Critère de MOHR-COULOMB
CAM-CLAY

Calage et validation à l'aide de l'essai pressiométrique Ménard

INTRODUCTION.....	45
1. RAPPELS CONCERNANT LES MODELES DE COMPORTEMENT ELASTOPLASTIQUE	45
1.1 - LES MODELES DE COMPORTEMENT ELASTIQUE PARFAITEMENT PLASTIQUE.....	45
1.1.1 - CRITERE DE MOHR-COULOMB.....	45
1.2 - MODELES DE COMPORTEMENT ELASTOPLASTIQUES AVEC ECROUISSAGE	46
1.2.1 - MODELES DE L'UNIVERSITE DE CAMBRIDGE (CAM-CLAY)	46
1.2.2 - SURFACE DE CHARGE DU MODELE DE CAM-CLAY MODIFIE	48
1.2.3 - DETERMINATION DES PARAMETRES DU MODELE DE CAM-CLAY MODIFIE	49
2. DETERMINATION DES PARAMETRES DES MODELES DE COMPORTEMENT	50
2.1 - INTRODUCTION	50
2.2 - CALAGE DU MODELE ELASTIQUE PARFAITEMENT PLASTIQUE, CRITERE DE MOHR-COULOMB.....	50
2.3 - CALAGE DU MODELE DE CAM-CLAY MODIFIE	51
3. VALIDATION DES PARAMETRES DES MODELES PAR LA SIMULATION NUMERIQUE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE	51
3.1 - INTRODUCTION	51
3.2 - ETUDES PRELIMINAIRES.....	52
3.2.1 - HYPOTHESES DE CALCUL - GEOMETRIE DU MAILLAGE	52
3.2.1.1 - Introduction	52
3.2.1.2 - Géométrie - Conditions aux limites mécaniques	52
3.2.1.3 - Discrétisation du domaine	53
3.2.1.4 - Conditions aux limites hydrauliques et chargement	53
3.2.2 - ETUDES PARAMETRIQUES.....	54
3.2.2.1 - Introduction	54
3.2.2.2 - Paramètres fixés pour les études paramétriques	54
3.2.3 - CONCLUSIONS DES ETUDES PARAMETRIQUES.....	55
3.3 - SIMULATION NUMERIQUE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE - MODELE DE COMPORTEMENT ELASTIQUE PARFAITEMENT PLASTIQUE, CRITERE DE MOHR-COULOMB	55
3.3.1 - INTRODUCTION	55
3.3.2 - SIMULATION NUMERIQUE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD	55
3.3.2.1 - Méthode.....	55
3.3.2.2 - Les phases de chargement	57
3.3.2.3 - Influence de la dilatance sur le comportement du modèle	57
3.3.2.4 - Influence de la perméabilité sur le comportement du modèle	58
3.3.3 - DISTRIBUTION ET EVOLUTION DES CONTRAINTES EFFECTIVES DANS LE MASSIF	60
3.3.4 - CONCLUSION	62
3.4 - SIMULATION NUMERIQUE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE - MODELE DE COMPORTEMENT DE CAM-CLAY	63
3.4.1 - INTRODUCTION	63
3.4.2. SIMULATION NUMERIQUE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD	63
3.4.2.1 - Interprétation de l'essai de référence.....	64
3.4.2.2 - Influence de la pente de la droite de gonflement κ sur le comportement du modèle	64

3.4.3 - DISTRIBUTION ET EVOLUTION DES CONTRAINTES EFFECTIVES DANS LE MASSIF	65
3.4.4 - CONCLUSION	67
3.5 - CONCLUSION GENERALE CONCERNANT LA SIMULATION NUMERIQUE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE.....	68

CONCLUSION SUR LES PARAMETRES DE COMPORTEMENT DE L'ARGILE DES FLANDRES	69
---	----

TROISIEME PARTIE

LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES ECRANS DE SOUTENEMENT

- + Méthodes basées sur la notion d'équilibre limite
+ Méthode aux coefficients de réaction
+ Méthodes numériques du *continuum* élastoplastique

INTRODUCTION	73
1. LES METHODES CLASSIQUES DE CALCUL DES ECRANS DE SOUTENEMENT	73
1.1 - PRINCIPE DES CALCULS CLASSIQUES	73
1.2 - LES METHODES DE CALCUL.....	74
1.2.1 - ECRAN SIMPLEMENT BUTE EN PIED (avec lit unique d'ancrages).....	74
1.2.2 - ECRAN ENCASTRE EN PIED (avec ou sans lit unique d'ancrages).....	74
1.2.3 - METHODES SPECIFIQUES AUX MATERIAUX ARGILEUX RAIDES.....	75
1.3 - CHOIX D'UNE METHODE CLASSIQUE - CONCLUSION	77
2. LA METHODE AUX COEFFICIENTS DE REACTION	77
2.1 - INTRODUCTION	77
2.2 - LE PROBLEME TRAITE.....	78
2.3 - DEFINITION DE LA LOI DE REACTION A UN NIVEAU DONNE	78
2.4 - RESOLUTION DU PROBLEME.....	79
2.5 - SIMPLIFICATIONS GENERALEMENT ADMISES	80
Cas particulier du logiciel RIDO V3.09a.....	81
2.6 - CHOIX DES VALEURS DU COEFFICIENT DE REACTION K_h	81
2.6.1 - INTRODUCTION	81
2.6.2 - LES METHODES DE DETERMINATION DE K_h	81
2.6.3 - LA PRATIQUE DANS CE DOMAINE	83
2.7 - CONCLUSION SUR LA METHODE AUX COEFFICIENTS DE REACTION	84
3. LES METHODES NUMERIQUES DU <i>CONTINUUM</i> ELASTOPLASTIQUE : AUX ELEMENTS FINIS ET AUX DIFFERENCES FINIES	85
3.1 - INTRODUCTION	85
3.2 - METHODES NUMERIQUES ET MODELES DE FONCTIONNEMENT DES OUVRAGES.....	85
3.3 - VALIDATION ET LIMITES DES MODELES DE FONCTIONNEMENT	85
3.4 - PROBLEMES SPECIFIQUES A LA MODELISATION PAR LES METHODES NUMERIQUES DU <i>CONTINUUM</i> ELASTOPLASTIQUE.....	86
3.5 - CONCLUSION SUR LES METHODES NUMERIQUES DU <i>CONTINUUM</i> ELASTOPLASTIQUE.....	86
4. SYNTHESE CONCERNANT LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT.....	87
CONCLUSION SUR LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT	89

QUATRIEME PARTIE

APPLICATION DE LA METHODE AUX COEFFICIENTS DE REACTION + Au chantier ALMA-GARE + Au chantier TOURCOING-CENTRE

INTRODUCTION.....	93
1. APPLICATION DE LA METHODE AUX COEFFICIENTS DE REACTION AU CHANTIER ALMA-GARE.....	93
1.1 - INTRODUCTION	93
1.2 - DETERMINATION ET JUSTIFICATION DES COEFFICIENTS DE REACTION	95
1.2.1 - METHODE DE MENARD ET BOURDON.....	95
1.2.2 - ABAQUE DE CHADEISSON	95
1.2.3 - RECOMMANDATIONS DE BALAY	96
1.2.4 - METHODE DE SCHMITT	97
1.2.5 - METHODE DE SIMON.....	97
1.2.6 - RECAPITULATIF DES DIFFERENTES APPROCHES.....	97
1.2.7 - CONCLUSION SUR L'EVALUATION DU PARAMETRE K_h	98
1.3 - RESULTATS DES SIMULATIONS.....	99
1.3.1 - PRESSIONS A L'INTERFACE SOL-PAROI.....	99
1.3.2 - EFFORTS DANS LES LITS DE BUTONS	99
1.3.3 - DEPLACEMENTS DE LA PAROI MOULEE.....	99
1.4 - CONCLUSION.....	102
2. APPLICATION DE LA METHODE AUX COEFFICIENTS DE REACTION AU CHANTIER TOURCOING-CENTRE	104
2.1 - INTRODUCTION	104
2.2 - DETERMINATION ET JUSTIFICATION DES COEFFICIENTS DE REACTION	105
2.2.1 - METHODE DE MENARD ET BOURDON.....	105
2.2.2 - ABAQUE DE CHADEISSON	105
2.2.3 - RECOMMANDATIONS DE BALAY.....	106
2.2.4 - METHODE DE SCHMITT	106
2.2.5 - METHODE DE SIMON.....	106
2.2.6 - RECAPITULATIF DES DIFFERENTES APPROCHES.....	107
2.2.7 - CONCLUSION SUR L'EVALUATION DU PARAMETRE K_h	107
2.3 - RESULTATS DES SIMULATIONS.....	107
2.3.1 - DEPLACEMENTS DE LA PAROI MOULEE.....	107
2.3.2 - EFFORTS DANS LES LITS DE BUTONS	111
2.4 - CONCLUSION.....	111
CONCLUSIONS SUR L'UTILISATION DE LA METHODE AUX COEFFICIENTS DE REACTION	113

CINQUIEME PARTIE

EFFETS, SUR LE MILIEU, DU CREUSEMENT D'UN PANNEAU DE PAROI MOULEE, SOUS BOUE DE BENTONITE + Modélisation numérique tridimensionnelle biphasique totalement couplée du *continuum* élastoplastique + Application des théories de Schneebeli et Kowalewski à un calcul bidimensionnel biphasique totalement couplé du *continuum* élastoplastique

INTRODUCTION.....	117
1. MODELISATION NUMERIQUE TRIDIMENSIONNELLE BIPHASIQUE, DU CREUSEMENT D'UNE TRANCHEE, SOUS BOUE DE BENTONITE	118
1.1 - INTRODUCTION	118
1.1.1 - INTERET DE CETTE RECHERCHE	118
1.1.2 - HISTORIQUE DE CE TRAVAIL DE RECHERCHE	118
1.2 - REALISATION D'UNE PAROI MOULEE.....	119

1.3 - MISE EN OEUVRE DE LA MODELISATION NUMERIQUE TRIDIMENSIONNELLE BIPHASIQUE DU <i>CONTINUUM</i> ELASTOPLASTIQUE.....	119
1.3.1 - GEOMETRIE ET CONDITIONS AUX LIMITES.....	119
1.3.2 - CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU MILIEU.....	121
1.3.3 - DESCRIPTION DES PHASES DE TRAVAUX D'EXCAVATION.....	121
1.3.4 - POINTS D'OBSERVATION DE LA REPONSE DU MODELE.....	121
1.4 - RESULTATS DE LA SIMULATION TRIDIMENSIONNELLE.....	122
1.4.1 - INTRODUCTION.....	122
1.4.2 - LES DEPLACEMENTS A PROXIMITE DES FLANCS DE LA TRANCHEE.....	122
1.4.3 - LES DEPLACEMENTS DE SURFACE APRES CREUSEMENT.....	124
1.4.4 - LES CONTRAINTES TOTALES HORIZONTALES ET LES PRESSIONS INTERSTITIELLES DANS LE PLAN (xOz).....	126
1.4.5 - LES CONTRAINTES TOTALES HORIZONTALES ET LES PRESSIONS INTERSTITIELLES DANS LE PLAN (yOz).....	127
1.4.6 - EVOLUTION DE LA CONTRAINTE TOTALE HORIZONTALE AUX POINTS MARQUES (dans le plan (xOz)).....	128
1.4.7 - EVOLUTION DE LA PRESSION INTERSTITIELLE AUX POINTS MARQUES (dans le plan (xOz)).....	128
1.4.8 - EFFET DE LA FORME DE LA TRANCHEE PARALLELEPIPEDIQUE.....	129
1.4.9 - CONFRONTATION AVEC LE MODELE MONOPHASIQUE ET LA TRANCHEE CARREE.....	130
1.5 - EVOLUTION DANS LE TEMPS DE LA REPONSE DU MODELE, APRES REMPLISSAGE DE LA TRANCHEE PAR DU BETON.....	131
1.5.1 - INTRODUCTION.....	131
1.5.2 - LES DEPLACEMENTS DE SURFACE APRES PRISE DU BETON.....	132
1.5.3 - LES CONTRAINTES TOTALES HORIZONTALES ET LES PRESSIONS INTERSTITIELLES DANS LE PLAN (xOz).....	132
1.5.4 - EVOLUTION DE LA CONTRAINTE TOTALE HORIZONTALE AUX POINTS MARQUES.....	133
1.5.5 - EVOLUTION DE LA PRESSION INTERSTITIELLE AUX POINTS MARQUES.....	133
1.5.6 - CONCLUSION.....	134
1.6 - SYNTHESE.....	134
2. MODELISATION NUMERIQUE BIDIMENSIONNELLE BIPHASIQUE DU <i>CONTINUUM</i> ELASTOPLASTIQUE - APPLICATION DES THEORIES DE SCHNEEBELI ET DE KOWALEWSKI AU CREUSEMENT D'UNE TRANCHEE, SOUS BOUE DE BENTONITE.....	135
2.1 - RAPPELS DES THEORIES DE SCHNEEBELI ET DE KOWALEWSKI.....	135
2.1.1 - INTRODUCTION.....	135
2.1.2 - THEORIE DE SCHNEEBELI.....	135
2.1.3 - THEORIE DE KOWALEWSKI.....	136
2.1.4 - LIMITATION GENERALE DE CES METHODES.....	137
2.2 - MODELISATION HYDRO-MECANIQUE COUPLEE DU CREUSEMENT D'UNE TRANCHEE REMPLIE DE BOUE DE BENTONITE - CALCUL BIDIMENSIONNEL.....	137
2.2.1 - INTRODUCTION.....	137
2.2.2 - PRISE EN COMPTE DE L'EFFET "TRIDIMENSIONNEL" DANS LE CALCUL.....	138
2.2.3 - METHODE.....	138
2.2.4 - REPRESENTATION DES CONTRAINTES - CAS DE LA STATION ALMA-GARE.....	139
2.2.5 - MODELISATION NUMERIQUE BIDIMENSIONNELLE DU <i>CONTINUUM</i> ELASTOPLASTIQUE.....	140
2.3 - RESULTATS DES SIMULATIONS BIDIMENSIONNELLES.....	141
2.3.1 - INTRODUCTION.....	141
2.3.2 - ETUDE GLOBALE.....	141
2.3.2.1 - Les déplacements horizontaux.....	141
2.3.2.2 - Les déplacements verticaux.....	142
2.3.2.3 - Les déplacements de surface.....	142
2.3.2.4 - Les contraintes totales horizontales à la fin du creusement.....	143

2.3.2.5 - Les pressions interstitielles à la fin du creusement.....	143
2.3.3 - ETUDE LOCALE	145
2.3.3.1 - Evolution de la contrainte totale horizontale aux points marqués.....	145
2.3.3.2 - Evolution de la pression interstitielle aux points marqués.....	145
2.3.4 - EVOLUTION DANS LE TEMPS DE LA REPONSE DU MODELE, APRES REMPLISSAGE DE LA TRANCHEE PAR DU BETON.....	146
2.3.4.1 - INTRODUCTION.....	146
2.3.4.2 - LES RESULTATS DE L'EVOLUTION DU MODELE APRES TROIS MOIS.....	147
2.3.4.3 - CONCLUSION	147
2.3.5 - SYNTHESE	148
3. ANALYSE COMPAREE DES DIFFERENTES METHODES - CONFRONTATION AVEC DES MESURES DE CHANTIER.....	149
3.1 - LES DEPLACEMENTS	149
3.1.1 - INTRODUCTION	149
3.1.2 - JUSTIFICATION DES DIFFERENCES.....	149
3.1.3 - OBSERVATION DE CAS CONCRETS.....	150
3.1.4 - CONCLUSION CONCERNANT LES DEPLACEMENTS.....	152
3.2 - LES CONTRAINTES TOTALES HORIZONTALES	153
3.2.1 - INTRODUCTION	153
3.2.2 - COMPARAISON DES REPONSES 2D ET 3D	153
3.2.3 - CONFRONTATION AVEC LE CHANTIER ALMA-GARE.....	154
3.2.4 - CONFRONTATION AVEC LE CHANTIER DU TUNNEL DE BELL COMMON	155
3.2.5 - CONCLUSION CONCERNANT LA CONTRAINTE HORIZONTALE TOTALE.....	155
3.3 - LES PRESSIONS INTERSTITIELLES	156
3.3.1 - INTRODUCTION	156
3.3.2 - COMPARAISON DES REPONSES 2D ET 3D	156
3.3.3 - CONFRONTATION AVEC LE CHANTIER ALMA-GARE.....	157
3.3.4 - CONFRONTATION AVEC LE CHANTIER DU TUNNEL DE BELL COMMON	158
3.3.5 - CONCLUSION CONCERNANT LA PRESSION INTERSTITIELLE.....	158
3.4 - CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	159
CONCLUSION GENERALE SUR LES MODELISATIONS 2D ET 3D DU <i>CONTINUUM</i> ELASTOPLASTIQUE	160

SIXIEME PARTIE

INFLUENCE DE LA PRISE EN COMPTE DE LA REALISATION D'UNE PAROI MOULEE, DANS L'ARGILE RAIDE SATUREE, SUR SON EXPLOITATION

- + Modélisation numérique tridimensionnelle biphasique
totale couplée du *continuum* élastoplastique
- + Modélisation numérique bidimensionnelle biphasique
totale couplée du *continuum* élastoplastique

INTRODUCTION.....	163
1. MODELISATION NUMERIQUE TRIDIMENSIONNELLE BIPHASIQUE, DE LA REALISATION COMPLETE D'UNE PAROI MOULEE ET DE SON EXPLOITATION	163
1.1 - INTRODUCTION	163
1.2 - MISE EN OEUVRE DE LA MODELISATION DE LA PAROI MOULEE ET DE SON EXPLOITATION.....	164
1.2.1 - GEOMETRIE ET CONDITIONS AUX LIMITES.....	164
1.2.2 - CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU MILIEU.....	165
1.2.3 - OBSERVATION DE LA REPONSE DES DEUX MODELES 3D	165
1.3 - LES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX DE LA PAROI MOULEE.....	165
1.4 - LES CONTRAINTES DANS LES LITS DE BUTONS.....	166

1.5 - LES CONTRAINTES TOTALES HORIZONTALES A LA FIN DES TRAVAUX	167
1.6 - LES PRESSIONS INTERSTITIELLES A LA FIN DES TRAVAUX	167
1.7 - LES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX DANS LE MASSIF	167
1.8 - CONCLUSION.....	170
2. MODELISATION NUMERIQUE BIDIMENSIONNELLE BIPHASIQUE, DE LA REALISATION COMPLETE D'UNE PAROI MOULEE ET DE SON EXPLOITATION	170
2.1 - INTRODUCTION	170
2.2 - MISE EN OEUVRE DE LA MODELISATION DE LA PAROI MOULEE ET DE SON EXPLOITATION	171
2.2.1 - GEOMETRIE ET CONDITIONS AUX LIMITES.....	171
2.2.2 - CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU MILIEU.....	171
2.2.3 - OBSERVATION DE LA REPONSE DES DEUX MODELES 2D	172
2.3 - LES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX DE LA PAROI MOULEE	172
2.4 - LES CONTRAINTES DANS LES LITS DE BUTONS.....	173
2.5 - LES CONTRAINTES TOTALES HORIZONTALES A LA FIN DES TRAVAUX	173
2.6 - LES PRESSIONS INTERSTITIELLES A LA FIN DES TRAVAUX	176
2.7 - LES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX DANS LE MASSIF	176
2.8 - CONCLUSION.....	176
3. ANALYSE COMPAREE DES APPROCHES 3D ET 2D	177
3.1 - INTRODUCTION	177
3.2 - LES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX DE LA PAROI MOULEE	177
3.3 - LES CONTRAINTES DANS LES LITS DE BUTONS.....	177
3.4 - LES CONTRAINTES TOTALES HORIZONTALES A LA FIN DES TRAVAUX	178
3.5 - LES PRESSIONS INTERSTITIELLES A LA FIN DES TRAVAUX	178
3.6 - LES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX DANS LE MASSIF	178
3.7 - CONCLUSION.....	178
4. APPROCHE AXISYMETRIQUE POUR LE CREUSEMENT D'UNE TRANCHEE PARALLELEPIPEDIQUE SOUS BOUE DE BENTONITE	179
4.1 - INTRODUCTION	179
4.2 - SIMPLIFICATION DU MODELE.....	180
4.2.1 - GEOMETRIE ET GEOLOGIE DU MODELE TRIDIMENSIONNEL	180
4.2.2 - GEOMETRIE ET GEOLOGIE DU MODELE AXISYMETRIQUE BIPHASIQUE	181
4.2.3 - PROCEDURE SUIVIE DURANT LES SIMULATIONS	181
4.3 - RESULTATS DES SIMULATIONS AXISYMETRIQUES.....	181
4.3.1 - INTRODUCTION	181
4.3.2 - LES DEPLACEMENTS	182
4.3.3 - LES CONTRAINTES TOTALES RADIALES	183
4.3.4 - LES PRESSIONS INTERSTITIELLES	184
4.4 - REGLE DE DETERMINATION DE RMK.....	184
4.5 - UNE PREMIERE VALIDATION DE L'APPROCHE AXISYMETRIQUE DE RAYON RMK	187
4.5.1 - INTRODUCTION	187
4.5.2 - RESULTATS	187
4.6 - CONCLUSION SUR L'APPROCHE AXISYMETRIQUE.....	188
CONCLUSIONS	189

SEPTIEME PARTIE

APPLICATION DE LA METHODE NUMERIQUE DU CONTINUUM ELASTOPLASTIQUE AUX DIFFERENCES FINIES + Au chantier TOURCOING-CENTRE + Au chantier ALMA-GARE

INTRODUCTION.....	193
-------------------	-----

1. APPLICATION DE LA METHODE AUX DIFFERENCES FINIES AU CHANTIER TOURCOING-CENTRE	193
1.1 - INTRODUCTION	193
1.2 - GEOMETRIE ET CONDITIONS AUX LIMITES	194
1.3 - LES ETAPES DE TRAVAUX	195
1.4 - RESULTATS DES SIMULATIONS	195
1.4.1 - LES DEPLACEMENTS ET LA DEFORMEE DES INCLINOMETRES	195
Conclusion concernant les déplacements et la déformée de l'inclinomètre.....	200
1.4.2 - LES EFFORTS DANS LES LITS DE BUTONS	200
Conclusion concernant les efforts dans les lits de butons	202
1.4.3 - LES DEPLACEMENTS DE LA TETE DE PAROI	202
1.4.4 - SUIVI ALTIMETRIQUE DES OUVRAGES RIVERAINS	203
1.5 - INFLUENCE DE LA PRISE EN COMPTE DE L'ETAPE DE REALISATION DE LA PAROI MOULEE SUR LE DIMENSIONNEMENT GLOBAL	203
1.5.1 - MODE DE REALISATION ET SIMPLIFICATION DU MODELE	204
1.5.2 - LES DEPLACEMENTS ET LA DEFORMEE DE L'INCLINOMETRE	204
1.5.3 - LES EFFORTS DANS LES LITS DE BUTONS	206
1.5.4 - CONCLUSION CONCERNANT L'INFLUENCE DE LA REALISATION DE LA PAROI MOULEE SUR LE DIMENSIONNEMENT GLOBAL	206
1.6 - APPORTS DU MODELE CAM-CLAY POUR LE DIMENSIONNEMENT	206
1.6.1 - LES DEPLACEMENTS ET LA DEFORMEE DE L'INCLINOMETRE	206
1.6.2 - CONCLUSION SUR L'UTILISATION DU MODELE DE CAM-CLAY	207
1.7 - CONCLUSION SUR LES MODELISATIONS DU CHANTIER TOURCOING- CENTRE	207
2. APPLICATION DE LA METHODE AUX DIFFERENCES FINIES AU CHANTIER ALMA- GARE	207
2.1 - INTRODUCTION	207
2.2 - GEOMETRIE ET CONDITIONS AUX LIMITES	208
2.3 - LES ETAPES DE TRAVAUX	209
2.4 - PARAMETRES UTILISES DANS LES CALCULS	210
2.5 - RESULTATS DES SIMULATIONS	210
2.5.1 - LES EFFORTS DANS LES LITS DE BUTONS	210
2.5.2 - LES CONTRAINTES TOTALES EN FORAGE	210
2.5.3 - LES PRESSIONS INTERSTITIELLES EN FORAGE	213
2.5.4 - LES CONTRAINTES TOTALES HORIZONTALES A L'INTERFACE SOL-PAROI	213
2.6 - CONCLUSION SUR LES MODELISATIONS DU CHANTIER ALMA-GARE	216
3. COMPARAISON ENTRE LES METHODES "AUX COEFFICIENTS DE REACTION" ET "AUX DIFFERENCES FINIES"	216
3.1 - INTRODUCTION	216
3.2 - COMPARAISON ENTRE LES METHODES	216
3.2.1 - MISE EN OEUVRE	216
3.2.2 - INFORMATIONS EN RETOUR	217
Les déplacements de l'inclinomètre	217
Les efforts dans les lits de butons	217
Pression totale à l'interface sol-paroi	217
Pression interstitielle en forage	217
Déformation de surface et de voisinage	217
3.3 - SUGGESTION SUR LE CHOIX DE LA METHODE A EMPLOYER	217
CONCLUSIONS CONCERNANT L'UTILISATION DE LA METHODE AUX DIFFERENCES FINIES	218
CONCLUSION GENERALE	219
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	225
ANNEXES	233

LISTE DES FIGURES

- Figure 1.1 Coupe schématique de la station ALMA-GARE et instrumentation du milieu
Figure 1.2 Efforts mesurés dans les butons B14 et B17 à ALMA-GARE en fonction du temps
Figure 1.3 Représentation des estimations et des mesures de la pression totale horizontale à 10, 15, 20 et 25 m - Chantier ALMA-GARE
Figure 1.4 Représentation des estimations et des mesures de la pression interstitielle à 10, 15, 20 et 25 m - Chantier ALMA-GARE
Figure 1.5 Représentation des estimations et des mesures de la pression totale horizontale en forage à 10, 15, 20 et 25 m - Chantier ALMA-GARE
Figure 1.6 Coupe schématique de la station TOURCOING-CENTRE et instrumentation du milieu
Figure 1.7 Carte géologique du Nord de la France
- Figure 2.1 Représentation du critère de MOHR-COULOMB dans l'espace des contraintes principales
Figure 2.2 Surface d'état limite du modèle de CAM-CLAY modifié
Figure 2.3 Allure de la surface de charge pour le modèle de CAM-CLAY modifié
Figure 2.4 Géométrie et conditions aux limites mécaniques de la simulation
Figure 2.5 Exemple de représentation du maillage - raison géométrique $A > 1$
Figure 2.6 Conditions aux limites hydrauliques de la simulation et chargement
Figure 2.7 Programme de chargement de l'essai pressiométrique
Figure 2.8 Allure d'une courbe pressiométrique issue d'un pressiomètre à forage préalable
Figure 2.9 Chargement appliqué par la sonde durant l'essai pressiométrique
Figure 2.10 Simulation numérique de l'essai pressiométrique - Influence de la dilatance
Figure 2.11 Simulation numérique de l'essai pressiométrique - Influence de la perméabilité
Figure 2.12 Distribution des contraintes effectives et des pressions interstitielles à la fin de l'essai pressiométrique - Modèle de MOHR-COULOMB
Figure 2.13 Distribution et évolution des contraintes principales autour de la sonde pressiométrique au cours de l'expansion - Critère de MOHR-COULOMB
Figure 2.14 Evolution de la pression interstitielle dans le sol au bord de la sonde en fonction du chargement - Modèle élastique parfaitement plastique - Critère de MOHR-COULOMB
Figure 2.15 Simulation numérique de l'essai pressiométrique - Modèle de CAM-CLAY
Figure 2.16 Simulation numérique de l'essai pressiométrique - Influence du paramètre κ - Modèle de CAM-CLAY
Figure 2.17 Distribution des contraintes effectives et des pressions interstitielles à la fin de l'essai pressiométrique - Modèle de CAM-CLAY
Figure 2.18 Distribution et évolution des contraintes principales autour de la sonde pressiométrique au cours de l'expansion - Modèle de CAM-CLAY
Figure 2.19 Evolution de la pression interstitielle dans le sol au bord de la sonde en fonction du chargement - Modèle de CAM-CLAY
- Figure 3.1 Hypothèses de calculs selon les méthodes classiques
Figure 3.2 Distribution des pressions sur l'écran dans les cas : a) sol sans cohésion, b) sol avec cohésion
Figure 3.3 Notations et conventions de signes - Calcul aux coefficients de réaction
Figure 3.4 Définition d'une loi de réaction à une phase donnée et à un niveau z donné
Figure 3.5 Loi de réaction pour un tronçon de calcul
Figure 3.6 Schémas élastoplastiques tenant compte de l'hystérésis du sol
Figure 3.7 Abaque de CHADEISSON utilisant les valeurs de C' et φ'
- Figure 4.1 Coupe de la station ALMA-GARE
Figure 4.2 Choix du paramètre dimensionnel "a"
Figure 4.3 Répartition des valeurs de K_n en fonction de la méthode de détermination - ALMA-GARE
Figure 4.4 Courbes de pression totale à l'interface sol-paroi à 10 m de profondeur - ALMA-GARE
Figure 4.5 Courbes de pression totale à l'interface sol-paroi à 15 m de profondeur - ALMA-GARE
Figure 4.6 Courbes de pression totale à l'interface sol-paroi à 20 m de profondeur - ALMA-GARE
Figure 4.7 Courbes de pression totale à l'interface sol-paroi à 25 m de profondeur - ALMA-GARE
Figure 4.8 Efforts dans le lit 1 des butons B14 et B17 - ALMA-GARE
Figure 4.9 Efforts dans le lit 2 des butons B14 et B17 - ALMA-GARE
Figure 4.10 Efforts dans le lit 3 des butons B14 et B17 - ALMA-GARE
Figure 4.11 Déplacements de l'écran - Excavation 1 + Butonnage 1 - ALMA-GARE

Figure 4.12	Déplacements de l'écran - Excavation 2 + Butonnage 2 - ALMA-GARE
Figure 4.13	Déplacements de l'écran - Excavation 3 + Butonnage 3 - ALMA-GARE
Figure 4.14	Déplacements de l'écran - Excavation 4 + Butonnage 4 - ALMA-GARE
Figure 4.15	Déplacements de l'écran - Excavation 5 + Butonnage 5 - ALMA-GARE
Figure 4.16	Coupe de la station TOURCOING-CENTRE
Figure 4.17	Répartition des valeurs de K_h en fonction de la méthode de détermination - TOURCOING-CENTRE
Figure 4.18	Déplacements de l'écran après pose du lit de butons n°1 - TOURCOING-CENTRE
Figure 4.19	Déplacements de l'écran après l'excavation n°2 - TOURCOING-CENTRE
Figure 4.20	Déplacements de l'écran après pose du lit de butons n°2 - TOURCOING-CENTRE
Figure 4.21	Déplacements de l'écran après l'excavation n°3 - TOURCOING-CENTRE
Figure 4.22	Déplacements de l'écran après pose du lit de butons n°3 - TOURCOING-CENTRE
Figure 4.23	Déplacements de l'écran après l'excavation n°4 - TOURCOING-CENTRE
Figure 4.24	Déplacements de l'écran après pose du lit de butons n°4 - TOURCOING-CENTRE
Figure 4.25	Déplacements de l'écran après l'excavation n°5 - TOURCOING-CENTRE
Figure 4.26	Déplacements de l'écran après pose du lit de butons n°5 - TOURCOING-CENTRE
Figure 4.27	Efforts dans le lit de butons n°1 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE
Figure 4.28	Efforts dans le lit de butons n°2 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE
Figure 4.29	Efforts dans le lit de butons n°3 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE
Figure 4.30	Efforts dans le lit de butons n°4 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE
Figure 5.1	Représentation du maillage tridimensionnel
Figure 5.2	Partie supérieure du maillage tridimensionnel
Figure 5.3	Identification des différentes faces du massif simulé
Figure 5.4	Caractéristiques géotechniques du projet
Figure 5.5	Position des points d'observation de la réponse du modèle
Figure 5.6	Représentation de la forme de la tranchée après creusement
Figure 5.7	Représentation des déplacements horizontaux dans le plan (yOz)
Figure 5.8	Représentation des déplacements horizontaux dans le plan (xOz)
Figure 5.9	Visualisation des plans (xOz) et (yOz) - Direction et sens des déplacements
Figure 5.10	Déplacements de surface horizontaux dans les plans (xOz) et (yOz), rapportés à H
Figure 5.11	Déplacements de surface verticaux dans les plans (xOz) et (yOz), rapportés à H
Figure 5.12	Répartition des contraintes totales horizontales σ_{xx} à la fin de l'excavation (Plan xOz)
Figure 5.13	Répartition des pressions interstitielles à la fin de l'excavation (Plan xOz)
Figure 5.14	Répartition des contraintes totales horizontales σ_{xx} à la fin de l'excavation (Plan yOz)
Figure 5.15	Répartition des pressions interstitielles à la fin de l'excavation (Plan yOz)
Figure 5.16	Evolution de la contrainte totale horizontale aux points marqués
Figure 5.17	Evolution de la pression interstitielle aux points marqués
Figure 5.18	Illustration de l'effet de forme
Figure 5.19	Répartition des contraintes totales horizontales σ_{xx} - Evolution dans le temps (Plan xOz)
Figure 5.20	Répartition des pressions interstitielles - Evolution dans le temps (Plan xOz)
Figure 5.21	Evolution de la contrainte totale horizontale aux points marqués - Evolution dans le temps
Figure 5.22	Evolution de la pression interstitielle aux points marqués - Evolution dans le temps
Figure 5.23	Théorie de SCHNEEBELI
Figure 5.24	Coin de KOWALEWSKI
Figure 5.25	Etat des contraintes avant (repos) et après creusement (poussée)
Figure 5.26	Représentation des contraintes exercées par la bentonite et l'effet de forme
Figure 5.27	Détail du maillage et des conditions aux limites de la simulation du projet ALMA-GARE
Figure 5.28	Distribution du déplacement horizontal à la fin du creusement - KOWALEWSKI
Figure 5.29	Distribution du déplacement horizontal à la fin du creusement - SCHNEEBELI
Figure 5.30	Distribution du déplacement vertical à la fin du creusement - KOWALEWSKI
Figure 5.31	Distribution du déplacement vertical à la fin du creusement - SCHNEEBELI
Figure 5.32	Déplacements horizontaux de surface /H en fonction de x/H
Figure 5.33	Déplacements verticaux de surface /H en fonction de x/H
Figure 5.34	Distribution de la contrainte horizontale σ_{xx} à la fin du creusement - KOWALEWSKI
Figure 5.35	Distribution de la contrainte horizontale σ_{xx} à la fin du creusement - SCHNEEBELI
Figure 5.36	Distribution de la pression interstitielle à la fin du creusement - KOWALEWSKI
Figure 5.37	Distribution de la pression interstitielle à la fin du creusement - SCHNEEBELI
Figure 5.38	Evolution de la contrainte totale horizontale aux points marqués
Figure 5.39	Evolution de la pression interstitielle aux points marqués

Figure 5.40	Evolution dans le temps de la contrainte totale horizontale aux points marqués
Figure 5.41	Evolution dans le temps de la pression interstitielle aux points marqués
Figure 5.42	Hypothèse de la poutre virtuelle sur appuis simples
Figure 5.43	Tube épais en déformation plane soumis à une pression intérieure et extérieure
Figure 5.44	Déplacements horizontaux et verticaux au tunnel de Bell Common
Figure 5.45	Relevé inclinométrique - Mouvements dus à la réalisation de la tranchée
Figure 5.46	Suivi altimétrique des ouvrages riverains
Figure 5.47	Représentation des isocontraintes σ_{xx} pour les calculs 3D et 2D, avant coulage du béton
Figure 5.48	Représentation des différentes estimations de la contrainte totale horizontale
Figure 5.49	Distribution de la contrainte horizontale dans le sol en fonction de la distance au dos de la paroi à 6, 9 et 12 m de profondeur
Figure 5.50	Représentation des isopressions interstitielles pour les calculs 3D et 2D après creusement
Figure 5.51	Représentation des différentes estimations de la pression interstitielle
Figure 5.52	Distribution de la pression interstitielle à 0.6 m du dos du mur, à différentes étapes
Figure 6.1	Représentation du maillage tridimensionnel
Figure 6.2	Déplacements horizontaux de la paroi moulée en phase exploitation - Calcul 3D
Figure 6.3	Etat de la contrainte totale horizontale dans le plan (xOz), avant exploitation de la paroi
Figure 6.4	Contraintes générées dans les lits de butons durant l'exploitation de la paroi moulée - Calcul 3D
Figure 6.5	Contraintes totales horizontales à la fin des travaux - Calcul 3D
Figure 6.6	Pressions interstitielles à la fin des travaux - Calcul 3D
Figure 6.7	Déplacements horizontaux dans le massif à la fin des travaux - Calcul 3D
Figure 6.8	Déplacements verticaux dans le massif à la fin des travaux - Calcul 3D
Figure 6.9	Représentation du maillage utilisé dans les calculs 2D
Figure 6.10	Déplacements horizontaux de la paroi moulée en phase exploitation - Calcul 2D
Figure 6.11	Contraintes générées dans les lits de butons durant l'exploitation de la paroi moulée - Calcul 2D
Figure 6.12	Contraintes totales horizontales à la fin des travaux - Calcul 2D
Figure 6.13	Pressions interstitielles à la fin des travaux - Calcul 2D
Figure 6.14	Déplacements horizontaux dans le massif à la fin des travaux - Calcul 2D
Figure 6.15	Déplacements verticaux dans le massif à la fin des travaux - Calcul 2D
Figure 6.16	Déplacements horizontaux de la paroi moulée en phase exploitation - Calcul 3D_I et 2D_I
Figure 6.17	Illustration de la représentation de rayons équivalents
Figure 6.18	Représentation du maillage tridimensionnel du modèle simplifié
Figure 6.19	Représentation du maillage axisymétrique du modèle simplifié
Figure 6.20	Représentation des déplacements radiaux - Calcul axisymétrique - $R_{MK} = 2a$
Figure 6.21	Représentation des valeurs du déplacement maximum en fonction du rayon R
Figure 6.22	Représentation de la position du déplacement maximum en fonction du rayon R
Figure 6.23	Représentation de la distribution de la contrainte radiale - Calcul axisymétrique - $R_{MK} = 2a$
Figure 6.24	Représentation de la distribution de la pression interstitielle - Calcul axisymétrique - $R_{MK} = 2a$
Figure 6.25	Schéma de la tranchée parallélépipédique illustrant le tableau 6.2
Figure 6.26	Représentation du rayon équivalent (3D) et de R_{MK}
Figure 6.27	Coupe de la station TOURCOING-CENTRE et de son voisinage
Figure 6.28	Déplacements induits par le creusement de la tranchée au niveau de l'inclinomètre - Chantier TOURCOING-CENTRE
Figure 7.1	Coupe de la station TOURCOING-CENTRE
Figure 7.2	Maillage 2D du site de TOURCOING-CENTRE
Figure 7.3	Représentation du second invariant du tenseur des déformations - TOURCOING-CENTRE - Etape de butonnage 3
Figure 7.4	Déformée de l'inclinomètre après pose du lit de butons n°1 - TOURCOING-CENTRE
Figure 7.5	Déformée de l'inclinomètre après l'excavation n°2 - TOURCOING-CENTRE
Figure 7.6	Déformée de l'inclinomètre après pose du lit de butons n°2 - TOURCOING-CENTRE
Figure 7.7	Déformée de l'inclinomètre après l'excavation n°3 - TOURCOING-CENTRE
Figure 7.8	Déformée de l'inclinomètre après pose du lit de butons n°3 - TOURCOING-CENTRE
Figure 7.9	Déformée de l'inclinomètre après l'excavation n°4 - TOURCOING-CENTRE
Figure 7.10	Déformée de l'inclinomètre après pose du lit de butons n°4 - TOURCOING-CENTRE
Figure 7.11	Déformée de l'inclinomètre après l'excavation n°5 - TOURCOING-CENTRE

Figure 7.12	Déformée de l'inclinomètre après pose du lit de butons n°5 - TOURCOING-CENTRE
Figure 7.13	Calage des modèles de comportement élastoplastiques - Argile des Flandres - Essai CIU8
Figure 7.14	Efforts dans le lit de butons n°1 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE
Figure 7.15	Efforts dans le lit de butons n°2 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE
Figure 7.16	Efforts dans le lit de butons n°3 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE
Figure 7.17	Efforts dans le lit de butons n°4 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE
Figure 7.18	Déplacements horizontaux de la tête de paroi - TOURCOING-CENTRE
Figure 7.19	Suivi altimétrique des ouvrages riverains - TOURCOING-CENTRE
Figure 7.20	Déformée et déplacement de l'inclinomètre - Calculs PAROI et MOHR 1
Figure 7.21	Efforts dans le lit de butons n°2 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE
Figure 7.22	Efforts dans le lit de butons n°3 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE
Figure 7.23	Efforts dans le lit de butons n°4 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE
Figure 7.24	Déformée et déplacements de l'inclinomètre - TOURCOING-CENTRE - Calcul CAM
Figure 7.25	Coupe de la station ALMA-GARE
Figure 7.26	Maillage du site de ALMA-GARE
Figure 7.27	Efforts dans le lit de butons n°1 en fonction des phases de travaux - ALMA-GARE
Figure 7.28	Efforts dans le lit de butons n°2 en fonction des phases de travaux - ALMA-GARE
Figure 7.29	Efforts dans le lit de butons n°3 en fonction des phases de travaux - ALMA-GARE
Figure 7.30	Contrainte totale en forage à 10 m - ALMA-GARE
Figure 7.31	Contrainte totale en forage à 15 m - ALMA-GARE
Figure 7.32	Contrainte totale en forage à 20 m - ALMA-GARE
Figure 7.33	Contrainte totale en forage à 25 m - ALMA-GARE
Figure 7.34	Pression interstitielle en forage à 10 m - ALMA-GARE
Figure 7.35	Pression interstitielle en forage à 15 m - ALMA-GARE
Figure 7.36	Pression interstitielle en forage à 20 m - ALMA-GARE
Figure 7.37	Pression interstitielle en forage à 25 m - ALMA-GARE
Figure 7.38	Contrainte totale à l'interface sol-paroi à 10 m - ALMA-GARE
Figure 7.39	Contrainte totale à l'interface sol-paroi à 15 m - ALMA-GARE
Figure 7.40	Contrainte totale à l'interface sol-paroi à 20 m - ALMA-GARE
Figure 7.41	Contrainte totale à l'interface sol-paroi à 25 m - ALMA-GARE

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1	Estimations et mesures des pressions totales à l'interface sol-paroi à 10, 15, 20 et 25 m - Chantier ALMA-GARE
Tableau 1.2	Estimations et mesures des pressions interstitielles en forage à 10, 15, 20 et 25 m - Chantier ALMA-GARE
Tableau 1.3	Estimations et mesures des pressions totales en forage à 10, 15, 20 et 25 m - Chantier ALMA-GARE
Tableau 1.4	Concordance entre les déformations de l'écran et les efforts dans les butons
Tableau 1.5	Composition de l'Argile des Flandres
Tableau 1.6	Caractéristiques de compressibilité à l'oedomètre de l'Argile des Flandres
Tableau 1.7	Résultats de l'étude statistique sur les caractéristiques mécaniques de l'Argile des Flandres
Tableau 2.1	Paramètres du modèle élastique parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB pour l'Argile des Flandres
Tableau 2.2	Paramètres du modèle de CAM-CLAY modifié pour l'Argile des Flandres
Tableau 2.3	Caractéristiques du sol et de l'essai - Modèle élastique parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB
Tableau 2.4	Nouvelles caractéristiques du sol et de l'essai - Modèle élastique parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB
Tableau 2.5	Paramètres utilisés pour le modèle de CAM-CLAY
Tableau 3.1	Facteurs de sécurité recommandés pour la conception d'écrans de soutènement stables dans les argiles raides
Tableau 3.2	Fonctions pour la résolution mathématique du problème aux coefficients de réaction
Tableau 3.3	Méthodes classiques
Tableau 3.4	Méthodes aux coefficients de réaction
Tableau 3.5	Méthodes aux éléments finis et aux différences finies

Tableau 4.1	Caractéristiques des couches de sol à ALMA-GARE
Tableau 4.2	Niveau des excavations et des pompages à ALMA-GARE
Tableau 4.3	Propriétés des lits de butons à ALMA-GARE
Tableau 4.4	Récapitulatif des paramètres pris en compte pour la détermination des K_h Méthode de MENARD et BOURDON - ALMA-GARE
Tableau 4.5	Récapitulatif des paramètres pris en compte pour la détermination des K_h Méthode de CHADEISSON - ALMA-GARE
Tableau 4.6	Ensemble des valeurs de K_h (méthode de BALAY) pour les phases d'excavation - ALMA-GARE
Tableau 4.7	Récapitulatif des paramètres pris en compte pour la détermination des K_h Méthode de SCHMITT - ALMA-GARE
Tableau 4.8	Récapitulatif des paramètres pris en compte pour la détermination des K_h Méthode de SIMON - ALMA-GARE
Tableau 4.9	Tableau récapitulatif des valeurs de K_h en fonction des différentes méthodes d'évaluation - ALMA-GARE
Tableau 4.10	Caractéristiques des couches de sol - TOURCOING-CENTRE
Tableau 4.11	Niveau des excavations et des pompages - TOURCOING-CENTRE
Tableau 4.12	Propriétés des lits de butons - TOURCOING-CENTRE
Tableau 4.13	Récapitulatif des paramètres pris en compte pour la détermination des K_h Méthode de MENARD et BOURDON - TOURCOING-CENTRE
Tableau 4.14	Récapitulatif des paramètres pris en compte pour la détermination des K_h Méthode de CHADEISSON - TOURCOING-CENTRE
Tableau 4.15	Ensemble des valeurs de K_h (méthode de BALAY) pour les phases d'excavation - TOURCOING-CENTRE
Tableau 4.16	Récapitulatif des paramètres pris en compte pour la détermination des K_h Méthode de SCHMITT - TOURCOING-CENTRE
Tableau 4.17	Récapitulatif des paramètres pris en compte pour la détermination des K_h Méthode de SIMON - TOURCOING-CENTRE
Tableau 4.18	Tableau récapitulatif des valeurs de K_h en fonction des différentes méthodes d'évaluation - TOURCOING-CENTRE
Tableau 5.1	Réduction de σ_{xx} en %, aux points marqués, à la fin de l'excavation
Tableau 5.2	Réduction de la pression interstitielle en %, aux points marqués, à la fin de l'excavation
Tableau 5.3	Augmentation de la pression interstitielle en %, aux points marqués, par rapport à la fin du creusement
Tableau 5.4	Réduction de la pression interstitielle en %, aux points marqués, entre l'état initial et l'état actuel
Tableau 5.5	Récapitulatif des différentes méthodes
Tableau 5.6	Réduction de σ_{xx} en %, aux points marqués, à la fin de l'excavation
Tableau 5.7	Réduction de la pression interstitielle en %, aux points marqués, à la fin de l'excavation
Tableau 5.8	Synthèse des différentes estimations de la contrainte totale horizontale
Tableau 5.9	Synthèse des différentes estimations de la pression interstitielle
Tableau 5.10	Arguments en faveur des méthodes 2D et 3D
Tableau 6.1	Valeurs des maxima de déplacements radiaux en fonction de R pour les simulations axisymétriques
Tableau 6.2	Valeurs des déplacements et des rayons pris en compte dans les deux approches
Tableau 6.3	Valeurs de $R_{\text{équivalent}}$, de R_{MK} et de l'erreur commise
Tableau 7.1	Caractéristiques mécaniques et hydrauliques des couches de sol à TOURCOING-CENTRE
Tableau 7.2	Niveau des excavations et des pompages - TOURCOING-CENTRE
Tableau 7.3	Propriétés des lits de butons - TOURCOING-CENTRE
Tableau 7.4	Paramètres utilisés pour les simulations numériques - TOURCOING-CENTRE
Tableau 7.5	Caractéristiques mécaniques et hydrauliques des couches de sol à ALMA-GARE
Tableau 7.6	Niveau des excavations et des pompages - ALMA-GARE
Tableau 7.7	Propriétés des lits de butons - ALMA-GARE
Tableau 7.8	Localisation et valeurs des surcharges
Tableau 7.9	Paramètres utilisés pour les simulations numériques - ALMA-GARE

LISTE DES ANNEXES

Annexe I	Localisation - Coupes longitudinale et transversale - Station ALMA-GARE
Annexe II	Courbes de pression totale et interstitielle - A l'interface sol-paroi - En forage
Annexe III	Inclinométrie - Implantation - Relevés
Annexe IV	Déplacements de la tête de paroi - Implantation - Mesures
Annexe V	Suivi altimétrique des ouvrages riverains - Implantation - Mesures
Annexe VI	Déformations des butons - Lit 2 - Lit 3 - Lit 4
Annexe VII	Calage des modèles élastoplastiques - Critère de MOHR-COULOMB - CAM-CLAY
Annexe VIII	Etudes préliminaires - Détermination du rayon R et de la raison géométrique A du modèle
Annexe IX	Représentation de la pression interstitielle au contact sol-sonde en fonction du chargement appliqué - Pour différentes valeurs de ψ
Annexe X	Simulation de l'essai pressiométrique - Modèle de CAM-CLAY
Annexe XI	Représentation des contraintes dans le plan xOz - σ_{YY} - σ_{ZZ} - σ_{XY} - σ_{XZ} - σ_{YZ}
Annexe XII	Représentation des contraintes dans le plan yOz - σ_{YY} - σ_{ZZ} - σ_{XY} - σ_{XZ} - σ_{YZ}
Annexe XIII	Contraintes principales dans un plan // à xOy Contraintes σ_{XX} et σ_{YY} dans le plan xOz Déplacements suivant Ox dans le plan xOz Contraintes σ_{XX} et σ_{YY} dans le plan yOz Déplacements suivant Oy dans le plan yOz
Annexe XIV	Tranchée carrée AxA Contraintes σ_{XX} et σ_{YY} dans le plan xOz
Annexe XV	Déplacements radiaux - Contraintes totales radiales - Chantier TOURCOING-CENTRE
Annexe XVI	Paramètres des modèles de comportement des couches de sol
Annexe XVII	Extrait du CIRIA 104 - " <i>Design of retaining walls embedded in stiff clay</i> "

LISTE DES SYMBOLES

$\sigma'_r, \sigma'_\theta, \sigma'_z$	Contraintes effectives radiale, tangentielle, verticale
$\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z$	Contraintes totales radiale, tangentielle, verticale
σ_{ij}	Composantes du tenseur des contraintes
$\varepsilon_r^e, \varepsilon_\theta^e, \varepsilon_z^e, \varepsilon_v^e$	Déformations relatives élastiques
$\varepsilon_r^p, \varepsilon_\theta^p, \varepsilon_z^p, \varepsilon_v^p$	Déformations relatives plastiques
ψ	Angle de dilatance
ϕ, φ	Angle de frottement
ϕ', φ'	Angle de frottement effectif
σ'_c	Pression de consolidation
$\lambda, \kappa, M, e_0, e_{\lambda 0}, e_p$	Paramètres du modèle de CAM-CLAY modifié
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Contraintes principales
δ_a	Angle d'inclinaison de la poussée
δ_p	Angle d'inclinaison de la butée
C^p	Cohésion effective
C_c	Indice de compression
C_s	Indice de gonflement
C_u	Cohésion non drainée
E	Module d'YOUNG
$e_{\lambda 0}$	Indice des vides sur la droite de consolidation vierge pour la pression de référence p_1
e	Indice des vides
E_M	Module pressiométrique Ménard
F	Fonction de charge
G	Potentiel plastique
γ_d	Poids volumique du sol sec
γ_h	Poids volumique du sol humide
K	Perméabilité du sol
K_0	Facteur de pression ou coefficient des terres au repos
K_a	Coefficient de poussée du sol
K_h	Coefficient ou <i>module</i> de réaction
K_p	Coefficient de butée du sol
M	Paramètre de frottement interne du sol, pente de la courbe d'état critique dans le plan (p,q)
$p = \text{tr}(\sigma)/3$	Contrainte totale moyenne
q	Contrainte déviatorique
u	Pression interstitielle
v_λ	$= 1 + e_\lambda$
W^p	Travail plastique

INTRODUCTION GENERALE

OPTIMISME :

L'art de vaincre les obstacles consiste souvent à ne pas les considérer comme tels.

SIRIUS

INTRODUCTION GENERALE

Ce travail de recherche concerne le comportement et le dimensionnement des parois moulées dans les argiles raides saturées. Il essaie de répondre aux interrogations des géotechniciens et des concepteurs de parois sur les méthodes de dimensionnement classiquement utilisées. Celles-ci ne permettent pas de quantifier de manière totalement satisfaisante, à la fois les sollicitations mécaniques et les déplacements de l'écran. Ce problème est aggravé lorsque les parois moulées sont réalisées dans des sols argileux, dont les caractéristiques apparentes (non drainées), et effectives (drainées), sont très différentes. Les argiles raides constituent un matériau spécifique; leur perméabilité est très faible, et leur cohésion apparente est élevée.

Les moyens techniques dont nous disposons actuellement, et la présence d'argiles raides dans de nombreux sites urbains (Lille, Londres, Bruxelles) incitent à une nouvelle réflexion sur la manière la plus efficace pour dimensionner les ouvrages de soutènement rigides, tels que les parois moulées.

Les méthodes de dimensionnement des parois moulées peuvent être classées en 3 familles :

- la première est basée sur la notion d'équilibre limite. Adaptée simplement au prédimensionnement, elle ne sera pas testée. Il en existe de nombreuses variantes, développées notamment par les Britanniques (pour l'Argile de Londres);
- la seconde famille est basée sur le concept de coefficients de réaction;
- la troisième famille est celle des méthodes numériques du *continuum* élastoplastique, employées pour résoudre des équations qui régissent la mécanique et l'hydraulique.

Pour l'application de ces méthodes de dimensionnement, notre travail utilise comme base de comparaison 2 sites instrumentés : les stations ALMA-GARE et TOURCOING-CENTRE du métro de Lille. Elles sont partiellement inscrites dans l'Argile des Flandres. Ces 2 chantiers sont présentés dans la *première partie* du mémoire. Les multiples instrumentations sont analysées et les caractéristiques géotechniques de l'Argile des Flandres sont décrites.

L'application des méthodes numériques du *continuum* élastoplastique nécessite l'emploi de modèles géométriques et de modèles de comportement du sol. Leur choix est conditionné par la spécificité des matériaux présents sur le site. Il s'agit ici du modèle élastique parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB; et du modèle élastoplastique avec écrouissage isotrope de CAM-CLAY. Le travail de modélisation est fait par ailleurs en biphasique, totalement couplé, compte tenu de la forte relation liant le matériau et l'eau. La détermination des paramètres régissant les modèles de comportement de l'Argile des Flandres est exposée dans la *seconde partie*. Elle est complétée par une validation numérique basée sur l'essai pressiométrique. Ce travail permet également de tester la sensibilité de certains paramètres géométriques et rhéologiques des modèles numériques, de manière à mieux appréhender les études suivantes.

Les connaissances acquises sur les 3 familles de méthodes de dimensionnement, leurs concepts et l'expérience tirée de leur application générale sont détaillés dans la *troisième partie* du mémoire.

La question principale du dimensionnement global des ouvrages en paroi moulée inscrits dans les argiles raides saturées est alors abordée.

Le problème est traité par la **méthode aux coefficients de réaction** dans la *quatrième partie*. La recherche a plus particulièrement porté sur le moyen de déterminer au mieux le paramètre clé qu'est le **coefficient de réaction**. Cinq méthodes de détermination de ce paramètre sont évaluées pour mettre en évidence les options à retenir de manière à prédire correctement la réalité des faits. Les résultats des calculs sont confrontés aux mesures en place des deux chantiers instrumentés, afin de définir la spécificité de ces approches.

Les modèles de comportement ayant été définis, la question spécifique de **l'effet, sur le milieu et les structures avoisinantes, du creusement d'un panneau de paroi moulée** sous boue de bentonite, est abordée dans la *cinquième partie*. Autrement formulé, la phase initiale du creusement d'un panneau, a-t-elle une influence sur le comportement ultérieur du sol et de la paroi moulée?

En effet, les calculs sont souvent menés en considérant que la paroi moulée est déjà présente dans le sol. Pourtant, de nombreux auteurs indiquent que l'étape de réalisation de l'écran modifie de manière non négligeable l'état des contraintes dans le massif de sol voisin de la saignée. Elle est par ailleurs la source de déplacements qui peuvent être importants.

Ce problème est abordé de deux manières :

- la première approche se base sur une **simulation numérique tridimensionnelle** du *continuum* élastoplastique, **biphasique, totalement couplée**, de la réalisation d'un panneau de l'une des parois moulées du chantier ALMA-GARE.
- dans la seconde approche, l'état des contraintes dans le sol, après réalisation du même panneau de paroi moulée, est déterminé à partir des théories de SCHNEEBELI et de KOWALEWSKI, théories initialement conçues pour évaluer la stabilité des tranchées sous boue de bentonite. Une **simulation numérique bidimensionnelle** du *continuum* élastoplastique, **biphasique, totalement couplée**, est utilisée pour cette seconde approche.

Les déplacements d'ensemble et de surface, l'évolution des pressions interstitielles et des contraintes au sein du massif sont tout particulièrement observés. Une étude comparative, fondée sur des mesures en place, entre les approches tridimensionnelle et bidimensionnelle, permet de préciser les apports respectifs de ces méthodes.

Dans la *sixième partie*, nous proposons une méthode simplifiée, basée sur une **approche axisymétrique, biphasique, totalement couplée**, calée sur les résultats acquis dans la *cinquième partie*. Nous abordons également, l'étude de la réalisation complète et du fonctionnement d'une paroi moulée (exemple type) dans une argile raide saturée. L'incidence de cette phase particulière, qu'est le creusement initial, sur le comportement ultérieur de l'écran (**phases successives** d'excavation de la station et de butonnage) est mise en évidence par l'application de simulations numériques tridimensionnelles et bidimensionnelles semblables à celles développées dans la *cinquième partie*. Les sollicitations et les déformations induites dans l'écran et dans le massif argileux sont détaillées.

Dans la *septième partie* (à comparer avec la *quatrième partie*, utilisant la méthode aux coefficients de réaction), les 2 chantiers du métro de Lille font l'objet d'une simulation par une **méthode numérique** du *continuum* élastoplastique **aux différences finies**. L'étude a été principalement axée sur les précautions d'emploi des modèles rhéologiques. L'application des résultats tirés de l'étude de la mise en place de l'écran (5^{ème} et 6^{ème} parties) est également appréhendée. L'apport de cette méthode, face à la méthode aux coefficients de réaction, est analysé, en s'appuyant sur les mesures d'auscultation *in situ*.

En *conclusion* de ces travaux de recherche, nous définissons une méthodologie pour le dimensionnement des parois moulées dans les argiles raides saturées. En fonction de ses besoins et des moyens qu'il désire mettre en oeuvre, le projeteur trouvera une proposition de procédure à suivre. Elle comporte des éléments indispensables pour mener à bien son étude, mais aussi des étapes facultatives qui devraient permettre d'affiner les prédictions.

PREMIERE PARTIE

PRESENTATION DES CHANTIERS ALMA-GARE ET TOURCOING-CENTRE

INSTRUMENTATION ET ANALYSE DES MESURES

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU MATERIAU PREDOMINANT : L'ARGILE DES FLANDRES

SCIENCE :

La seule vraie science est la connaissance des faits.

Georges BUFFON, naturaliste français, 1707-1788

INTRODUCTION

L'objet de cette première partie est de présenter les deux chantiers instrumentés sur lesquels s'appuie en partie ce travail de recherche. Ces chantiers sont situés sur la ligne 2 du métro de Lille (Nord). Ils traversent les formations constituées par le matériau Argile des Flandres.

La géométrie des 2 sites, et les instrumentations particulières qui y ont été installées, sont détaillées dans cette partie. L'observation et l'analyse des mesures permettront d'effectuer des comparaisons avec les différentes approches numériques développées dans la suite du document.

Enfin, le dernier chapitre de cette première partie propose un rapide aperçu sur l'Argile des Flandres. Son identification et ses principales propriétés géotechniques sont présentées.

1. LE CHANTIER ALMA-GARE

La station ALMA-GARE se situe à ROUBAIX dans le quartier de la gare. Elle est localisée et représentée (phase travaux) en annexe I.

1.1 - GEOMETRIE ET PHASAGE DU CHANTIER

La connaissance de la géométrie du chantier, ainsi que du déroulement des opérations d'excavation et de butonnage, est primordiale pour mener à bien les modélisations.

La géométrie du projet, et le schéma d'implantation de l'instrumentation sont représentés sur la figure 1.1. On y distingue :

- les capteurs de pression situés à l'interface sol - paroi,
- les capteurs de pression en forage situés à 1.80 m de la paroi,
- les capteurs d'effort sur les butons.

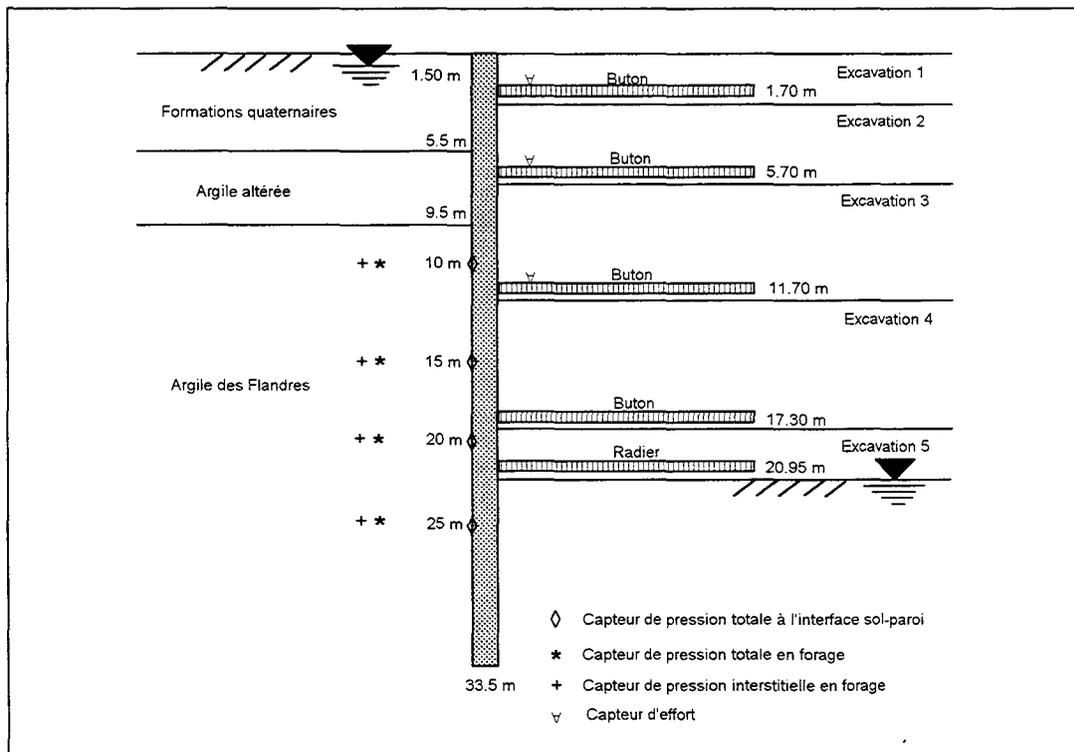


Figure 1.1 : Coupe schématique de la station ALMA-GARE et instrumentation du milieu

La paroi, d'une hauteur de 33.5 mètres dans la partie la plus profonde (29 mètres ailleurs, voir l'annexe I) et de 1.22 m d'épaisseur, est inscrite dans trois couches de sol :

- de la surface à 5.50 m de profondeur : Formations quaternaires;
- de 5.50 m à 9.50 m de profondeur : Argile altérée;
- ensuite : Argile des Flandres.

La paroi est maintenue durant la phase travaux par 4 lits de butons. Un radier est réalisé en fond de fouille après la dernière excavation.

La construction de la station de métro s'effectue de la manière suivante :

- Creusement sous boue de bentonite des tranchées destinées à recevoir les parois moulées,
- Remplissage des tranchées par du béton armé,
- Séchage et prise du béton,
- Quatre étapes d'excavation, d'abaissement de la nappe et de butonnage,
- Réalisation du radier après une dernière phase d'excavation.

Les phases ultérieures de retrait des lits de butons et de réalisation des radiers intermédiaires ne seront pas intégrées dans cette étude.

1.2 - INSTRUMENTATION

L'instrumentation a été placée dans un cadre contractuel avec la CUDL⁽¹⁾. Les efforts dans les butons ont été relevés par le CEBTP⁽²⁾. La pose des capteurs, de la centrale d'acquisition de données, et les mesures des pressions totales et interstitielles sur site ont fait partie intégrante de mon travail de DEA⁽³⁾.

1.2.1 - Les capteurs de pression

La position des différents capteurs est repérée sur la figure 1.1. L'instrumentation comprend 12 capteurs de pression hydraulique à contre-pression pneumatique. Ils ont été placés à 10, 15, 20 et 25 m de profondeur de la façon suivante :

- quatre capteurs de pression totale situés à l'interface sol - paroi,
- quatre capteurs de pression interstitielle situés dans des forages à 1.80 m du dos de la paroi,
- quatre capteurs de pression totale situés dans des forages à 1.80 m du dos de la paroi.

Les capteurs de pression totale accolés à la paroi ont été mis en place au moment du remplissage en béton de la paroi moulée. Les huit autres capteurs ont été placés dans des forages distincts. Les capteurs de pression totale en forage ont préalablement été enrobés dans un coulis de module de compressibilité correspondant à celui du sol.

Tous ces capteurs ont été reliés à une centrale d'acquisition de données, de marque GLÖTZL, programmée pour effectuer une série de mesures toutes les 12 heures. L'annexe I montre dans un autre plan la position de ces capteurs.

1.2.2 - Les capteurs d'efforts

Sur chaque niveau de butons sont placées des cordes vibrantes. Elles sont disposées à 120° sur 2 rangées de butons distinctes (butons B14 et B17 - voir annexe I). Ces capteurs fournissent donc en retour des fréquences qui sont retranscrites, à partir d'une table de conversion, en déformations et efforts.

¹ CUDL : Communauté Urbaine De Lille

² CEBTP : Centre d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics

³ DEA : Diplôme d'Etudes Approfondies

1.3 - LES MESURES DE PRESSION

Les pressions totales à l'interface sol - paroi, ainsi que les pressions totales et interstitielles en forage sont représentées en fonction du temps en annexe II a) b) et c). Signalons que ces informations sont mises à notre disposition par la CUDL qui a financé l'instrumentation et le relevé des mesures.

Les trois graphiques ont été traités pour ne garder que les valeurs significatives. Les différentes phases de travaux y figurent, ainsi que la mise en place et le retrait des lits de butons. On notera que des pannes de fluide de contre-pression sont à l'origine de l'absence de certaines données.

1.4 - LES MESURES D'EFFORTS

La figure 1.2 représente l'évolution des efforts, mesurés dans les butons B14 et B17, en fonction du temps et des événements de chantier. On remarque une différence importante au niveau des mesures effectuées dans le lit 1. La cause de ce phénomène n'a pas pu être déterminée.

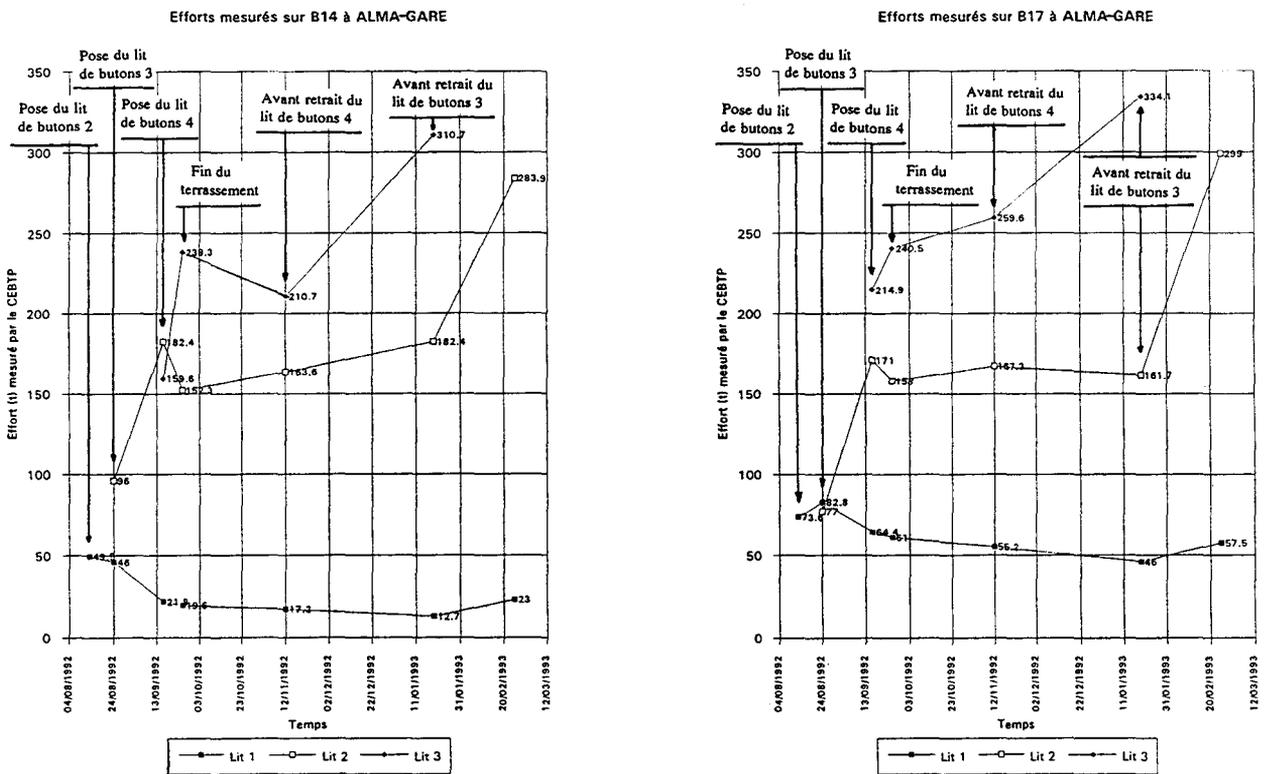


Figure 1.2 : Efforts mesurés dans les butons B14 et B17 à ALMA-GARE en fonction du temps

1.5 - ANALYSE DES MESURES DE PRESSION

1.5.1 - Introduction

On rappelle préalablement à l'analyse des données, les différents facteurs susceptibles d'induire des erreurs de mesure.

Tout d'abord, pour toutes les mesures de pression, une perte de charge liée à l'asservissement des capteurs par la centrale et à la longueur de chaque canalisation génère des mesures légèrement inférieures aux valeurs réelles. Cette erreur peut être estimée à 1.10^3 Pa (0.01 bar) en moyenne par ligne. Nous la négligerons dans cette étude.

Par ailleurs, la mise en forage des cellules de pressions interstitielles nécessite d'attendre une restabilisation de l'état hydraulique du sol autour de chaque cellule. Dans le cas présent, seuls deux mois séparent la mise en place des capteurs, de la première mesure. Certaines valeurs pourraient ne pas refléter les pressions réelles. Dans cette hypothèse, il sera nécessaire de travailler en valeurs relatives, c'est à dire de ne tenir compte que des variations.

Enfin, comme pour toute mesure *in situ*, des incidents aussi divers qu'imprévisibles peuvent générer des résultats parfois surprenants. Nous utiliserons comme "indicateur" une estimation de la pression avant excavation.

1.5.2 - Analyse des mesures de pression totale à l'interface sol - paroi

L'observation globale des 4 courbes de pression totale à l'interface sol - paroi inspire deux commentaires (voir l'annexe IIa).

Tout d'abord, il apparaît logique que la contrainte totale diminue au fur et à mesure des excavations. Le déplacement de la paroi, lié à chaque excavation, tend en effet à générer, dans le sol côté non excavé, un phénomène d'équilibre qui réduit la contrainte en son sein.

Le second commentaire est interrogatif : Pourquoi des capteurs situés aux profondeurs de 10, 15, 20 et 25 m dans un même matériau ne renvoient-ils pas des valeurs de pression reflétant un état de contrainte "cohérent" avec la profondeur? Cette question se réfère essentiellement aux valeurs de pressions initiales à 15 et 20 mètres de profondeur. Aucune explication liée au comportement du matériau n'a pu être apportée sur ce point particulier. Il est néanmoins difficile de conclure sur ce petit nombre de capteurs ponctuels. En effet, l'influence des conditions locales, liées à la pose n'est pas quantifiable.

Un rapide calcul permet d'estimer les pressions initiales "au repos" du sol. Le coefficient des terres au repos K_0 valant 1 (HIENG, 1991) dans l'Argile des Flandres, on prévoit alors les pressions suivantes:

Profondeur (m)	Estimation de la pression initiale (MPa)	Mesure de la pression (MPa)
10	~ 0.190	~ 0.210
15	~ 0.285	~ 0.340
20	~ 0.380	~ 0.350
25	~ 0.475	~ 0.480

Tableau 1.1 : Estimations et mesures des pressions totales à 10, 15, 20 et 25 m - Chantier ALMA-GARE

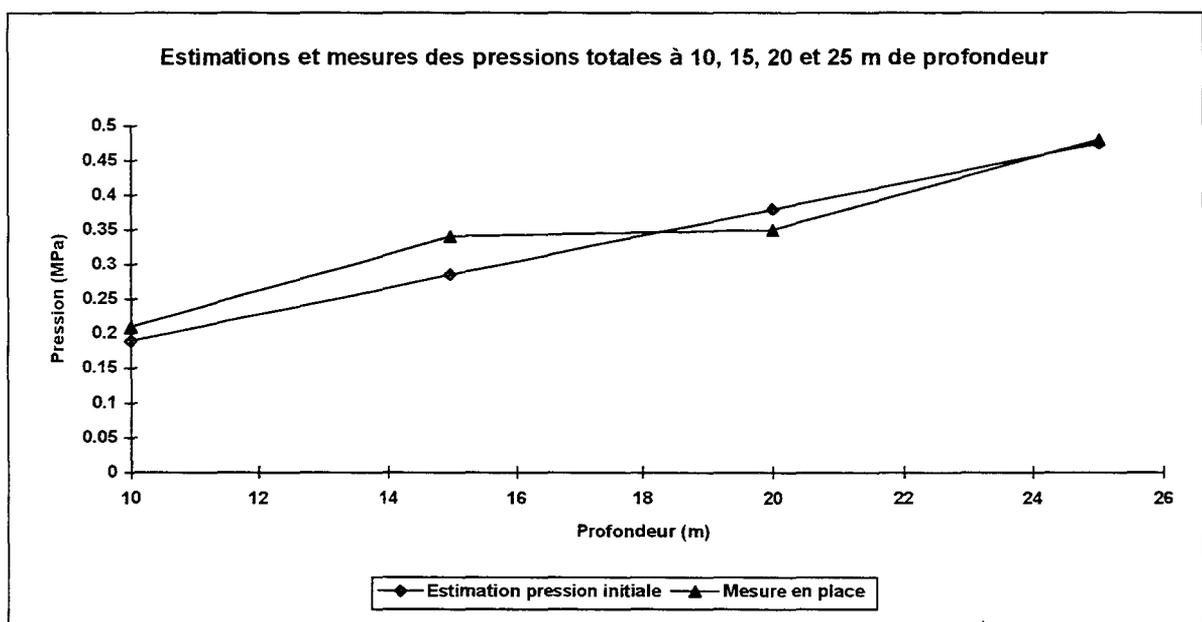


Figure 1.3 : Représentation des estimations et des mesures de la pression totale horizontale à 10, 15, 20 et 25 m Chantier ALMA-GARE

Nous constatons que les mesures des pressions à 15 m et 20 m s'écartent légèrement des estimations des pressions initiales.

1.5.3 - Analyse des mesures de pression interstitielle en forage

Comme pour l'analyse précédente, la décroissance de la pression interstitielle en fonction des phases d'excavation est logiquement liée aux déplacements de la paroi (voir annexe IIb) et, aux conditions de drainage aux bords de l'excavation.

Dans le cas présent, la proportionnalité entre la profondeur et la pression interstitielle est très bien respectée à 10, 15 et 20 m. Elle l'est un peu moins à 25 m, comme on peut le voir dans le tableau 1.2. Signalons par ailleurs qu'à cette profondeur, la pression interstitielle n'est pas stabilisée sur les 15 premiers jours de mesure.

Compte tenu de la profondeur de la nappe (1.50 m), les valeurs initiales de la pression interstitielle peuvent être estimées à :

Profondeur (m)	Estimation de la pression initiale (MPa)	Mesure de la pression (MPa)
10	~ 0.085	0.080
15	~ 0.135	0.130
20	~ 0.185	0.180
25	~ 0.235	0.220

Tableau 1.2 : Estimations et mesures des pressions interstitielles en forage à 10, 15, 20 et 25 m Chantier ALMA-GARE

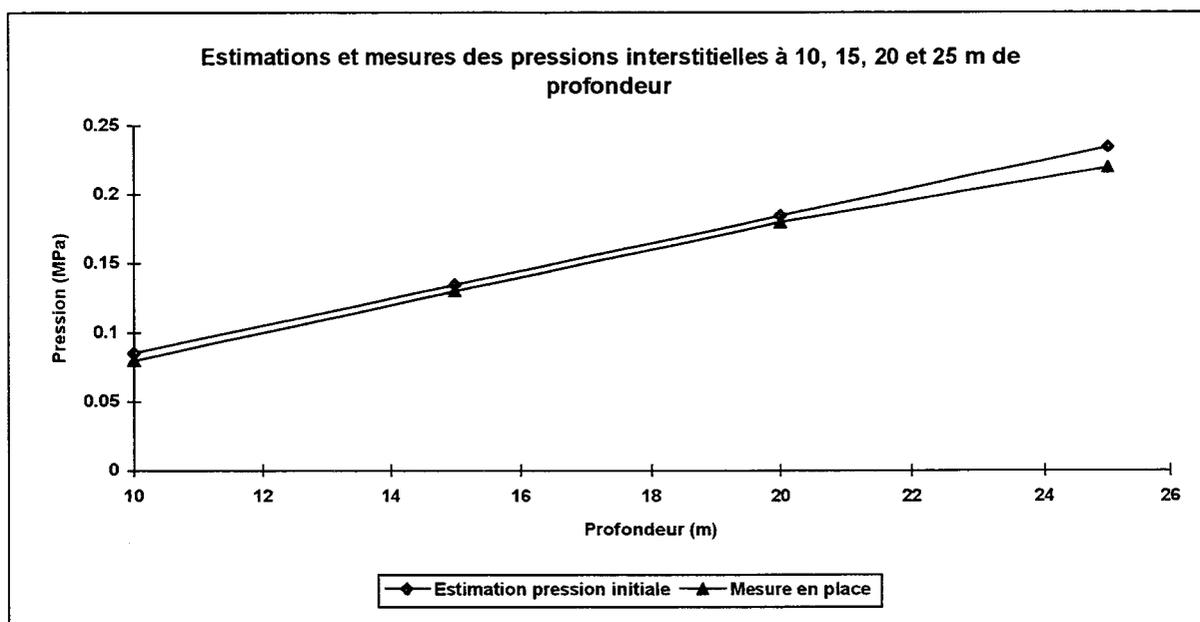


Figure 1.4 : Représentation des estimations et des mesures de la pression interstitielle à 10, 15, 20 et 25 m Chantier ALMA-GARE

Les mesures en place sont en bonne adéquation avec les estimations.

1.5.4 - Analyse des mesures de pression totale en forage

Comme précédemment, comparons les valeurs de l'estimation à celles des mesures : (annexe IIc)

Profondeur (m)	Estimation de la pression initiale (MPa)	Mesure de la pression (MPa)
10	~ 0.190	0.100
15	~ 0.285	~ 0.195
20	~ 0.380	~ 0.180
25	~ 0.475	~ 0.380

Tableau 1.3 : Estimations et mesures des pressions totales en forage à 10, 15, 20 et 25 m
Chantier ALMA-GARE

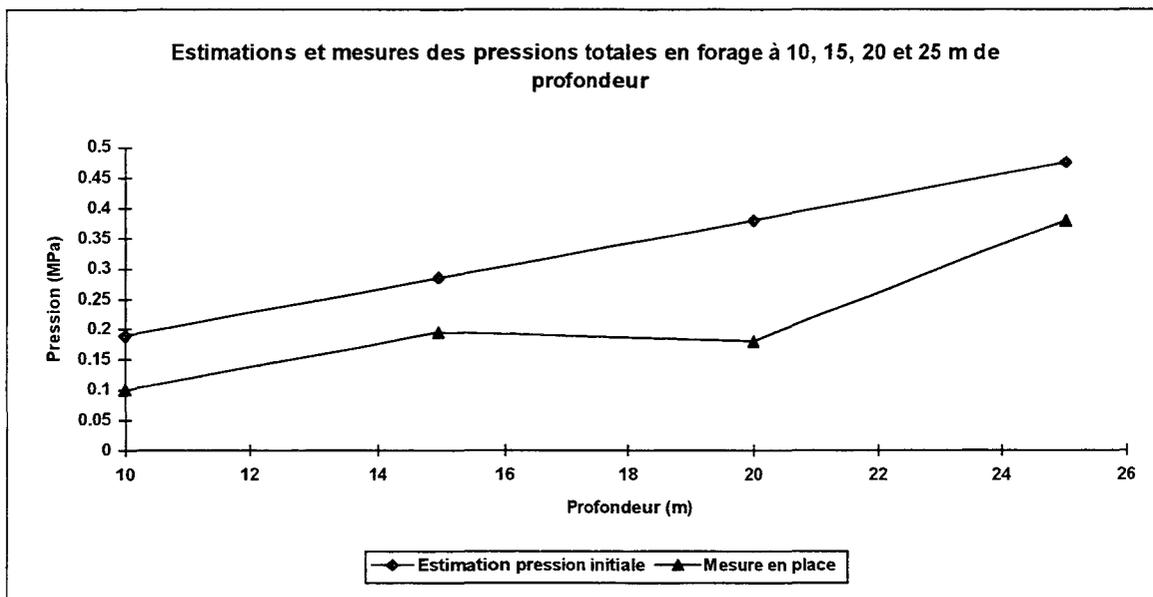


Figure 1.5 : Représentation des estimations et des mesures de la pression totale horizontale en forage à 10, 15, 20 et 25 m - Chantier ALMA-GARE

Les valeurs mesurées ne correspondent pas aux estimations de la pression initiale. Le nombre de points de mesures ne permet pas de déterminer la cause de ce phénomène.

1.6 - ANALYSE DES MESURES D'EFFORTS

Les capteurs à corde vibrante, permettant d'évaluer les micro-déformations des butons, ont été placés par trois à 120° sur les génératrices de trois butons des lits un, deux et trois (voir figure 1.1). Les mesures ont été réalisées de manière discontinue, en fonction des événements de chantier, à savoir :

- Pose d'un lit de buton,
- Fin d'une phase d'excavation,
- Retrait d'un lit de buton.

La connaissance des micro-déformations d'un bouton permet, en théorie, de déterminer l'effort encaissé par celui-ci. Pourtant, il est nécessaire de connaître la température à laquelle la mesure a été effectuée, et de faire une hypothèse sur le mode de déformation (axiale, flexion, combinée...). En effet, une variation thermique d'une dizaine de degrés peut être, à elle seule, la cause d'un changement important de l'effort dans le bouton; compte tenu du coefficient de dilatation de l'acier $\approx 15.10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

Les conditions thermiques de la réalisation des mesures qui sont présentées figure 1.2 ne sont pas connues. Il faudra donc **rester prudent** et, si nécessaire, on pourra **tenir compte d'un intervalle de tolérance** sur les valeurs des mesures.

1.7 - CONCLUSIONS CONCERNANT L'INSTRUMENTATION DU CHANTIER ALMA-GARE

Peu de chantiers de parois moulées disposent d'une instrumentation aussi complète en matière de mesures des pressions dans le sol. Les informations provenant des capteurs des pressions totales sont précieuses pour l'étude du comportement de la paroi moulée dans l'argile, et du comportement propre du sol. De même, la mesure au cours du temps des pressions interstitielles en forage constitue une donnée spécifique du comportement du milieu argileux.

Enfin, les mesures d'efforts dans les butons permettent d'estimer les sollicitations mécaniques auxquelles ils ont été soumis.

Même si ces informations ponctuelles doivent être utilisées avec prudence, elles constituent une base de données à laquelle nous ne manquerons pas de nous référer dans les études numériques de la station ALMA-GARE.

L'absence de données concernant la déformation et le déplacement de la paroi a été comblée par l'instrumentation mise en oeuvre sur le chantier présenté dans le chapitre suivant.

2. LE CHANTIER TOURCOING-CENTRE

La station de métro TOURCOING-CENTRE est située, comme son nom l'indique, au centre ville de TOURCOING, sur la ligne 2 du métro de LILLE. Sa position est repérée sur le plan de l'annexe I.

2.1 - GEOMETRIE ET PHASAGE DU CHANTIER

Comme pour le chantier ALMA-GARE, la géométrie ainsi que le déroulement des opérations d'excavation et de butonnage sont présentés. Ces informations sont synthétisées sur la figure 1.6.

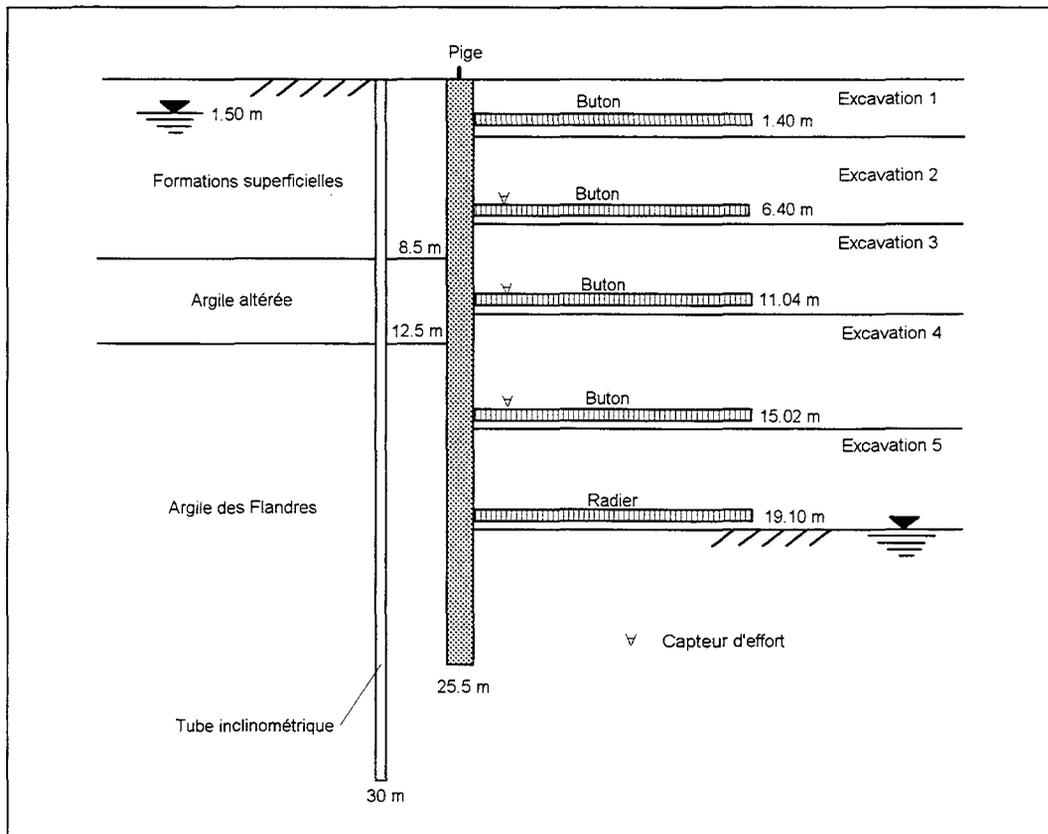


Figure 1.6 : Coupe schématique de la station TOURCOING-CENTRE et instrumentation du milieu

On remarque immédiatement la similitude de cette coupe avec celle de la station ALMA-GARE (figure 1.1). La paroi, d'une hauteur de 25,5 m, est inscrite dans trois couches de sol :

- de la surface à 8,50 m de profondeur : formations superficielles;
- de 8,50 m à 12,50 m de profondeur : Argile altérée;
- ensuite : Argile des Flandres.

La paroi est maintenue durant la phase travaux par 4 lits de butons. Un radier est réalisé en fond de fouille après la dernière excavation.

La construction de la station de métro s'effectue de la même manière que pour le chantier ALMA-GARE.

Sur le graphique 1.6, on distingue :

- le tube inclinométrique TOC IN01 (ou TOC IN02) dont l'implantation est repérée en annexe IIIa,
- l'une des piges permettant de mesurer le déplacement de la tête de paroi. Le positionnement de certaines de ces piges se trouve en annexe IVa,
- les capteurs d'efforts disposés par trois à 120° sur les génératrices des butons.

2.2 - INSTRUMENTATION

2.2.1 - Les tubes inclinométriques

Les mesures inclinométriques principales ont été réalisées à partir du tube inclinométrique TOC IN01. Pourtant, le tube TOC IN02 est aussi intéressant que le TOC IN01 puisque vis à vis des simulations qui seront réalisées, rien ne différencie les comportements des deux tubes s'ils sont observés après les mêmes événements. Les relevés ont été faits pour chaque événement aux dates indiquées sur les graphiques des annexes IIIb pour TOC IN01 et IIIc pour TOC IN02. Ces événements correspondent à des phases d'excavation ou de butonnage. Les mesures ont été effectuées à partir d'un poste manuel par la société SIMECSOL.

2.2.2 - Les piges de tête de paroi

Une quinzaine de piges disposées sur la tête de la paroi moulée, permettent d'estimer le déplacement de celle-ci en fonction des travaux effectués. Seules les piges P32-1, P31-2, P30-1 et P30-2 seront exploitées, puisqu'elles sont à proximité du tube inclinométrique TOC IN01 et des lits de butons instrumentés (voir en annexe IVa).

2.2.3 - Les repères de suivi altimétrique des ouvrages riverains

Pour estimer le tassement des bâtiments voisins, lors de la réalisation de la station, et de la paroi moulée en particulier, des repères de suivi altimétrique ont été implantés tout autour de l'ouvrage. Les mesures issues des repères Cdg 25 à 29 seront utilisées. Elles sont reportées en annexe Va.

2.2.4 - Les capteurs d'efforts

Des capteurs à corde vibrante ont été placés sur les niveaux 2, 3 et 4 de butons. Ils sont disposés à 120° sur les génératrices. Ils fournissent des fréquences qui sont facilement retranscrites en déformations, contraintes et efforts. La pose des capteurs a été assurée par le CEBTP. Une centrale d'acquisition automatique de données a été installée par le BRGM, dans le cadre de ce travail de recherche, pour enregistrer heure par heure les mesures.

2.3 - ANALYSE DES MESURES INCLINOMETRIQUES

Les graphiques des annexes IIIb et IIIc suscitent une remarque importante. La paroi mesurant 25.5 m de hauteur, on pouvait penser que l'implantation des tubes inclinométriques à 30 m suffirait pour respecter l'hypothèse de déplacement nul du pied qui conditionne la validité des mesures.

Pourtant, on s'aperçoit nettement que les mesures effectuées le 02/05/95 et le 24/05/95 sur TOC IN01, par exemple, ne peuvent respecter l'hypothèse d'immobilité du pied (tangente non nulle à l'origine).

Aussi, cela signifie qu'il existe un déplacement absolu de l'ensemble du tube par rapport à un autre point "fixe". Il sera éventuellement possible de se recalibrer par rapport à ce point fixe en s'appuyant sur les mesures de déplacement de la tête de paroi réalisée grâce aux piges.

En ce qui concerne les valeurs de déplacement, on observe un "ventre" le 24/05/95 qui atteint 14 mm. Cette valeur est faible puisqu'elle est conditionnée par la mise en précontrainte des butons. Il faudra peut-être y ajouter le déplacement absolu précédemment cité.

2.4 - ANALYSE DU DEPLACEMENT DE LA TETE DE PAROI

Le graphique de l'annexe IVb vient conforter l'idée que le pied du tube inclinométrique ne serait pas fixe. En effet, au 02/05/95, le relevé inclinométrique à la profondeur de 1 mètre indique un déplacement quasi nul. Or, à cette même date, la mesure du déplacement de la paroi révèle un mouvement de l'ordre de 10 mm vers l'intérieur de la fouille, alors que les deux appareillages sont situés à proximité l'un de l'autre.

La mesure du déplacement de la tête de paroi, couplée aux relevés inclinométriques, permet ainsi de mieux quantifier le déplacement d'ensemble du mur. On peut considérer que le "ventre" de déplacement de la paroi est de l'ordre de 20 à 25 mm.

2.5 - ANALYSE DU SUIVI ALTIMETRIQUE DES OUVRAGES RIVERAINS

La figure de l'annexe Vb représente l'évolution de l'altimétrie des points repérés Cdg 25 à 29. On distingue trois phases. Tout d'abord, juste après le 03/10/94, les repères accusent une descente de l'ordre de 3 mm à l'occasion "*du creusement de la tranchée sous boue de bentonite*". Ce point sera étudié en détail à l'aide d'une approche numérique tridimensionnelle du *continuum* dans la cinquième partie du document.

Ensuite, les repères ne bougent plus jusqu'au 15/02/95.

Dans un dernier temps, entre le 15/02/95 et le 10/03/95, la réalisation de la première excavation et du premier butonnage génère une remontée des points repères à une cote proche de la cote nominale. On notera toutefois que le premier lit de butons n'est pas préchargé.

2.6 - ANALYSE DES EFFORTS DANS LES BUTONS

Les graphiques des annexes VI a), b) et c) représentent les micro-déformations enregistrées sur les lits 2, 3 et 4 des butons n°4. Chaque graphique est constitué de deux ou trois courbes correspondant aux informations issues des capteurs à cordes vibrantes positionnés à 120° sur des génératrices du cylindre d'acier.

Théoriquement, si les efforts de compression sont transmis dans l'axe du buton et si celui-ci est un cylindre parfait, les déformations sont les mêmes sur toutes les génératrices du cylindre. Il n'en est rien ici, comme le montre très clairement les annexes VI a et c. Seul le lit 3 (annexe VIb) semble répondre assez bien aux critères théoriques énoncés ci-dessus. Quelles sont les causes à l'origine de ces observations ?

Les butons sont des cylindres creux en acier. Leur transport, leur mode de stockage et de mise en place génèrent des flexions qui rompent la "symétrie axiale" en cas de compression (ou de traction) pure. Aussi, les chemins différents suivis par les relevés des micro-déformations sont très certainement le reflet d'un phénomène de flexion du buton.

Il sera nécessaire d'effectuer les corrections adéquates pour estimer au mieux les efforts induits dans l'axe des butons.

2.7 - ANALYSE DE LA COHERENCE ENTRE LES EFFORTS DANS LES BUTONS ET LES DEPLACEMENTS ESTIMES DE LA PAROI MOULEE

Dans le paragraphe 2.4, une certaine *incohérence* a été relevée entre les déplacements de la tête de la paroi et les relevés inclinométriques. Rappelons que les tubes inclinométriques sont situés à un mètre de la paroi. Aussi, le déplacement de la paroi est certainement légèrement différent de celui indiqué par les inclinomètres.

Pour confirmer ou infirmer les mesures fournies par les inclinomètres, nous proposons d'analyser la cohérence entre les efforts mesurés dans les butons et les déplacements de la paroi, estimés d'après les mesures inclinométriques. Pour ce faire, les efforts ont été utilisés dans un format en micro-déformations. Ainsi, connaissant les efforts appliqués au moment du préchargement des butons, on peut déduire le déplacement équivalent de la paroi à la cote considérée. L'hypothèse d'un effort normal a été retenue.

Les comparaisons sont regroupées dans le tableau 1.4.

Evénement	Numéro du buton concerné	Mesure de l'inclinomètre (mm)	Calcul du déplacement dû à l'événement (mm)
Précharge du buton 2	2	1.7	2.3
Excavation 3	2	2.0	1.0
Précharge du buton 3	3	2.5	2.2
Précharge du buton 3	2	2.0	0.5
Excavation 4	3	0.5	1.2
Excavation 4	2	1.2	0

Tableau 1.4 : Concordance entre les déformations de l'écran et les efforts dans les butons

On remarquera que les concordances sont essentiellement bonnes pour les observations réalisées au moment du préchargement d'un buton, à la cote dudit buton. Durant les excavations, il est difficile de définir si les deux mesures concordent.

A la lueur de cette analyse, il ne semble pas nécessaire de faire intervenir la correction liée au déplacement de la tête de paroi sur l'ensemble de la hauteur de l'écran. On peut penser qu'une partie de l'information fournie par les piges devrait se retrouver dans les mesures inclinométriques. Pourtant, il ne faut pas oublier que le déplacement de la partie supérieure de l'inclinomètre est lié au déplacement de la surface du massif. Or, les "têtes" de massif sont souvent "perturbées"; elles peuvent, par exemple, se désolidariser de l'écran. Aussi, le mouvement de l'inclinomètre peut être bien différent de celui de la paroi dans cette zone.

Nous nous appuyerons donc sur les bases suivantes : les mesures inclinométriques sont globalement utilisables. Pour tenir compte des remarques précédentes, une tolérance de l'ordre de +50% sera envisagée . Le "ventre" de déplacement de la paroi atteindrait alors 20 mm environ (à comparer avec les 14 mm mesurés par l'inclinomètre).

2.8 - CONCLUSIONS CONCERNANT L'INSTRUMENTATION DU CHANTIER TOURCOING-CENTRE

Ce chantier a été instrumenté de façon complémentaire à celui de ALMA-GARE. Les relevés des mouvements du massif situé juste derrière l'écran et des déplacements des ouvrages avoisinants sont très instructifs.

Les mesures de déformations des lits de butons précontraints permettent une analyse des efforts induits dans ces butons en fonction des événements du chantier.

Signalons que la richesse en informations de ce chantier en fait, comme ALMA-GARE, un site très intéressant en matière d'instrumentation.

3. L'ARGILE DES FLANDRES

3.1 - INTRODUCTION

Les deux stations de métro sont excavées en grande partie dans l'Argile des Flandres (étage Yprésien). Une synthèse bibliographique des caractéristiques géotechniques de ce matériau a été élaborée à partir d'essais de laboratoire et d'essais en place. Signalons ici, pour ne pas limiter la portée de ce travail, qu'il existe de nombreuses variétés d'argiles raides. On peut citer par exemple : l'Argile du Gault, l'Argile de Londres, l'Argile de Provins, l'Argile du Callovo-Oxfordien, l'Argile verte du Sanoisien. Ces argiles sont présentes dans les grandes métropoles (Londres, Lille, Brussels).

Une définition des argiles raides pourrait être : toute argile dont C_u serait supérieur à $C_{u \text{ limite}}$ serait considérée comme raide. Le *Code of practice for site investigations* (British Standards Institution BS 5930) propose la valeur que nous retiendrons de $C_{u \text{ limite}} = 75 \text{ kN/m}^2$.

3.2 - GENERALITES SUR LES MINERAUX ARGILEUX ET LES ARGILES

Il est important de distinguer minéraux argileux et argiles. Les argiles (au sens pétrographique) sont des sols et des roches composés d'une majorité de minéraux argileux. Très généralement, les minéraux argileux sont extrêmement petits, de taille inférieure à $2 \mu\text{m}$; si bien que l'on appelle aussi argiles des sols dont la majorité des particules est inférieure à $2 \mu\text{m}$ (argiles au sens granulométrique). (d'après MILLOT, 1964)

Les minéraux argileux sont formés par l'empilement d'un nombre constant (par espèce) de couches tétraédriques siliceuses accolées à des couches octaédriques alumineuses et comprenant des hydroxyles. Les distinctions entre minéraux argileux portent notamment sur :

- le nombre de couches superposées (par feuillet élémentaire) et l'épaisseur du feuillet élémentaire,
- le remplacement de Si par Al dans les couches tétraédriques,
- la nature des cations dans les couches octaédriques.

Dans les minéraux argileux, il y a 7 grands groupes et environ 50 espèces. Les 6 premiers groupes sont constitués de minéraux en feuillets (il s'agit des phyllosilicates), le septième groupe est formé de minéraux en latte. Les trois groupes les plus importants sont :

- le groupe de la kaolinite;
- le groupe des illites;
- le groupe des montmorillonites.

Dans les chapitres suivants, sont regroupées les caractéristiques principales de l'Argile des Flandres. Ces informations ont été sélectionnées dans la littérature dans le but d'être intégrées dans des modèles de comportement. Nous disposons pour l'Argile des Flandres, grâce notamment au travail de O. HIENG (1991), de suffisamment d'informations pour caler son comportement avec les modèles élastoplastiques, critère de MOHR-COULOMB, de Cam-Clay modifié, voire même de HUJEUJ.

3.3 - PRESENTATION ET SITUATION DE L'ARGILE DES FLANDRES

Il s'agit d'un dépôt marin Eocène correspondant à l'Argile de Londres en Angleterre, l'Argile des Flandres se présente sous deux faciès : (d'après BLONDEAU et al, 1976)

- une argile bleue ou grise, feuilletée horizontalement, contenant des matériaux de gypse et des nodules de pyrite (argile d'Orchies) en partie inférieure;
- une argile bleuâtre de tendance sableuse en partie supérieure (argile de Roubaix).

La figure suivante rend compte de la situation de l'argile des Flandres dans le Nord de la France.

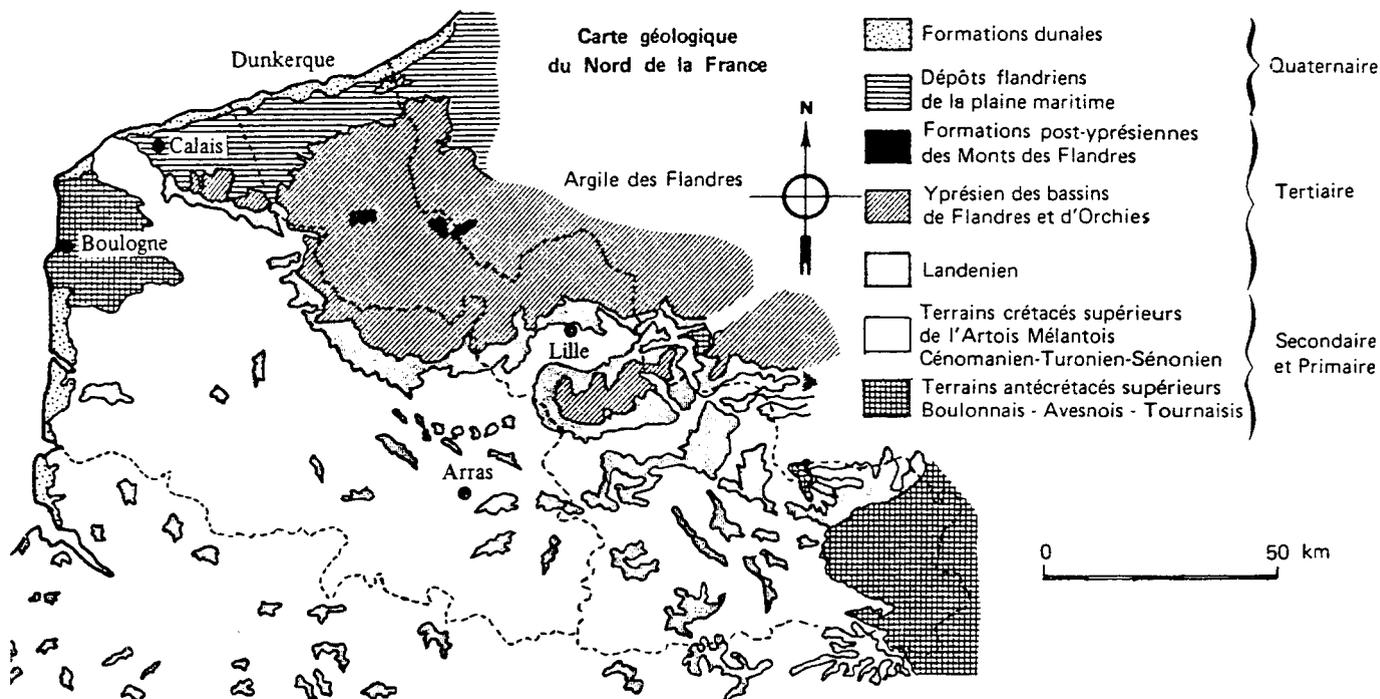


Figure 1.7 : Carte géologique du Nord de la France, d'après BLONDEAU et al (1976)

3.4 - CARACTERISTIQUES DE L'ARGILE DES FLANDRES

	CaCO ₃ (%)	Montmorillonite (%)	Illite (%)	Kaolinite (%)	Autres (%)	Référence
Argile des Flandres	0.2	45	11	4	Gypse	BLONDEAU et al

Tableau 1.5 : Composition de l'Argile des Flandres

	C _c	σ' _c (kN/m ²)	σ' _g (kN/m ²)	Δh/h (%)	K ₀	Référence
Argile des Flandres	0.25	158	37	8	0.8 à 1	DEPREZ et al BLONDEAU et al

σ'_g est la pression nécessaire pour empêcher l'échantillon de gonfler lorsqu'il peut absorber l'eau après mise en place dans l'oedomètre.
Δh/h est le gonflement, mesuré à l'oedomètre, de l'échantillon non chargé mis en présence d'eau.

Tableau 1.6 : Caractéristiques de compressibilité à l'oedomètre de l'Argile des Flandres

Le tableau suivant est issu d'une étude statistique des résultats d'essais géotechniques réalisés en laboratoire sur l'Argile des Flandres par DEPREZ et VERRET (1980). Cette étude a été réalisée à partir de 205 dossiers, soit 684 échantillons et 2340 mesures d'essais.

Essais	Moyenne	Ecart type	Coefficient de variation	Intervalle 95% Loi de Student	
Teneur en eau W (%)	32.92	5.55	0.169	32.47	33.36
Poids spécifique humide γ_h (kN/m ³)	19.2	0.87	0.045	19.12	19.28
Poids spécifique sec γ_d (kN/m ³)	14.5	1.21	0.083	14.41	14.64
Limite de liquidité W_l (%)	73.21	14.55	0.199	69.63	76.79
Limite de plasticité W_p (%)	32.62	5.80	0.178	31.19	34.05
Indice de plasticité I_p (%)	40.62	10.55	0.260	38.02	43.22
Indice de consistance I_c	1.015	0.127	0.125	0.975	1.054
Résistance à la compression R_c (MPa)	0.193	0.0845	0.438	0.150	0.237
Indice des vides initial e_0	0.931	0.177	0.190	0.884	0.978
Indice de compression C_c	0.246	0.117	0.474	0.215	0.278
Pression de consolidation σ'_c (MPa)	0.137	0.0445	0.325	0.123	0.151
Indice de gonflement C_s	0.081	0.039	0.478	0.069	0.092
Cohésion scissométrique S_u (MPa)	0.1678	0.0788	0.470	0.1512	0.1843
Cohésion apparente (non drainée) C_u (MPa)	0.1020	0.0463	0.454	0.0908	0.1131
Angle de frottement apparent ϕ_u (°)	8.55	7.53	0.881	6.73	10.36
Essai triaxial cu (interprété en contraintes totales) C_{cu} (MPa)	0.066	0.0556	0.846	0.0502	0.0814
Essai triaxial cu (interprété en contraintes totales) ϕ_{cu} (°)	14.3	3.75	0.262	13.22	15.34
Cohésion effective C' (MPa)	0.029	0.0171	0.593	0.0237	0.0339
Angle de frottement effectif ϕ' (°)	22.3	5.3	0.240	20.67	23.86

Tableau 1.7 : Résultats de l'étude statistique sur les caractéristiques mécaniques de l'Argile des Flandres

Les informations contenues dans ce tableau sont en assez bon accord avec celles obtenues par HIENG (1991) sur le port de Dunkerque (Nord). Les nombreux essais de laboratoire figurant dans la thèse de cet auteur permettront le calage des modèles de comportement avec celui de ce sol (voir 2^{ème} partie du document). Nonobstant ces informations, nous préconisons de ne pas négliger les résultats des essais de laboratoire réalisés à l'endroit exact des sites de ALMA-GARE et de TOURCOING-CENTRE. En effet, ces informations, très locales, reflètent vraisemblablement la spécificité de chaque zone. Ces informations sont regroupées dans les avant-projets détaillés du métro de la CUDL. Citons également l'article de J. LEPLAT (1990) qui analyse un sondage profond dans l'Yprésien et, en extrait de nombreuses informations géotechniques.

DEUXIEME PARTIE

MODELES DE COMPORTEMENT

Critère de MOHR-COULOMB CAM-CLAY

Calage et Validation à l'aide de l'essai pressiométrique Ménard

CONNAISSANCE :

*Le simple écolier sait maintenant des vérités pour
lesquelles Archimède eût sacrifié sa vie.*

Ernest RENAN, écrivain français, 1823-1892

INTRODUCTION

L'objet de cette seconde partie est de déterminer les paramètres nécessaires à l'étude du comportement et du dimensionnement des parois moulées dans les argiles raides saturées, par des approches numériques du *continuum* élastoplastique.

Ainsi, notre premier objectif est de réaliser un calage des 2 modèles de comportement du sol retenus : le modèle élastoplastique, critère de MOHR-COULOMB et celui élastoplastique avec écrouissage isotrope de CAM-CLAY. Le choix de ces deux modèles est motivé par leur utilisation courante et leur capacité à reproduire raisonnablement le comportement de sols élastoplastiques tels que les argiles.

Dans le second chapitre, on s'attache à valider les modèles calés, par une reproduction numérique d'un essai pressiométrique dans l'Argile des Flandres. De nombreuses précautions seront prises, notamment en ce qui concerne la définition des paramètres inhérents au modèle géométrique.

L'influence de certains paramètres des modèles de comportement sera abordée. C'est ainsi que l'on observera l'influence de la dilatance et de la perméabilité pour le modèle élastoplastique, critère de MOHR-COULOMB. Pour le modèle de CAM-CLAY, l'effet des variations de la pente de la droite de gonflement sur le modèle sera étudié.

Ces informations seront ensuite utilisées dans les modélisations numériques du *continuum* élastoplastique proposées dans les 3 dernières parties de ce document.

1. RAPPELS CONCERNANT LES MODELES DE COMPORTEMENT ELASTOPLASTIQUE

1.1 - LES MODELES DE COMPORTEMENT ELASTIQUE PARFAITEMENT PLASTIQUE

Les essais réalisés sur les sols montrent que le domaine de réversibilité des déformations, ou domaine d'élasticité, est relativement limité. A partir d'un certain niveau de contraintes, la courbe de chargement - déchargement est différente de la courbe de chargement suivie jusque là. Des déformations irréversibles, ou plastiques apparaissent.

Pour représenter ce comportement, le modèle le plus simple est le modèle élastique parfaitement plastique. De manière générale, dans ce type de modèle, la fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. A l'intérieur de la surface de rupture ($F < 0$), le comportement du point matériel, appartenant au milieu continu équivalent au matériau, est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture ($F = 0$), le point matériel a atteint son maximum de résistance, il est devenu plastique et sa déformation est théoriquement infinie.

Le critère de rupture le plus utilisé pour les sols est celui de MOHR-COULOMB. Il est présenté ci-après.

1.1.1 - CRITERE DE MOHR-COULOMB

COULOMB a été le premier à proposer un critère de plasticité en mécanique des sols. Ce critère est utilisé pour les sols pulvérulents et pour les sols cohérents à long terme. Le critère de MOHR-COULOMB est aussi le plus simple. Il se compose de deux droites symétriques dans le plan de MOHR (τ, σ), inclinées d'un angle φ par rapport à l'axe des contraintes normales. L'équation de ces droites est la suivante :

$$F(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2C \cos \varphi = 0$$

σ_1 et σ_3 représentent les contraintes principales extrêmes ($\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$). La compression est comptée négativement.

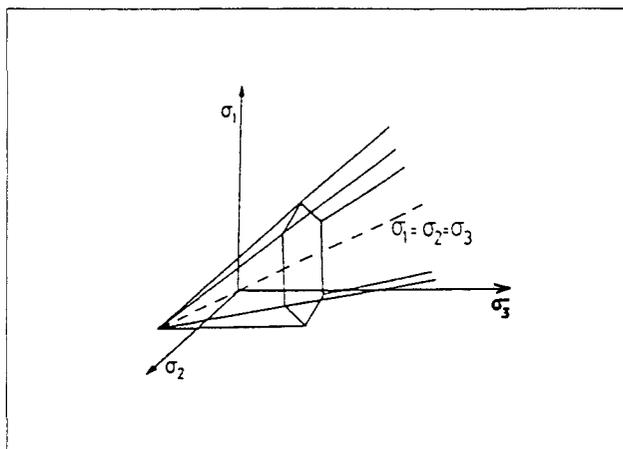


Figure 2.1 : Représentation du critère de MOHR-COULOMB dans l'espace des contraintes principales

Dans l'espace des contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), la surface définie par la fonction de charge F est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ (Figure 2.1). Cette pyramide dégénère en cylindre pour $\varphi = 0$. Le paramètre C est la cohésion du matériau et l'angle φ , l'angle de frottement interne.

Le potentiel plastique s'écrit, en fonction des contraintes principales extrêmes :

$$G(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi + Cst$$

ψ est l'angle de dilatance. ($\psi = \varphi$ si la règle d'écoulement est associée)

L'élasticité associée est l'élasticité linéaire isotrope de HOOKE. Le modèle, couramment appelé "de MOHR-COULOMB" comprend au total 5 paramètres : E, ν, C, φ et ψ .

1.2 - MODELES DE COMPORTEMENT ELASTOPLASTIQUES AVEC ECROUISSAGE

Les essais de chargement - déchargement réalisés sur les solides montrent que la valeur du seuil de plasticité ou limite d'élasticité, évolue avec la sollicitation appliquée. Cette modification du seuil de plasticité caractérise le phénomène de l'écrouissage.

Le modèle élastoplastique avec écrouissage permet de mieux décrire les étapes intermédiaires, observées sur les essais de laboratoire, entre l'apparition des premières irréversibilités et l'instant de la rupture d'une éprouvette de matériau. L'écrouissage se traduit par l'évolution de la surface de charge dans l'espace des contraintes.

On ne présente ci-après que les modèles de comportement de CAM-CLAY et de CAM-CLAY modifié.

1.2.1 - MODELES DE L'UNIVERSITE DE CAMBRIDGE (CAM-CLAY)

Ces modèles ont été développés dans les années 1960 par le groupe de Mécanique des Sols de l'Université de Cambridge (ROSCOE *et al.*, 1958); (SCHOFIELD et WROTH, 1968). Ce sont des modèles élastoplastiques avec écrouissage, destinés à décrire le comportement des argiles reconstituées en laboratoire.

Les modèles CAM-CLAY ne sont pas fondés sur le critère de rupture de MOHR-COULOMB. Ils utilisent une équation d'énergie précisant comment l'énergie reçue de l'extérieur se répartit en énergie emmagasinée (élastique) et en énergie dissipée (plastique), l'énergie dissipée dépendant du paramètre de frottement interne du sol (M ou ϕ).

Suivant les valeurs relatives de p , q et e , le point d'état du sol peut se trouver dans le domaine élastique ou sur la frontière de ce domaine, appelée surface d'état limite et sur laquelle le point d'état se déplace en s'accompagnant de déformations irréversibles (plastiques). Les points situés à l'extérieur de la courbe d'état limite (CEL) ne peuvent être atteints. (Figure 2.2)

Le plan (p , q) est appelé espace des contraintes. Ces points sont désignés sous le nom de points de contraintes (p , q). Le chemin de contrainte est la courbe de l'espace des contraintes qui décrit le point représentant l'état de contrainte du sol au cours du temps.

Le modèle CAM-CLAY *original* permet de décrire de manière qualitative les phénomènes observés expérimentalement. Mais, pour des chemins proches de l'axe de compression isotrope, pour des valeurs de q/p faibles, ce modèle prédit des déformations déviatoriques trop fortes. Pour cette raison, la loi d'écoulement a été modifiée par BURLAND et ROSCOE (1968).

Le modèle CAM-CLAY *modifié* peut être défini par :

- une surface d'état limite, elle-même déterminée par les quatre courbes : λ , κ , d'état critique et d'état limite
- l'hypothèse que la surface d'état limite (critère de plasticité) peut servir de potentiel plastique (que la loi de normalité s'applique et que le principe du travail maximal est respecté).
- les hypothèses suivantes : isotropie du sol, élasticité non linéaire à l'intérieur de la surface d'état limite, conservation de l'isotropie lors de l'écroutissage.

A un instant donné, l'état du sol est représenté par un point de l'espace (p , q , e).

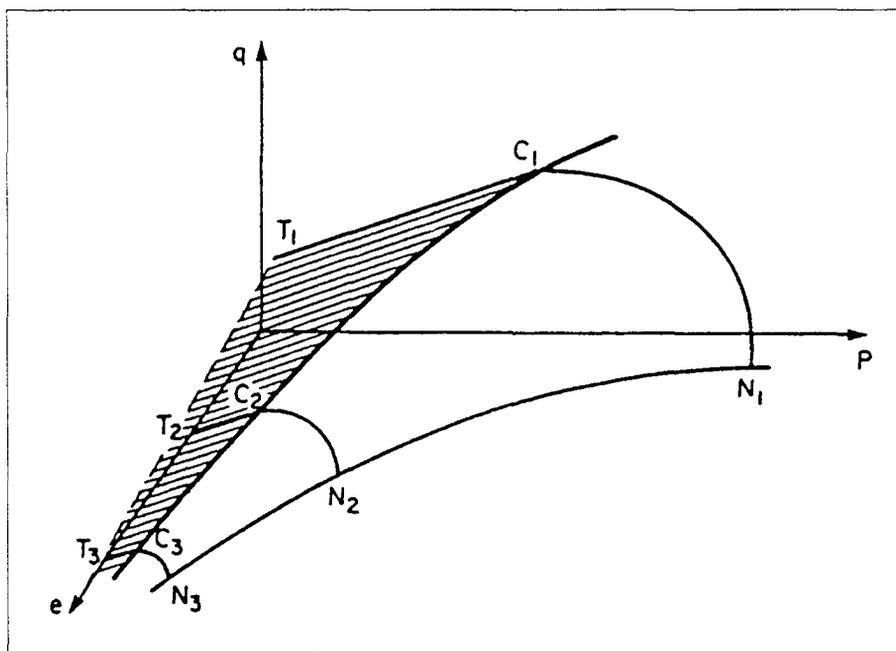


Figure 2.2 : Surface d'état limite du modèle CAM-CLAY modifié

Quelques définitions :

- La courbe d'état critique (CEC) est le lieu de tous les points "critiques" pour lesquels le matériau, soumis à un cisaillement au cours d'un essai triaxial, se trouve dans un état caractérisé par une non variation de volume et par un rapport de contraintes q/p constant.
- La courbe d'état limite (CEL) ou courbe de limite élastique est le lieu des points de l'espace des contraintes (p, q) limitant le domaine en dehors duquel des déformations permanentes apparaissent lors d'une augmentation des contraintes.
- La courbe vierge ou courbe λ s'obtient lors d'un essai drainé de compression isotrope dans le plan (e, p).
- Les courbes de gonflement - rechargement ou courbes κ schématisent les chemins des points (e, p) lors d'un cycle de déchargement - rechargement. Ces courbes sont analogues à celles obtenues à l'oedomètre; on trouve expérimentalement qu'elles leur sont parallèles et ont pour équations :

$$e = e_\lambda - \lambda \cdot \ln(p/p_1)$$

$$e = e_\kappa - \kappa \cdot \ln(p/p_1)$$

- Le mur élastique est la partie de la surface cylindrique à génératrice verticale (parallèle à l'axe de q) appuyée sur une courbe κ (gonflement - rechargement) qui se trouve à l'intérieur de la surface d'état limite. C'est l'ensemble des points d'état que l'on peut atteindre à partir d'un état donné sans apparition de déformation irréversible.

Le modèle CAM-CLAY *modifié* est alors complètement déterminé par 4 constantes du sol seulement :

- l'indice de compression Cc ou le paramètre λ ;
- l'indice de gonflement Cs ou le paramètre κ ;
- le paramètre de frottement interne φ ou M;
- la position de la courbe d'état critique Γ avec $\Gamma = e + \lambda \ln(p/p_1)$.

1.2.2 - SURFACE DE CHARGE DU MODELE DE CAM-CLAY MODIFIE

L'expression du travail plastique est la suivante : $d w^p = p \sqrt{(d \varepsilon_v^p)^2 + M^2 (d \varepsilon_d^p)^2}$

En appliquant la règle de normalité, on obtient : $p \left[\frac{q^2}{M^2 p^2} + 1 \right] = p_0$

avec p_0 : contrainte moyenne sur la courbe de consolidation vierge

Si on élimine p_0 dans la relation précédente, on obtient l'équation de la surface de charge avec écrouissage :

$$F(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p) = (\lambda - \kappa) \ln \left[\frac{p}{p_1} \left(1 + \frac{q^2}{M^2 p^2} \right) \right] + e^p - e_\lambda = 0$$

Cette équation génère des ellipses dans le plan (p, q). (Figure 2.3)

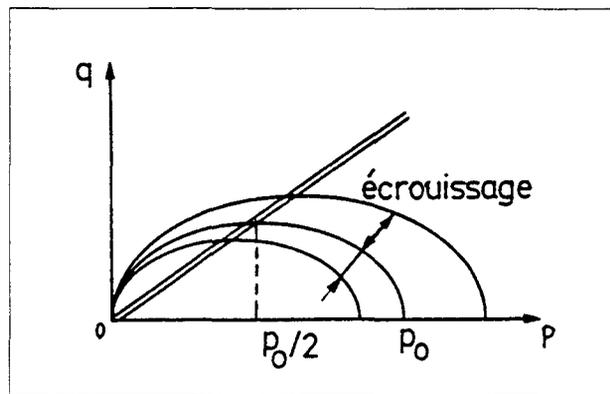


Figure 2.3 : Allure de la surface de charge pour le modèle CAM-CLAY modifié

L'élasticité associée aux modèles de CAM-CLAY est une élasticité non linéaire isotrope, définie par les relations suivantes :

$$d \varepsilon_v^e = \frac{-\kappa}{1+e_0} \frac{dp}{p} \quad d \varepsilon_a^e = \frac{1}{3G} dq \quad G : \text{module de cisaillement}$$

Le modèle de comportement CAM-CLAY modifié comporte 7 paramètres :

$$M, e_0, \lambda, \kappa, e_{\lambda}, p_1, G \text{ (voire } E \text{ et } \nu). \Gamma \text{ est défini par } \Gamma = e_{\lambda} - \lambda + \kappa$$

1.2.3 - DETERMINATION DES PARAMETRES DU MODELE DE CAM-CLAY MODIFIE

Les paramètres du modèle CAM-CLAY modifié peuvent être déterminés à partir de résultats d'essais triaxiaux et oedométriques classiques.

- **Paramètre κ** : paramètre représentant la pente des courbes déchargement - rechargement dans un essai triaxial isotrope. Il est déterminé dans un diagramme $(e, \ln p)$ et peut être relié au coefficient C_s déduit d'un essai oedométrique classique ($\kappa = C_s \ln 10$)
- **Paramètre λ** : paramètre représentant la pente de la courbe de consolidation vierge dans un essai de compression isotrope. Il est déterminé dans un diagramme $(e, \ln p)$ et peut être relié au coefficient C_c déduit d'un essai oedométrique classique ($\lambda = C_c \ln 10$).
- **Paramètre M** : paramètre représentant la pente de la courbe d'état critique dans le plan (p, q) . Il est déterminé à partir de résultats d'essais triaxiaux de compression drainés et non drainés avec mesure de pression interstitielle. Ces essais doivent être menés jusqu'aux grandes déformations pour s'assurer que l'éprouvette de sol est proche de l'état critique. M est alors déterminé en reportant dans le diagramme (p', q) les différentes valeurs obtenues à la rupture. M peut être relié à ϕ' (angle de frottement interne) par $M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$.
- **Paramètre e_{λ}** : représente l'indice des vides de référence. Connaissant λ et en se donnant un état quelconque $(e, \ln p)$ sur la courbe de consolidation vierge, il est simple de déduire la valeur de e_{λ} en traçant une droite de pente λ jusqu'à l'intersection avec la droite $p = 1$ kPa.
- **Paramètre p_1** : pression de référence valant 1 kPa ou, une autre valeur selon le système d'unité des contraintes choisi par l'utilisateur.

2. DETERMINATION DES PARAMETRES DES MODELES DE COMPORTEMENT

2.1 - INTRODUCTION

La méthodologie de la détermination des paramètres des modèles de MOHR-COULOMB et de CAM-CLAY, est présentée dans ce chapitre. Le calage est réalisé à partir d'essais de laboratoire effectués par I. O. HIENG durant sa thèse de doctorat en 1991. Il a étudié le comportement de l'Argile des Flandres rencontrée au port de DUNKERQUE. On cherche à se rapprocher le plus possible, avec les modèles, du comportement réel de l'Argile des Flandres. Pour ce faire, trois essais CID⁴ et deux essais CIU⁵ sont utilisés; ainsi qu'un essai oedométrique pour le calage du modèle de CAM-CLAY.

En annexe VII, sont représentés les résultats des essais de laboratoire. Ces graphiques ont été complétés par les réponses des deux modèles de comportement utilisés pour la simulation des essais CID et CIU.

2.2 - CALAGE DU MODELE ELASTIQUE PARFAITEMENT PLASTIQUE, CRITERE DE MOHR-COULOMB

Le modèle dit "de MOHR-COULOMB" est donc caractérisé par 5 paramètres : E, ν , C', ϕ' et ψ .

Le coefficient de Poisson ν a été déterminé à partir des essais CID, en calculant la pente initiale dans le graphe (ε_v , ε_{zz}). En effet, $\frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_{zz}} = 1 - 2\nu$. On trouve $\nu = 0.20$.

L'angle de frottement ϕ' a été déterminé à partir de l'essai CID 25. Ce paramètre règle le déviateur q_{max} atteint dans le plan (q , ε_{zz}) en plasticité. $\phi' = 25^\circ$ constitue un bon compromis pour l'essai CID23.

Le module d'YOUNG E est lui aussi extrait du graphique (q , ε_{zz}). Il règle la pente de la partie élastique. E = 20 MPa convient assez bien pour les CID 25 et CID 36, un peu moins bien pour le CID23.

La valeur de la cohésion provient de la littérature, à savoir C' = 26 kPa.

La valeur de la dilatance ψ est déterminée dans les essais CIU sur le graphe (u , ε_{zz}). En effet, ψ règle la variation de la pression interstitielle après le pic. La valeur $\psi = 5^\circ$ permet de reproduire correctement la légère baisse de pression interstitielle après le pic, mais reproduit mal la variation de volume de ε_v (essais CID, (ε_v , ε_{zz})) en plasticité.

• E = 20 MPa	• $\nu = 0.20$	• C' = 26 kPa	• $\phi' = 25^\circ$	• $\psi = 5^\circ$
--------------	----------------	---------------	----------------------	--------------------

Tableau 2.1 : Paramètres du modèle élastique parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB pour l'Argile des Flandres

La bonne reproduction des pressions interstitielles a volontairement été privilégiée en retenant $\psi = 5^\circ$. On notera que $\psi = 22^\circ$ permet d'obtenir un graphe (ε_v , ε_{zz}) en bonne concordance avec les essais, au détriment des pressions interstitielles en plasticité. L'influence de la dilatance ψ fera l'objet d'une étude au paragraphe 3.3.2.3 de cette seconde partie.

⁴ CID : Consolidé Isotrope, Drainé

⁵ CIU : Consolidé Isotrope, Non Drainé

2.3 - CALAGE DU MODELE DE CAM-CLAY MODIFIE

Le modèle de CAM-CLAY modifié est caractérisé (dans l'outil de calcul (FLAC V3.3) que nous utilisons) par les paramètres suivants :

$$K_i, \nu, M, \lambda, \kappa, v_\lambda \text{ et } p_{c0} \text{ et } p_1.$$

Comme pour le modèle de MOHR-COULOMB, le coefficient de Poisson ν a été déterminé à partir des essais CID, $\nu = 0.20$.

λ et κ sont extraits des valeurs de C_c et de C_s provenant de l'essai oedométrique, dont le graphique résultat (e, p') figure en annexe VII. On obtient $\lambda=0.126$ et $\kappa=0.0478$. La valeur de κ permet d'obtenir une pente satisfaisante dans le graphe (q, ε_{zz}) des essais CID 23 et 25. Seul l'essai CID 36 est mal reproduit.

M influence la valeur maximale q_{\max} du déviateur dans le graphe (q, ε_{zz}) des essais CID. La valeur de $M=0.983$ a été retenue. Elle correspond à un angle $\phi' = 25^\circ$ via la relation $M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$. Ce choix est satisfaisant pour les deux essais CID 23 et 25.

La valeur de K_i a été choisie arbitrairement à $K_i = 50$ MPa. La valeur du module de compressibilité K sera en fait recalculée dès la première itération en fonction des paramètres ν, p et κ .

p_1 , la pression de référence vaut 1 MPa et $p_{c0} = 1.25$ MPa est extrait de l'essai oedométrique. Ce qui permet de calculer v_λ à partir de la formule $v_\lambda = v_0 - \lambda \cdot \ln \frac{p_{c0}}{p_1}$. On obtient $v_\lambda = 1.73$ avec $v_0 = 1 + e_0$.

Tous les paramètres du modèle de CAM-CLAY sont ainsi déterminés :

Paramètres du modèle de CAM-CLAY pour l'Argile des Flandres :

- | | | | |
|---------------------|-----------------|-----------------------|----------------------|
| • $M = 0.983$ | • $\nu = 0.20$ | • $K_i = 5$ MPa | • $\lambda = 0.126$ |
| • $\kappa = 0.0478$ | • $p_1 = 1$ MPa | • $p_{c0} = 1.25$ MPa | • $v_\lambda = 1.73$ |

Tableau 2.2 : Paramètres du modèle de CAM-CLAY modifié pour l'Argile des Flandres

3. VALIDATION DES PARAMETRES DES MODELES PAR LA SIMULATION NUMERIQUE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

3.1 - INTRODUCTION

L'essai pressiométrique est un essai in situ capable de fournir une relation effort - déformation représentative du comportement d'un sol dans un forage. Il permet de s'affranchir de certaines difficultés telles que l'impossibilité de prélever des échantillons intacts ou la non-représentativité d'échantillons de faible volume utilisés pour des essais de laboratoire.

Cet essai est très employé par les concepteurs qui dimensionnent les écrans de soutènements par la méthode aux "coefficients de réaction".

Compte tenu des avantages et de l'usage courant de cet essai, on peut penser qu'il continuera d'être utilisé comme outil pour le dimensionnement des parois moulées. Dans cette optique, ce chapitre amène quelques éléments de réflexion concernant la possibilité de valider un modèle de comportement du sol à partir d'un essai pressiométrique Ménard.

On cherche à reproduire numériquement un essai pressiométrique Ménard dans un matériau argileux. Le logiciel de calcul employé est FLAC 3.3 utilisant la méthode numérique du *continuum* élastoplastique des différences finies. Le modèle choisi est élastoplastique - biphasique totalement couplé, compte tenu de la nature argileuse du sol et de sa faible perméabilité. Les paramètres du modèle sont prédéterminés par des essais de laboratoire ou une recherche dans les bases de données régionales. Le jeu de données a été élaboré puis testé. Le matériau étudié est l'Argile des Flandres.

L'objectif final de ce travail est de réaliser, avec le modèle de comportement du sol validé par la simulation de l'essai pressiométrique, la modélisation complète de la mise en oeuvre d'une paroi moulée dans l'argile et de son exploitation. En effet, on pourra considérer qu'un modèle de comportement validé par un essai *in situ* peut être utilisé pour des calculs prédictifs d'ouvrages.

Ce chapitre s'organise de la façon suivante : une étude préliminaire (Chapitre 3.2) permettra tout d'abord de déterminer l'étendue du domaine et la raison géométrique du maillage nécessaire à l'obtention d'un résultat satisfaisant.

Le chapitre 3.3 traite de la simulation numérique de l'essai pressiométrique à l'aide du modèle de comportement de sol élastique parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB. On s'intéresse ici essentiellement à l'influence de la dilatance et de la perméabilité sur le résultat de la simulation. Les pressions interstitielles restent au premier rang des observations.

Enfin, le modèle de CAM-CLAY est utilisé dans le chapitre 3.4 pour réaliser la simulation numérique du même essai pressiométrique. On regarde alors l'influence de κ , pente de la droite de gonflement, sur le résultat de la simulation. Les pressions interstitielles feront l'objet d'une attention particulière. Une ouverture sur l'utilisation de ces deux modèles sera proposée dans la conclusion.

3.2 - ETUDES PRELIMINAIRES

3.2.1 - HYPOTHESES DE CALCUL - GEOMETRIE DU MAILLAGE

3.2.1.1 - Introduction

Dans les calculs aux éléments finis ou aux différences finies, l'étendue et la discrétisation géométrique du domaine étudié influent de façon non négligeable sur le résultat des simulations numériques. Ce fait, bien connu des modélisateurs, a été confirmé dans le cas des simulations d'essai pressiométrique par NAHRA et FRANK (1986), ainsi que par BAHAR (1992) et KASDI (1994).

Une attention particulière sera donc apportée à ces deux aspects. Pour ce faire, deux études paramétriques ont été mises en oeuvre. Elles permettent de définir les conditions optimales concernant l'étendue du domaine et la discrétisation nécessaires à la réalisation de cette modélisation.

Toutes les données introduites dans ces études préliminaires seront utilisées comme telles dans les simulations suivantes de l'essai pressiométrique MENARD.

3.2.1.2 - Géométrie - Conditions aux limites mécaniques

Une représentation axisymétrique a été employée pour modéliser le problème. Les conditions aux limites mécaniques ainsi que la géométrie sont représentées sur la figure 2.4.

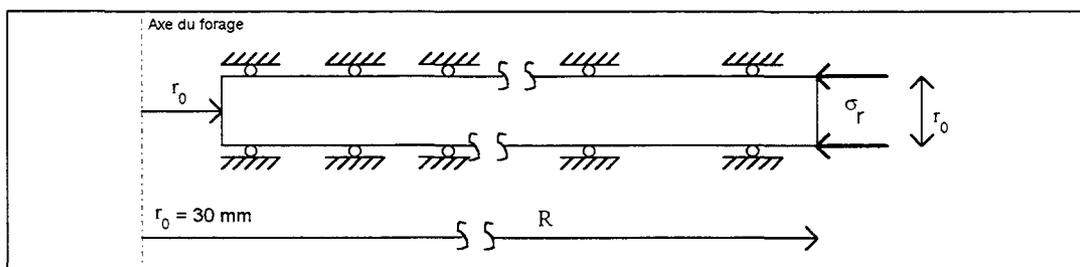


Figure 2.4 : Géométrie et conditions aux limites mécaniques de la simulation

Les simulations ont montré que pour $R=50.r_0$ (paragraphe 3.2.2), le modèle est suffisamment étendu (voir la figure de l'annexe VIII).

3.2.1.3 - Discrétisation du domaine

La discrétisation du domaine est, dans notre cas, liée d'une part au nombre d'éléments du maillage, d'autre part à sa raison géométrique. Au cours de l'essai d'expansion pressiométrique, on note de forts gradients de contraintes et de déformations au niveau de la sonde. Pour tenir compte de cette réalité, le maillage devra être plus "serré" à proximité de la sonde. Il pourra être plus "large" dans le reste du domaine afin de limiter le nombre d'éléments. Ceci se traduit par une raison géométrique $A>1$ (voir figure 2.5), compte tenu de la

relation :

$$S_n = a_1 \cdot \frac{1 - A^n}{1 - A}$$

avec :

- S_n : distance totale à graduer
- a_1 : longueur de la première zone
- A : raison géométrique
- n : nombre de zones

L'étude paramétrique que nous avons menée (voir paragraphe 3.2.2) nous amène à la conclusion, $A = 1.15$ comme le montre la figure de l'annexe VIII. Cette valeur dépend du problème traité; elle ne doit pas être généralisée.

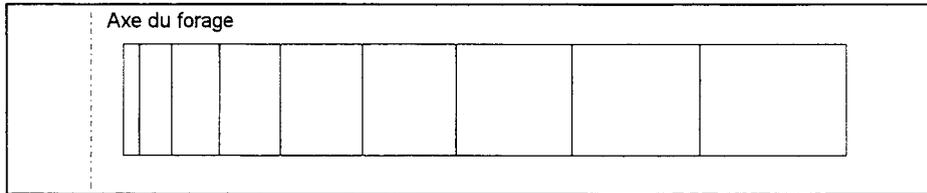


Figure 2.5 : Exemple de représentation du maillage - raison géométrique $A>1$

3.2.1.4 - Conditions aux limites hydrauliques et chargement

Les conditions aux limites varient en fonction de la phase de simulation. Ainsi, comme représenté sur la figure 2.6, durant la phase 1, la pression interstitielle est fixée à la valeur zéro en $r=r_0$ (on impose un potentiel nul à la paroi du trou). Partout ailleurs, le flux est nul. Durant cette phase, le forage est libre.

Durant la seconde phase, on applique un chargement mécanique axisymétrique en $r=r_0$. Les flux sont imposés nuls sur toutes les frontières du modèle.

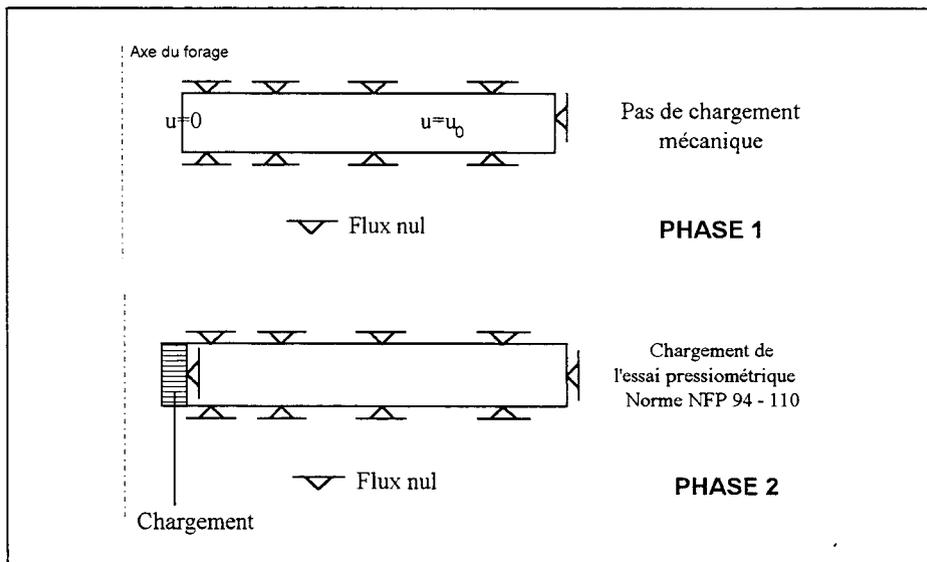


Figure 2.6 : Conditions aux limites hydrauliques de la simulation et chargement

Le chargement appliqué durant l'essai pressiométrique est conforme au programme de chargement de la norme NFP 94-110. Il est représenté sur la figure 2.7. La pression mesurée doit être augmentée progressivement par pas de pression Δp identiques et chaque pression doit être maintenue constante pendant une durée Δt fixée. Le temps de passage d'un palier au suivant doit être inférieur à une valeur δt . Enfin, le déchargement se fait sans palier.

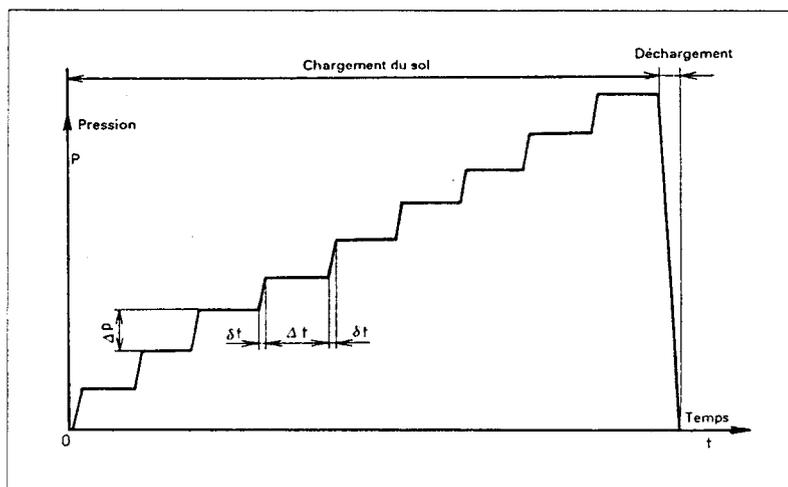


Figure 2.7 : Programme de chargement de l'essai pressiométrique

3.2.2 - ETUDES PARAMETRIQUES

3.2.2.1 - Introduction

On rappelle que le but de ce travail préliminaire est de déterminer l'étendue et la discrétisation géométrique optimales pour notre étude. Cela revient à trouver à la fois le rayon R et la raison géométrique A répondant simultanément aux deux préoccupations suivantes :

- Un raffinement supérieur sur A n'entraîne pas une amélioration de la précision significative sur le résultat de la simulation à proximité de la sonde,
- Le domaine est suffisamment étendu pour que ses limites n'influent pas de façon significative sur le résultat de la simulation à proximité de la sonde.

3.2.2.2 - Paramètres fixés pour les études paramétriques

Pour réaliser une étude paramétrique, il est nécessaire de ne faire varier qu'un seul paramètre à la fois afin d'observer son influence sur le résultat global. Tous les paramètres intervenant dans l'étude ont donc été déterminés à partir d'essais de laboratoire. Les paramètres du modèle sont rappelés dans le tableau 2.3 :

Modèle de comportement du sol : Elastique - Parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB

$$E = 20 \text{ MPa}, \nu = 0.20, C' = 26 \text{ kPa}, \varphi' = 25^\circ, \psi = 5^\circ \text{ (dilatance)}$$

$$\gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3, K_0 : 1$$

Rayon de la sonde r_0 : 30 mm, Profondeur de l'essai : 17 m, Profondeur de la nappe : 2.3 m

Perméabilité isotrope K : 1.10^{-10} m/s, Porosité n : 0.48

Tableau 2.3 : Caractéristiques du sol et de l'essai - Modèle élastique parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB

3.2.3 - CONCLUSIONS DES ETUDES PARAMETRIQUES

La sensibilité des simulations numériques aux paramètres géométriques a été une nouvelle fois démontrée. Il existe en effet un couplage entre les 2 paramètres R et A qui peut induire des erreurs importantes. Ainsi, il ne sert à rien, par exemple, de fixer le rayon du domaine à une valeur très élevée si la raison géométrique est mal choisie (ceci, pour un nombre d'éléments donné).

L'influence du nombre d'éléments n'a pas été étudiée pour le motif suivant : seule la taille des premiers éléments, entraînés dans le processus de plastification, importe. Aussi, pour un nombre d'éléments fixé à une valeur "raisonnable", c'est bien la raison géométrique qui va "régler" la taille de ces premiers éléments.

Il ressort de cette étude préliminaire que la simulation numérique de l'essai pressiométrique peut être réalisée dans de bonnes conditions pour le matériau considéré avec les paramètres suivants :

- conditions aux limites en contraintes sur l'extérieur du domaine,
- rayon extérieur du domaine $R=50.r_0$,
- maillage de 30 éléments,
- raison géométrique du maillage $A=1.15$.

C'est dans ce cadre que seront réalisées les simulations numériques du *continuum* élastoplastique suivantes, impliquant les modèles rhéologiques élastoplastiques de MOHR-COULOMB et de CAM-CLAY.

3.3 - SIMULATION NUMERIQUE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE - MODELE DE COMPORTEMENT ELASTIQUE PARFAITEMENT PLASTIQUE, CRITERE DE MOHR-COULOMB

3.3.1 - INTRODUCTION

La géométrie du problème, les conditions aux limites mécaniques et hydrauliques, les paramètres du modèle ainsi que l'allure du chargement sont décrits dans l'étude préliminaire. Compte tenu de cette étude, le rayon extérieur du domaine est donc de cinquante fois le rayon de la sonde, soit $R=1.50$ m. Le maillage est constitué de 30 éléments et, la raison géométrique du maillage est fixée à la valeur $A=1.15$. Le modèle de comportement du sol est élastique parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB. Le potentiel plastique n'est pas associé ($\varphi \neq \psi$), sauf indication particulière. Le matériau modélisé est l'Argile des Flandres.

On sera amené à observer l'influence de l'angle de dilatance ψ sur le comportement du modèle, sachant que $0 \leq \psi \leq \varphi$.

Les résultats de la simulation seront reportés sur un graphe (Pression, Volume) représentatif de l'essai pressiométrique. On pourra ainsi comparer les simulations à la courbe expérimentale.

Dans un deuxième temps, la dilatance ayant été estimée à une valeur permettant l'ajustage du modèle avec le sol réel, on procède à l'étude de l'influence de la perméabilité sur la simulation de l'essai pressiométrique MENARD.

3.3.2 - SIMULATION NUMERIQUE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD

3.3.2.1 - Méthode

Il est nécessaire de préciser la méthode utilisée et le raisonnement qui a été suivi. Dans un premier temps, un maximum de paramètres du modèle sont déterminés à partir des essais de laboratoire. On considère alors que ces paramètres sont bien connus, et ils sont d'abord "figés". Dans notre cas, seul l'angle de dilatance ψ est incertain. Comme déjà précisé, son influence sur le comportement du modèle sera étudiée.

Pour décrire la méthode de travail, nous allons rappeler l'analyse du résultat d'un essai réel. L'allure de la courbe classique $V = f(P)$ (Volume de la sonde = fonction de la pression appliquée) est représentée sur la figure 2.8. Elle est composée de trois parties :

- une phase de mise en contact de la paroi de la sonde pressiométrique avec le sol, limitée par la pression P_0 ,
- une phase pseudo-élastique du matériau, délimitée par P_0 et la pression de fluage P_f qui révèle l'apparition de déformations plastiques au voisinage de la sonde. Cette phase est caractérisée par un module pressiométrique E_M défini par l'expression :

$$E_M = 2(1 + \nu)(V_0 + V_m) \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

avec :

ν :	coefficient de Poisson,
V_0 :	volume initial de la sonde au repos,
V_m :	volume correspondant à la valeur moyenne de la pression appliquée dans la phase pseudo-élastique,
ΔP :	variation de pression dans la partie linéaire
ΔV :	variation de volume dans la partie linéaire

- une phase de grandes déformations délimitée par la pression de fluage P_f et l'asymptote verticale caractérisant la rupture du sol appelée pression limite notée P_L ; par convention, cette pression est enregistrée lorsque le volume de la sonde est égal au double de son volume initial.

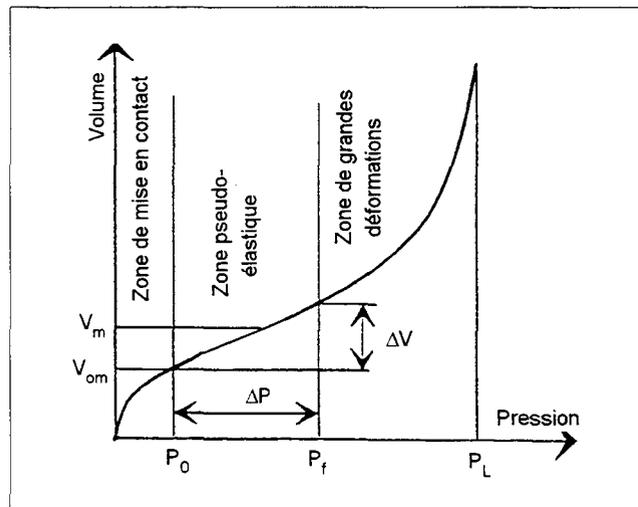


Figure 2.8 : Allure d'une courbe pressiométrique issue d'un pressiomètre à forage préalable

La première phase nous intéresse peu puisque nous ne simulerons pas la remise en contact de la sonde avec le sol.

La seconde phase est très intéressante. Elle permet de contrôler la validité des paramètres élastiques du modèle. En effet, comme son nom l'indique, son allure est réglée principalement par la partie élastique du modèle. Ainsi, si la courbe (P,V) simulée ne correspond pas, dans cette zone, à la courbe expérimentale, il faudra corriger les paramètres E et ν .

Rappelons que l'objectif n'est pas d'effectuer une étude paramétrique mais de montrer qu'il est possible de reproduire correctement un essai pressiométrique MENARD après détermination, par des essais de laboratoire ou *in situ*, des paramètres du modèle.

La phase des grandes déformations nous intéresse tout autant. En effet, l'allure de la courbe simulée dans ce domaine sera fortement contrôlée par les paramètres "plastiques". Les paramètres C' et ϕ' étant "bien" connus, on s'attachera essentiellement à l'étude de l'influence de la dilatance qui, nous le verrons, est un facteur important de cette modélisation.

Pourtant, il ne faut pas se limiter à l'analyse de la courbe (P,V) . L'observation de l'évolution des pressions interstitielles reste l'une des priorités de ce travail.

3.3.2.2 - Les phases de chargement

Le chargement, tel qu'il a été appliqué lors de la simulation de l'essai pressiométrique est le suivant :

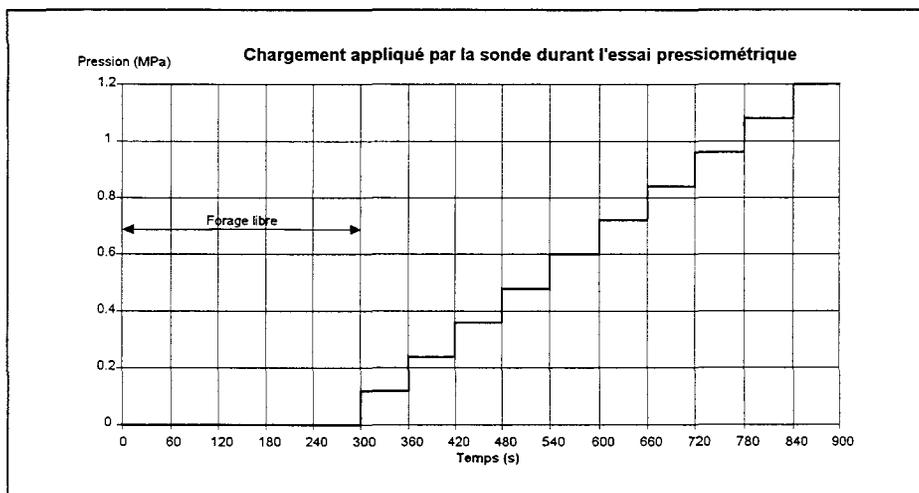


Figure 2.9 : Chargement appliqué par la sonde durant l'essai pressiométrique

Il faut préciser qu'à un temps t donné, le chargement n'a pas été appliqué brutalement en une seule fois, mais en douze incréments de charges dont la somme correspond au pas de charge à appliquer. Cette mesure est rendue nécessaire par le fonctionnement même du mode de résolution. Cela induit sur les graphiques résultats un grand nombre de points apparents.

3.3.2.3 - Influence de la dilatance sur le comportement du modèle

Les six dernières courbes du graphique de la figure 2.10 représentent pour des valeurs de ψ différentes, l'évolution de la variation de volume de la sonde en fonction de la pression appliquée par celle-ci. La première courbe correspond aux mesures réalisées sur le site de Marcq-en-Baroeul (près de Lille) par la société PONTIGNAC.

Les six valeurs de la dilatance considérées sont : $\psi = 0^\circ$, $\psi = 5^\circ$, $\psi = 10^\circ$, $\psi = 15^\circ$, $\psi = 20^\circ$, $\psi = 25^\circ$.

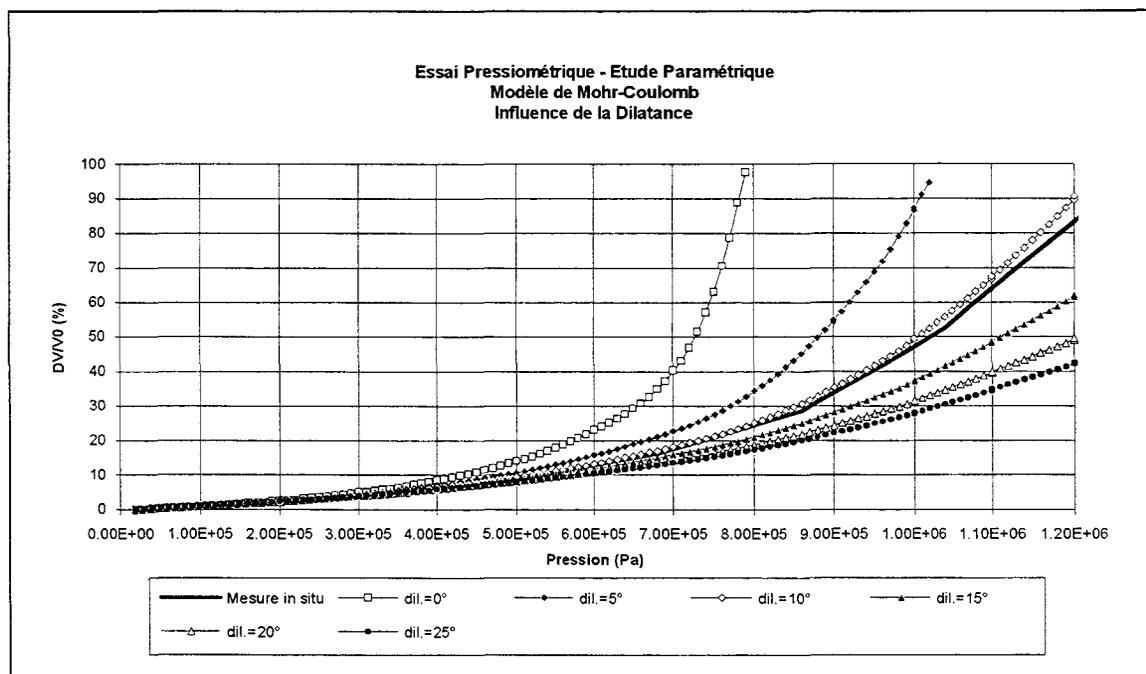


Figure 2.10 : Simulation numérique de l'essai pressiométrique - Influence de la dilatance

Première constatation : Dans la zone qui s'étend jusqu'à environ 0.4 MPa, les six courbes sont relativement proches. Ce comportement était prévisible puisque cette partie est principalement "contrôlée" par le comportement élastique du sol. Plus on s'approche des 0.4 MPa et plus la plasticité apparaît.

Seconde constatation : Les six courbes suivent des chemins très différents dans l'intervalle de pression [0.4 ; 1.2] MPa. On se situe alors dans la phase de grandes déformations. La zone en "plasticité" qui part du contact sol-sonde s'étend au fur et à mesure de l'augmentation du chargement.

L'influence de l'angle de dilatance ψ sur la simulation de l'essai pressiométrique est clairement mis en évidence. (En annexe IX, est représentée sur un même graphique l'évolution de la pression interstitielle, dans le premier élément en contact avec la sonde, en fonction du chargement appliqué, pour les différentes valeurs de ψ)

En effet, on constate que dans le cas $\psi = 0^\circ$, la plasticité apparaît très rapidement et la pression limite estimée par le calcul (0.77 MPa) est bien inférieure à celle déterminée à partir de l'essai en place. Dans ce cas, le comportement du modèle ne permet pas de reproduire correctement l'essai pressiométrique MENARD.

Dans le cas extrême, où $\psi = 25^\circ$, la dernière phase est beaucoup moins marquée. D'ailleurs, dans cette configuration où le potentiel plastique est associé, le phénomène de dilatance joue un rôle si important que l'on ne peut définir de pression limite.

Les quatre cas intermédiaires sont révélateurs. En effet, l'angle de dilatance avait initialement été estimé à 5° . On constate ici que $\psi = 10^\circ$ semble mieux adapté pour refléter correctement le comportement du sol sous sollicitation pressiométrique. C'est cette valeur qui sera retenue ultérieurement.

La dilatance peut ainsi être ajustée à partir de la simulation de l'essai pressiométrique.

3.3.2.4 - Influence de la perméabilité sur le comportement du modèle

Les nouveaux paramètres du modèle sont fixés aux valeurs suivantes :

Modèle de comportement du sol : Élastique - Parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB

$E = 20 \text{ MPa}$, $\nu = 0.20$, $C' = 26 \text{ kPa}$, $\varphi' = 25^\circ$, $\psi = 10^\circ$ (dilatance)

$\gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3$, $K_0 : 1$

Rayon de la sonde $r_0 : 30 \text{ mm}$, Profondeur de l'essai : 17 m, Profondeur de la nappe : 2.3 m

Perméabilité isotrope K : Variable, Porosité $n : 0.48$

Tableau 2.4 : Nouvelles caractéristiques du sol et de l'essai - Modèle élastique parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB

Dans cette section, nous analysons l'influence de la perméabilité sur la réponse du modèle pour l'essai qui nous intéresse. En effet, l'une des caractéristiques principales de l'argile est sa faible perméabilité à l'eau, paramètre qu'il est parfois difficile d'évaluer avec précision.

L'objectif de ce travail est le suivant :

Déterminer la sensibilité du modèle à la perméabilité K . On pourra ainsi juger de la validité de la simulation, même en cas "d'erreur" d'estimation sur K .

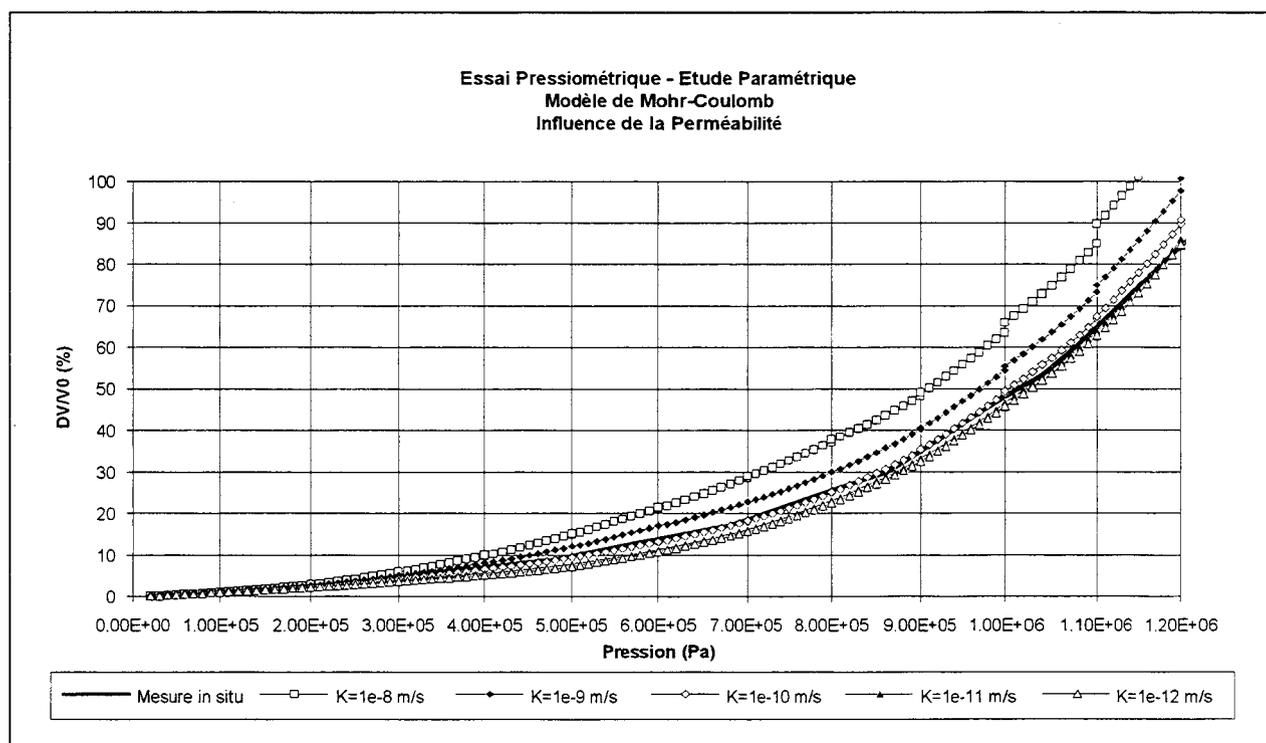


Figure 2.11 : Simulation numérique de l'essai pressiométrique - Influence de la perméabilité

Première constatation : Les variations de perméabilité influent beaucoup plus sur la zone $P \in [0.4; 1.2] MPa$, zone des grandes déformations que sur la partie "pseudo-élastique"; $P \leq 0.4 MPa$.

Deuxième constatation : L'espace entre deux courbes A et B de fortes perméabilités (avec $\frac{K_A}{K_B} = 10$) est beaucoup plus important qu'entre deux courbes de faibles perméabilités C et D (avec $\frac{K_C}{K_D} = 10$). On remarque ainsi que les courbes représentatives de $K = 1.10^{-11} m/s$ et $K = 1.10^{-12} m/s$ sont presque confondues.

Il en découle que **pour les faibles perméabilités, le modèle est peu sensible à une éventuelle "erreur" sur l'appréciation du paramètre K**. On retrouve un comportement de matériau non drainé. Cette remarque est très importante compte tenu du fait que la perméabilité des argiles est d'environ 10^{-10} à $10^{-12} m/s$.

Troisième constatation : En fonction de la perméabilité, il existe une grande différence au niveau de la réponse du modèle durant les soixante secondes séparant deux chargements successifs (voir figure 2.9 pour le chargement).

Ainsi, comme on l'observe sur la courbe correspondant à $K = 1.10^{-8} m/s$, des variations de volume de la sonde, à chargement constant, apparaissent dans ce laps de temps. Dans ce cas et, plus la perméabilité est élevée, il sera essentiel de respecter scrupuleusement les 60 secondes imposées par la procédure d'essai de la norme NFP 94 - 110.

Par contre, pour les faibles perméabilités, durant ces mêmes 60 secondes, le volume de la sonde reste presque constant (voir $K = 1.10^{-10} m/s$). En deçà de $K = 1.10^{-10} m/s$, les variations de volume de la sonde pour un chargement constant sont quasi nulles.

Par ailleurs, comme on le verra sur la figure 2.14, ce laps de temps autorise une variation de la pression interstitielle à proximité de la sonde, variation sans effet visible sur la courbe (Pression, Volume).

3.3.3 - DISTRIBUTION ET EVOLUTION DES CONTRAINTES EFFECTIVES DANS LE MASSIF

La figure 2.12 représente la distribution des contraintes effectives et des pressions interstitielles à la fin du chargement de l'essai pressiométrique (chargement correspondant à la norme NFP 94-110) dans l'Argile des Flandres. Les contraintes radiale et tangentielle restent respectivement majeure et mineure durant tout l'essai.

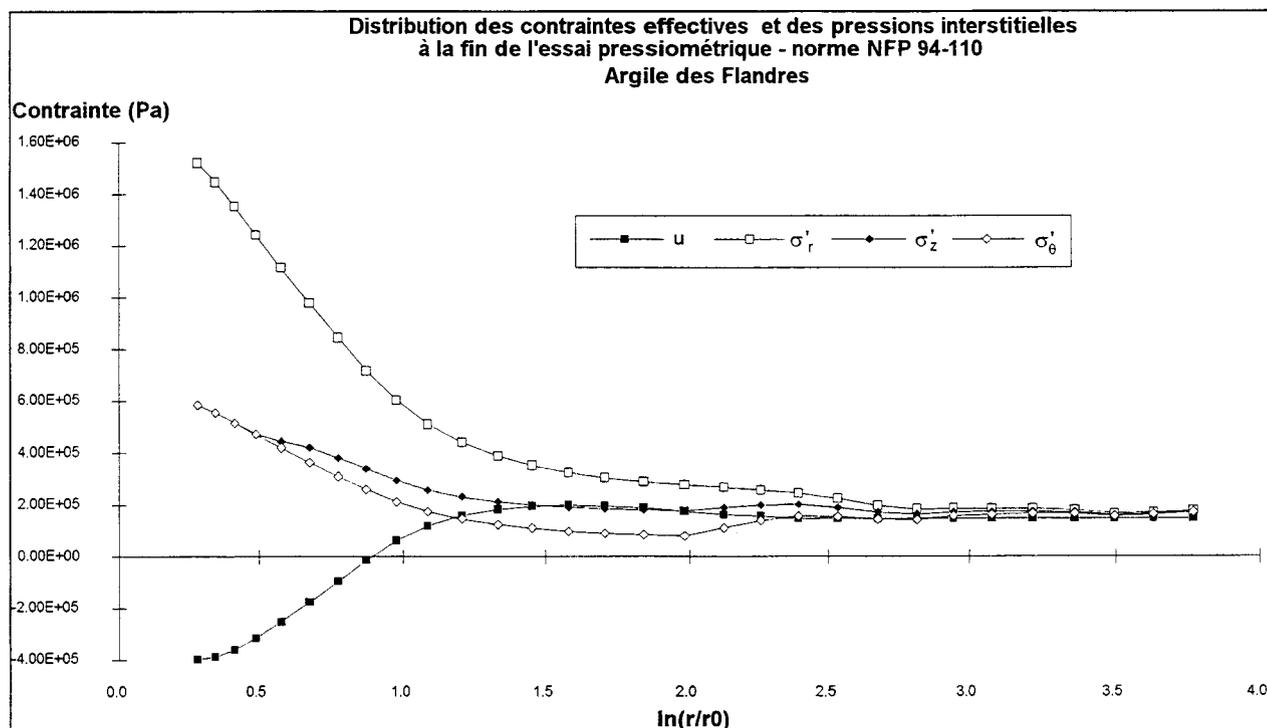


Figure 2.12 : Distribution des contraintes effectives et des pressions interstitielles à la fin de l'essai pressiométrique - Modèle de MOHR-COULOMB

Les figures 2.13 a) b) c) et d) représentent la distribution des contraintes principales σ'_r , σ'_θ et σ'_z , ainsi que la pression interstitielle u autour de la sonde pressiométrique et leur évolution au cours du chargement.

Comme l'avait indiqué BAHAR qui utilisait pour un calcul similaire en 1992 le modèle CAMBOU-JAFARI-SIDOROFF (CJS), on note que l'évolution des contraintes σ'_r , σ'_θ et σ'_z est surtout importante dans un rayon d'environ 30 cm autour de la sonde pressiométrique (milieu granulaire). D'autre part, la figure 2.13 b) montre une décroissance de la contrainte σ'_θ au début de l'expansion. La contrainte σ'_z est toujours croissante, figure 2.13 c).

La figure 2.13 d) couplée à la figure 2.14 permet d'observer l'évolution de la pression interstitielle⁽⁶⁾ à proximité et au large de la sonde pressiométrique.

A partir d'un certain rayon, variable selon le chargement, la pression interstitielle vaut $u = u_0$. On se situe alors, pour tout $r > 0.40$ m, dans un domaine qui reste élastique.

Tout près de la sonde, le forage étant initialement libre ($u \approx 0$), on observe que, jusqu'à $P_{\text{appliquée}} = 1.10^5$ Pa, la pression interstitielle reste quasi constante. Ensuite, après un petit saut de pression généré à l'occasion des 60 secondes d'attente imposées par la norme, la pression interstitielle croît jusqu'à $P_{\text{appliquée}} = 6.10^5$ Pa, puis décroît très fortement.

⁶ On notera que la version 3.3 de FLAC 2D induit, dans cette configuration très particulière de calcul (CUNDALL, communication personnelle), des oscillations de pression interstitielle dans la partie élastique du milieu. Ces oscillations ne semblent pas affecter les autres résultats.

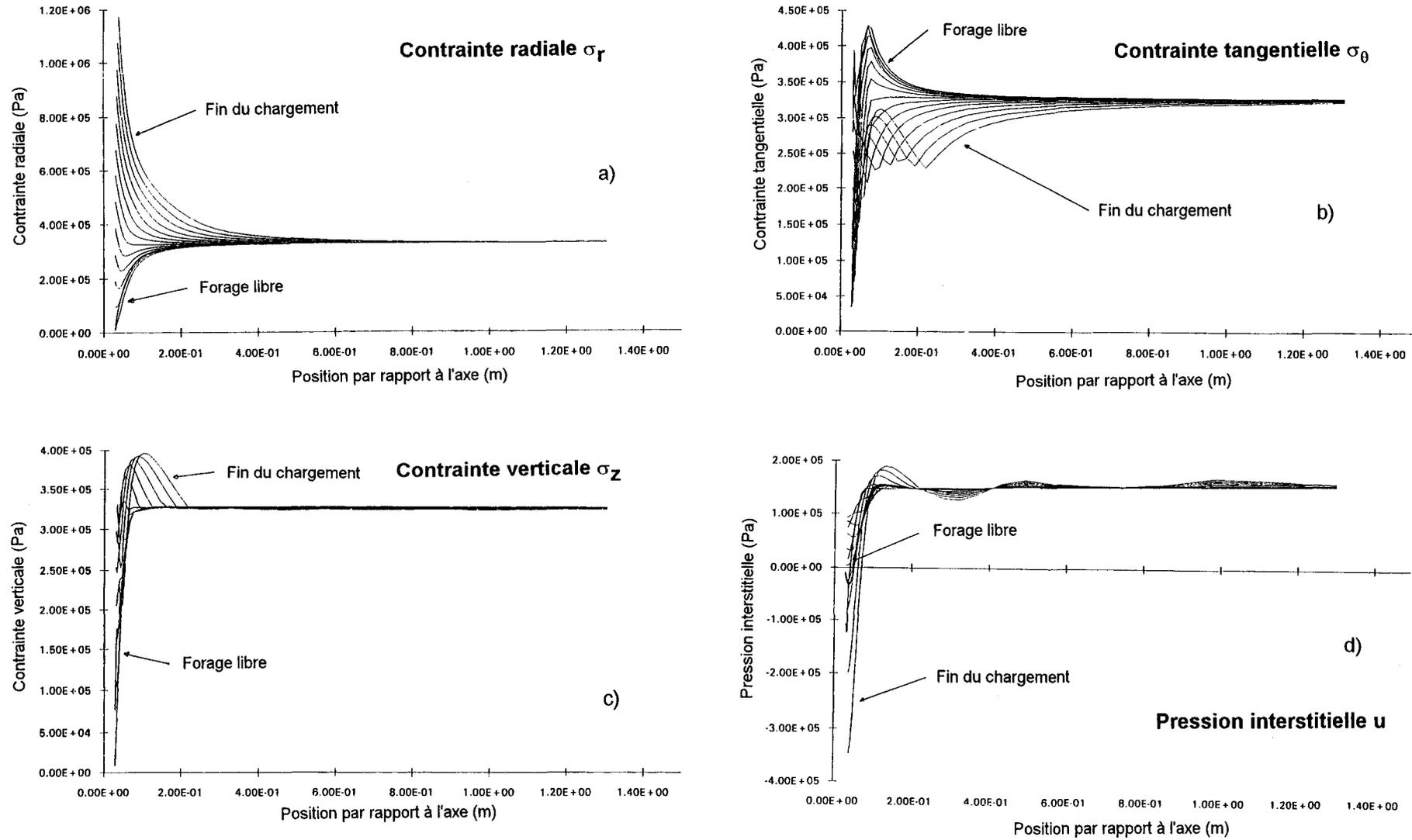


Figure 2.13 : Distribution et évolution des contraintes principales autour de la sonde pressiométrique au cours de l'expansion - Critère de MOHR-COULOMB

On pourra remarquer, en se reportant à l'annexe IX, que cette décroissance rapide survient à une pression appliquée d'autant plus faible que l'angle ψ est grand.

Le comportement observé sur la figure 2.14 n'est pas contradictoire avec celui relevé autour des sondes autoforeuses. En effet, pour les faibles variations du volume de la sonde autoforeuse, un accroissement des pressions interstitielles a été relevé par BAGUELIN *et al* (1973,1986) et CAMBOU *et al* (1991).

Néanmoins, les conditions initiales de notre essai sont différentes de celles de ces auteurs puisque le forage est initialement libre, ce qui induit une pression interstitielle *théoriquement* nulle sur le bord de la cavité au début de l'expansion.

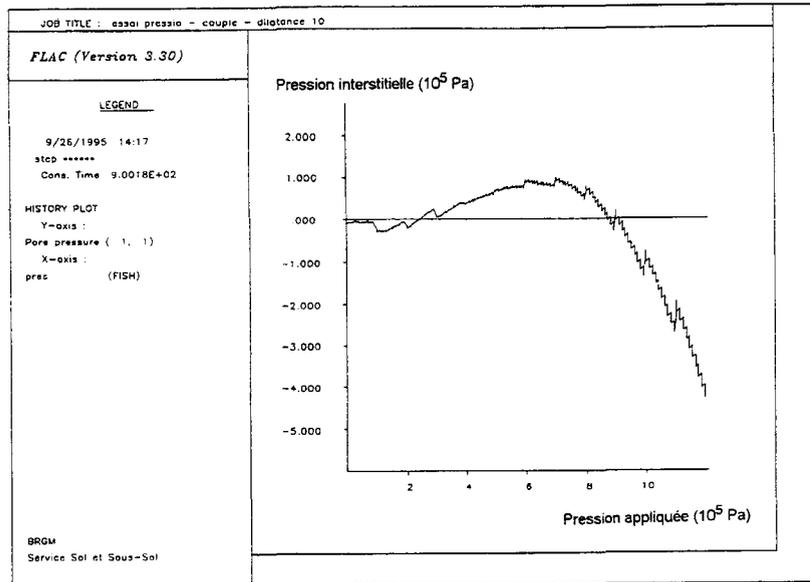


Figure 2.14 : Evolution de la pression interstitielle dans le sol au bord de la sonde en fonction du chargement - Modèle élastique parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB

3.3.4 - CONCLUSION

La simulation numérique de l'essai pressiométrique Ménard, réalisée à l'aide du modèle de comportement de sol de MOHR-COULOMB permet de tirer plusieurs conclusions quant à son utilisation ultérieure dans des calculs prédictifs d'ouvrages.

Tout d'abord, on peut conclure qu'il est possible de reproduire correctement cet essai avec ce modèle de comportement de sol.

Néanmoins, comme pour tout modèle, il est nécessaire de prédéterminer ses paramètres à l'aide d'essais de laboratoire ou par une recherche bibliographique. On se retrouve alors confronté au problème de l'ajustage de l'angle de dilataance qui, nous l'avons montré, influe sur les résultats de la simulation. Il faut donc noter que le choix de l'angle de dilataance ψ est important vis à vis de la simulation de l'essai pressiométrique et de l'évolution des pressions interstitielles.

L'étude de l'influence de la perméabilité sur le comportement du modèle a mis à jour le fait que pour des faibles perméabilités ($K < 1.10^{-10}$ m/s), le modèle est peu sensible à une éventuelle "erreur" sur l'appréciation de ce paramètre.

Enfin, même si nous ne pouvons pas affirmer pour l'instant que les pressions interstitielles sont correctement reproduites sur l'ensemble de l'essai, nous pouvons avancer que la simulation est cohérente dans les premières phases de chargement avec les observations faites par certains auteurs sur ces pressions durant des essais au pressiométrique autoforeur. A notre connaissance, aucune mesure de pression interstitielle n'a été réalisée durant un essai pressiométrique Ménard. De surcroît, la mise en place d'une sonde perturbe le milieu.

Nous pouvons donc considérer que ce modèle pourra être raisonnablement utilisé dans des calculs prédictifs d'ouvrages.

3.4 - SIMULATION NUMERIQUE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE - MODELE DE COMPORTEMENT DE CAM-CLAY

3.4.1 - INTRODUCTION

La géométrie du problème, les conditions aux limites mécaniques et hydrauliques, ainsi que l'allure du chargement sont décrits dans l'étude préliminaire (Chapitre 3.2). Le modèle de comportement du sol est élastoplastique avec écrouissage, modèle de CAM-CLAY. Le matériau modélisé est l'Argile des Flandres.

Les paramètres du modèle sont déduits des essais de laboratoire effectués sur l'Argile des Flandres. On rappelle ici leurs valeurs :

Modèle de CAM-CLAY : Elastoplastique, avec écrouissage

$$M = 0.983, \nu = 0.20, K_i = 50 \text{ MPa}, \lambda = 0.126, \kappa = 0.0478, p_1 = 1 \text{ MPa},$$

$$p_{c0} = 1.25 \text{ MPa}, v_\lambda = 1.73, \gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3$$

Profondeur de l'essai : 17 m, Profondeur de la nappe : 2.3 m, K_0 : 1, Perméabilité isotrope K : 1.10^{-10} m/s

Tableau 2.5 : Paramètres utilisés pour le modèle de CAM-CLAY

La procédure est identique à celle réalisée avec le modèle de MOHR-COULOMB. Ainsi, les résultats des simulations seront reportés sur le graphe (Pression, Volume de la sonde) représentatif de l'essai pressiométrique.

3.4.2. SIMULATION NUMERIQUE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD

Les différents paramètres du modèle sont considérés comme correctement déterminés. On réalise la simulation numérique de l'essai pressiométrique dans les mêmes conditions que précédemment. La réponse du modèle est représentée sur la figure 2.15.

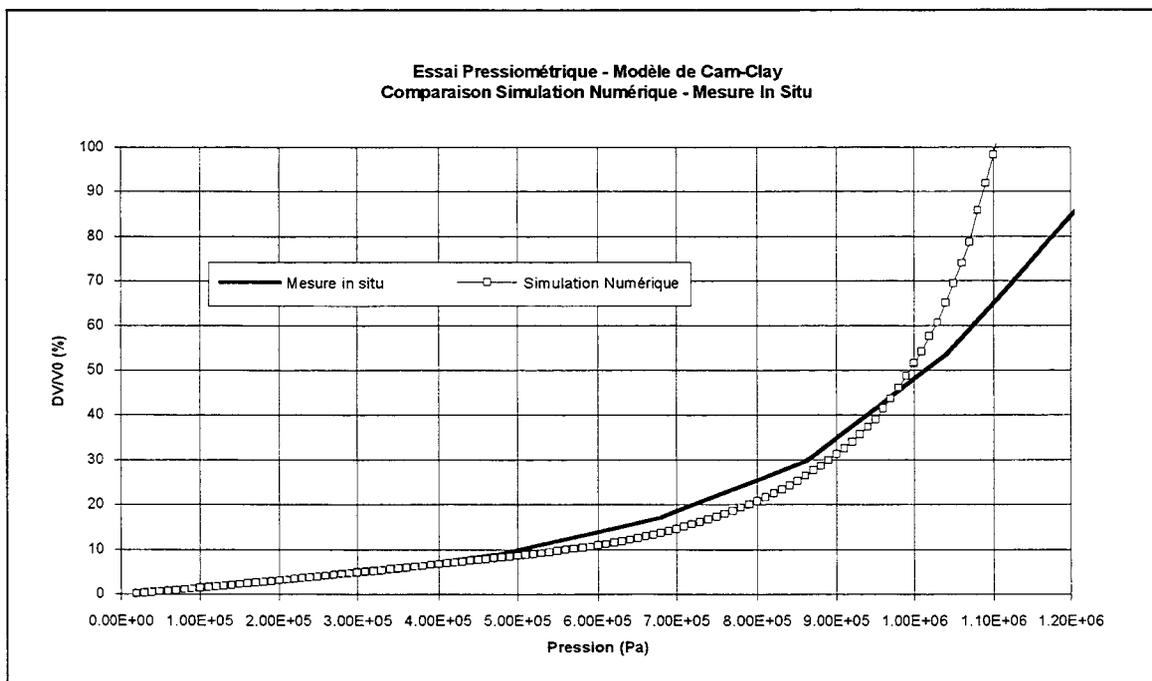


Figure 2.15 : Simulation numérique de l'essai pressiométrique - Modèle de CAM-CLAY

3.4.2.1 - Interprétation de l'essai de référence

Première constatation : La partie "pseudo-élastique" de la courbe (pression, volume de la sonde) est trop étendue. Cela laisse sous-entendre que la valeur de la contrainte effective de préconsolidation p_{c0} est trop élevée. Il serait nécessaire de baisser p_{c0} pour diminuer l'importance de cette zone. Cette action aurait pour effet d'améliorer le calage de l'essai CID 36 au détriment de tous les autres essais.

On trouve en annexe X, le résultat de la modélisation numérique du *continuum* élastoplastique réalisée avec la valeur de p_{c0} permettant de recaler au mieux l'essai CID 36. On observe immédiatement que l'effet escompté au niveau de la diminution de la zone "pseudo-élastique" est satisfaisant. En ce qui concerne la zone "plastique", la réponse n'est pas acceptable vis à vis de l'essai en place.

Deuxième constatation : A partir du moment où la plastification se généralise, sa vitesse augmente. On atteint ainsi rapidement une pression limite P_L plus faible que le P_L déterminé par l'essai.

Dans le chapitre suivant, on réalise une étude paramétrique sur le paramètre κ , pente de la droite de gonflement. L'objectif est de déterminer si une légère modification de ce paramètre serait susceptible d'améliorer la partie "plastique" de la courbe (Pression, Volume).

3.4.2.2 - Influence de la pente de la droite de gonflement κ sur le comportement du modèle

Tous les paramètres étant fixés aux valeurs précédemment définies, on étudie la réponse du modèle en faisant varier le paramètre κ dans une gamme de -25% à +25%. On réalise ainsi 5 calculs dont les résultats sont représentés sur la figure 2.16. κ prendra donc les valeurs suivantes :

$$\kappa = 0.03585, \kappa = 0.04302, \kappa = 0.0478, \kappa = 0.05258, \kappa = 0.05975$$

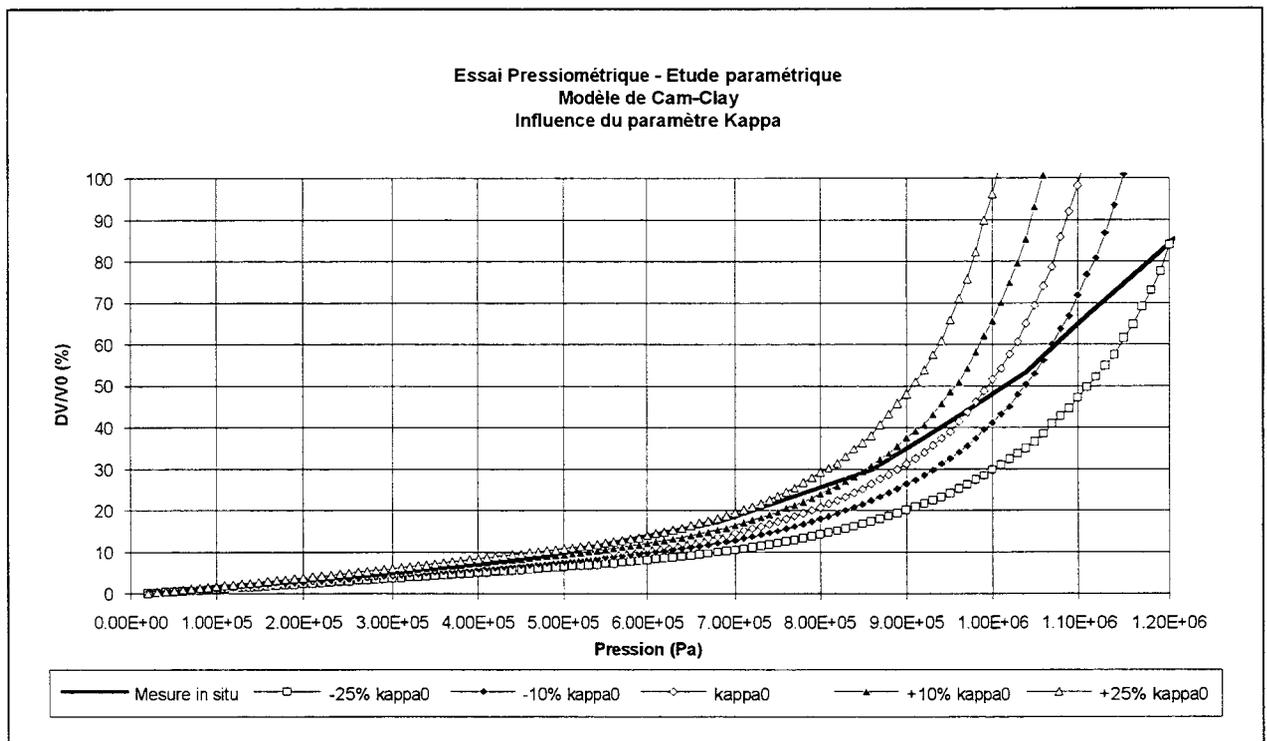


Figure 2.16 : Simulation numérique de l'essai pressiométrique - Influence du paramètre κ - Modèle de CAM-CLAY

Le paramètre κ influe sur l'ensemble de la courbe (Pression, Volume de la sonde). En effet, κ intervient dans le calcul du module de compressibilité K du modèle aussi bien dans la partie élastique que dans la partie plastique. Il est donc normal que son effet se répercute sur la totalité de la courbe.

La pente de la partie "pseudo élastique" du graphe est ainsi d'autant plus élevée que κ augmente.

Un κ plus élevé génère par ailleurs une "plastification" plus rapide. Il faut nuancer cette remarque par le fait que dans la zone $\Delta V/V_0$ comprise entre 80 et 100%, les pentes des différentes courbes sont quasiment identiques. Dans cet intervalle, les courbes sont presque parallèles.

Il s'avère donc que le paramètre κ joue un rôle très important vis à vis du modèle de CAM-CLAY. Le calage de ce paramètre est donc primordial pour une réponse "correcte" du modèle aux sollicitations des essais triaxiaux et de l'essai pressiométrique.

Compte tenu de son effet global sur le comportement du modèle, le modélisateur devra être prudent s'il modifie même légèrement ce paramètre.

3.4.3 - DISTRIBUTION ET EVOLUTION DES CONTRAINTES EFFECTIVES DANS LE MASSIF

La figure 2.17 représente la distribution des contraintes effectives et des pressions interstitielles à la fin de l'essai pressiométrique dans l'Argile des Flandres. Comme dans le cas de la simulation utilisant le modèle de MOHR-COULOMB, les contraintes radiale et tangentielle restent respectivement majeure et mineure.

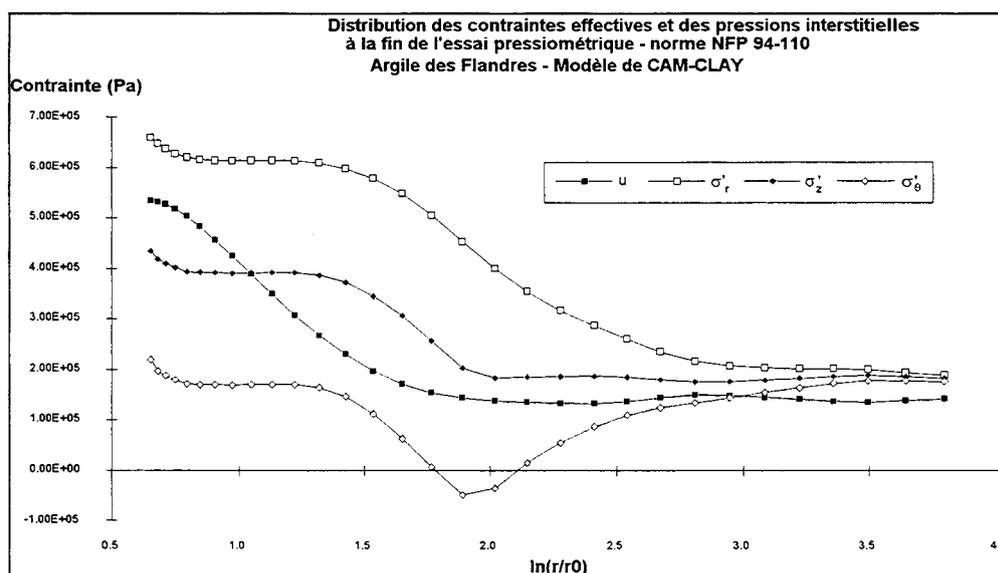


Figure 2.17 : Distribution des contraintes effectives et des pressions interstitielles à la fin de l'essai pressiométrique - Modèle de CAM-CLAY

Les figures 2.18 a) b) c) et d) représentent la distribution des contraintes principales σ_r , σ_θ et σ_z , ainsi que la pression interstitielle u autour de la sonde pressiométrique et leur évolution au cours de l'expansion.

Comme pour la simulation utilisant le modèle de MOHR-COULOMB, on note que l'évolution des contraintes σ_r , σ_θ et σ_z est surtout importante dans un rayon d'environ 30 cm autour de la sonde pressiométrique. D'autre part, la figure 2.18 b) montre une décroissance de la contrainte σ_θ au début de l'expansion. La contrainte σ_z est toujours croissante, figure 2.18 c).

La figure 2.18 d) couplée à la figure 2.19 permet d'observer l'évolution de la pression interstitielle à proximité et au large de la sonde pressiométrique.

A partir d'un certain rayon, variable selon le chargement, la pression interstitielle vaut $u = u_0$. On se situe alors, pour tout $r > 0.30$ m, dans un domaine qui reste élastique.

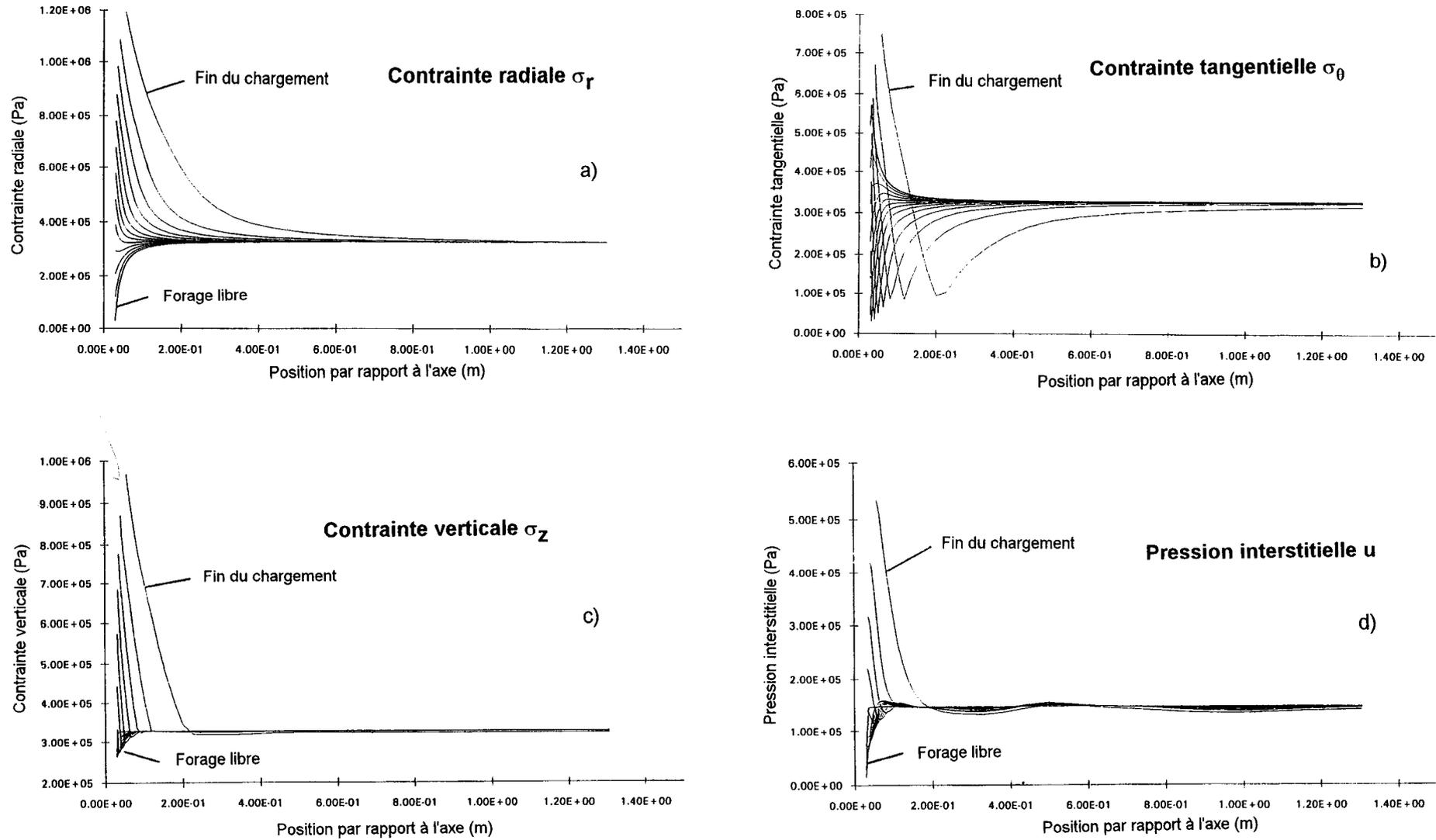


Figure 2.18 : Distribution et évolution des contraintes principales autour de la sonde pressiométrique au cours de l'expansion - Modèle de CAM-CLAY

Tout près de la sonde, le forage étant initialement libre ($u \approx 0$), on observe une très légère décroissance de u jusqu'à $P_{\text{appliquée}} = 1.10^5$ Pa, puis, après un saut de pression important généré lors des 60 secondes d'attente, la pression interstitielle est légèrement croissante jusqu'à $P_{\text{appliquée}} = 6.10^5$ Pa. Ensuite, la pression augmente fortement jusqu'au dernier chargement avec une pente $\frac{\Delta u}{\Delta p} = 1$. La valeur de la pression interstitielle dépasse largement la valeur initiale $u_0 = 147$ kPa. La variation de pression reste cependant très localisée (voir figure 2.18d).

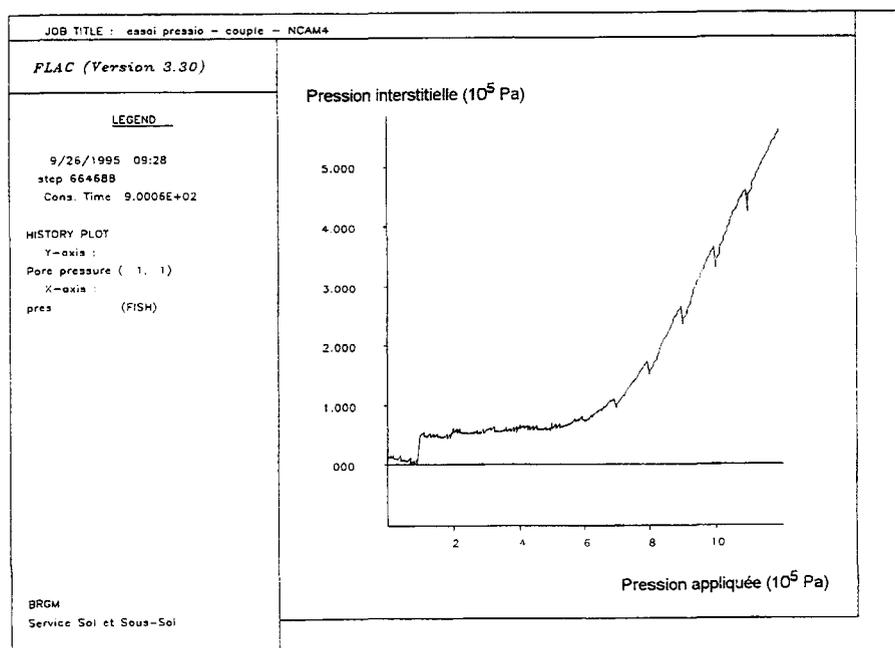


Figure 2.19 : Evolution de la pression interstitielle dans le sol au bord de la sonde en fonction du chargement
Modèle de CAM-CLAY

L'évolution de la pression interstitielle à proximité du bord de la sonde est très différente, selon que l'on utilise le modèle de comportement de CAM-CLAY ou celui de MOHR-COULOMB. Nous ne sommes pas à ce stade de l'étude en mesure de trancher pour désigner la meilleure approche. Il sera donc nécessaire de valider l'une ou l'autre méthode par une approche différente basée sur un chantier instrumenté.

3.4.4 - CONCLUSION

La simulation numérique de l'essai pressiométrique Ménard, réalisée à l'aide du modèle de comportement de sol de CAM-CLAY permet de tirer plusieurs conclusions quant à son utilisation ultérieure dans des calculs prédictifs d'ouvrages.

Tout d'abord, même si le calage des différents paramètres du modèle est plus délicat à réaliser que celui du modèle de MOHR-COULOMB, on peut globalement être satisfait de la réponse du modèle à une sollicitation pressiométrique. La solution renvoyée par le modèle, représentée figure 2.15, constitue le meilleur compromis des paramètres alors qu'ils ont été prédéterminés directement à partir des essais de laboratoire.

Par ailleurs, nous pouvons affirmer que la détermination du paramètre κ est très importante et qu'il faudra procéder avec grande prudence s'il est nécessaire de le réajuster ultérieurement.

Enfin, le problème de l'évolution des pressions interstitielles à proximité de la sonde pressiométrique reste ouvert. Le modèle de CAM-CLAY est-il plus réaliste au niveau de ce facteur, même s'il représente moins bien la réponse (Pression, Volume de la sonde) que le modèle de MOHR-COULOMB ? Il est difficile de conclure en l'absence de mesure expérimentale.

3.5 - CONCLUSION GENERALE CONCERNANT LA SIMULATION NUMERIQUE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

Les simulations numériques du *continuum* élastoplastique réalisées à l'aide des modèles de MOHR-COULOMB et de CAM-CLAY permettent de reproduire de façon satisfaisante l'essai pressiométrique MENARD réalisé avec un chargement suivant la norme NFP 94-110. La validation et l'affinage des paramètres des modèles de comportement, précédemment déterminés par les essais de laboratoire, est donc tout à fait réalisable. Les deux modèles de comportement pourront donc être utilisés pour des calculs prédictifs d'ouvrage. Certaines remarques sont toutefois nécessaires.

L'étude de l'influence des paramètres angle de dilatance ψ et perméabilité K pour le modèle de MOHR-COULOMB a permis de montrer que :

- l'angle de dilatance peut être réajusté de manière à mieux reproduire le comportement du sol sous sollicitation pressiométrique,
- Pour $K \leq 1.10^{-10}$ m/s, la perméabilité n'influence plus la réponse du modèle pour ce type d'essai.

En ce qui concerne le modèle de CAM-CLAY, le paramètre κ , pente de la droite de gonflement, agit fortement sur l'ensemble du modèle. Il sera donc nécessaire de l'évaluer au plus juste.

Le problème de l'évolution des pressions interstitielles à proximité de la sonde pressiométrique reste ouvert. Le modèle de CAM-CLAY est-il plus réaliste au niveau de ce facteur, même s'il représente un peu moins bien la réponse (Pression, Volume de la sonde) que le modèle de MOHR-COULOMB ?

Ce problème de détermination de l'évolution de la pression interstitielle autour d'une sonde pressiométrique est spécifique. Pourtant, des éléments de réponse concernant la validité de l'un ou l'autre des modèles de comportement pourraient être apportés ultérieurement en s'appuyant sur l'instrumentation implantée sur le chantier de la station ALMA-GARE. Des mesures de pressions interstitielles (entre autres) ont été effectuées dans l'Argile des Flandres, près du dos d'une des parois moulées de l'ouvrage durant toutes les phases de travaux. (Voir première partie de la thèse)

CONCLUSION SUR LES PARAMETRES DE COMPORTEMENT DE L'ARGILE DES FLANDRES

Le travail décrit dans cette seconde partie du document a permis de définir l'ensemble des données numériques nécessaires à la réalisation de ce travail de recherche.

Le calage des modèles de MOHR-COULOMB et de CAM-CLAY, ainsi que leur validation et leur affinage via la simulation numérique de l'essai pressiométrique ont abouti aux paramètres suivants :

• Modèle élastoplastique : critère de MOHR-COULOMB

$E = 20 \text{ MPa}$
 $\nu = 0.20$
 $C' = 26 \text{ kPa}$
 $\varphi' = 25^\circ$
 $\psi = 10^\circ$
 $\gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3$

- K_0 : 1
- Perméabilité isotrope K : 1.10^{-10} m/s
- Porosité n : 0.48

• Modèle Elastoplastique, avec écouissage : CAM-CLAY

$M = 0.983$
 $\nu = 0.20$
 $K_i = 50 \text{ MPa}$
 $\lambda = 0.126$
 $\kappa = 0.0478$
 $p_1 = 1 \text{ MPa}$
 $p_{e0} = 1.25 \text{ MPa}$
 $v_\lambda = 1.73$
 $\gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3$

- K_0 : 1
- Perméabilité isotrope K : 1.10^{-10} m/s

Ces informations, ainsi que celles issues de la présentation et de l'analyse des chantiers ALMA-GARE et TOURCOING-CENTRE seront utilisées dans les parties suivantes du document.

TROISIEME PARTIE

LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES ECRANS DE SOUTENEMENT

+ METHODES BASEES SUR LA NOTION D'EQUILIBRE LIMITE

+ METHODE AUX COEFFICIENTS DE REACTION

+ METHODES NUMERIQUES DU CONTINUUM
ELASTOPLASTIQUE

HOMME :

*L'homme est plein d'imperfections mais on ne peut
que se montrer indulgent si l'on songe à l'époque où
il fut créé.*

Alphonse ALLAIS, écrivain français, 1855-1905

INTRODUCTION

L'objet de cette troisième partie est de rappeler les méthodes classiquement utilisées pour le dimensionnement des écrans de soutènement. Ces méthodes s'appliquent plus particulièrement aux parois moulées. Elles peuvent être, sous réserve de quelques précautions, employées dans les matériaux argileux raides.

Il s'agit d'une part des méthodes basées sur la notion d'équilibre limite, d'autre part de la méthode aux coefficients de réaction, et enfin, des méthodes numériques du *continuum* élastoplastique (Eléments Finis ou Différences Finies). Les deux dernières méthodes seront analysées et exploitées dans la suite du document.

Les parois en béton moulé dans le sol et les rideaux de palplanches constituent une importante catégorie d'ouvrages rassemblés sous le même terme d'écrans de soutènement plan. Lorsqu'ils jouent ce rôle d'écran, parois et rideaux ont en effet des comportements analogues auxquels peuvent s'appliquer, de ce fait, les mêmes méthodes de calcul.

L'étude d'un écran de soutènement comporte alors les phases suivantes :

- détermination de la fiche compatible avec la sécurité et l'économie du projet,
- détermination des forces d'ancrage et dimensionnement des tirants ou des butons,
- détermination des moments fléchissants, efforts tranchants et dimensions de l'écran,
- étude éventuelle de la stabilité générale, c'est-à-dire stabilité aux grands glissements de l'ouvrage constitué par l'ensemble paroi-système d'ancrage.

Vient s'ajouter à ces différents aspects, compte tenu des emprises de chantier en zone urbaine, la nécessité de garantir l'intégrité des ouvrages avoisinants en limitant au maximum leurs déplacements.

L'évaluation des efforts exercés par le sol sur l'écran a été faite, pendant des décennies, à partir des théories classiques de poussée et butée, qui ne font intervenir que les paramètres de cisaillement du sol. JOSSEAUME (1974) et BALAY (1985, 1986) l'indiquent très clairement dans leurs travaux qui servent de base au chapitre 1.2. Grâce aux calculs sur ordinateur, d'autres méthodes plus sophistiquées, basées sur des hypothèses plus réalistes tenant compte de la déformabilité du sol, sont apparues : c'est ainsi que la méthode utilisant la notion de coefficient (encore appelé *module*) de réaction a connu au cours de ces dernières années un large développement, du moins en France. L'application de la méthode des éléments finis aux calculs des écrans de soutènement est plus récente, mais elle est en train d'entrer dans le domaine courant. (BALAY et CORTE, 1985)

Les principes des méthodes classiques de calcul sont présentés. La formulation des calculs aux coefficients de réaction et le mode de détermination des paramètres qu'elle nécessite sont ensuite exposés. Enfin, nous introduirons les méthodes numériques du *continuum* élastoplastique aux éléments finis et aux différences finies. Une synthèse, sous forme de 3 tableaux, terminera cette troisième partie.

1. LES METHODES CLASSIQUES DE CALCUL DES ECRANS DE SOUTENEMENT

1.1 - PRINCIPE DES CALCULS CLASSIQUES

Les méthodes de calcul classiques se bornent à envisager l'équilibre de l'écran dans des situations particulières où se sont développés dans le sol des états limites de poussée et de butée. (d'après BALAY, 1988)

Dans le cas général d'un sol caractérisé par un angle de frottement interne φ et une cohésion C , les pressions horizontales limites exercées par le terrain sur l'écran, en poussée et en butée, sont reliées respectivement à la contrainte verticale effective σ'_v par les expressions :

$$\sigma_{ha} = K_a \sigma'_v \cos \delta_a - C \frac{(1 - K_{qa} \cos \delta_a)}{\tan \varphi}$$

$$\sigma_{hp} = K_p \sigma'_v \cos \delta_p - C \frac{(K_{qp} \cos \delta_p - 1)}{\tan \varphi}$$

L'inclinaison δ de la pression du sol sur le rideau est fonction de l'état de rugosité de l'écran et du sens du déplacement relatif du sol par rapport à l'écran. En général, on adopte :

- pour la poussée : $\delta_a = +\frac{2}{3}\varphi$ dans le cas d'un contact rugueux (paroi moulée),
 $\delta_a = 0$ dans le cas d'un contact lisse (béton banché, palplanches revêtues);
- pour la butée : $\delta_p = -\frac{1}{2}\varphi$ dans l'un et l'autre cas.

Les valeurs des coefficients de poussée K_a et de butée K_p peuvent être tirées des tables de CAQUOT et KERISEL (CAQUOT *et al.*, 1972). K_{qa} et K_{qp} sont les coefficients de transmission des surcharges.

1.2 - LES METHODES DE CALCUL

Le diagramme des pressions du sol sur l'écran est choisi selon le mode de déplacement d'ensemble attendu a priori de l'écran, en supposant celui-ci parfaitement rigide. Dans chaque zone de poussée ou de butée, la pression horizontale est supposée varier linéairement avec la profondeur. Deux méthodes sont couramment utilisées.

1.2.1 - ECRAN SIMPLEMENT BUTE EN PIED (avec lit unique d'ancrages)

L'écran est, d'une part, supposé assez rigide et sa fiche suffisamment faible pour que seule la poussée se développe sur la face amont du mur, sans mobilisation possible d'une zone de contre-butée (Figure 3.1a). Les déplacements en pied sont, d'autre part, suffisants pour que le sol atteigne un état limite de butée côté aval. Les valeurs des deux inconnues, la traction T dans l'ancrage et la fiche D , sont obtenues en résolvant les deux équations d'équilibre du rideau. (JOSSEAUME, 1974)

1.2.2 - ECRAN ENCASTRE EN PIED (avec ou sans lit unique d'ancrages)

Dans cette hypothèse, l'écran subit une rotation autour d'un point O situé dans la partie en fiche de l'écran (Figure 3.1b). L'équilibre du rideau est calculé moyennant les simplifications suivantes :

- au dessus du centre de rotation, le sol exerce des pressions limites de poussée côté amont et de butée côté aval,
- au dessous du centre de rotation se développent des efforts de contre butée qui peuvent être réduits à une force horizontale C_1 , appliquée en O et dirigée dans le sens de la poussée,
- la hauteur sur laquelle s'exercent les efforts de contre-butée à la base de l'écran est égale à 20% de la hauteur de butée D_0 .

Pour l'écran autostable, les valeurs des deux inconnues du problème, D_0 et C_1 , sont déterminées en résolvant les deux équations d'équilibre (forces et moments). Pour l'écran ancré, le problème comporte une troisième inconnue, l'effort d'ancrage T . Sa résolution nécessite d'imposer une condition supplémentaire portant sur l'allure de la déformée (méthode de la ligne élastique) ou sur la position du point de moment nul (méthode de la poutre équivalente).

Méthode de la ligne élastique : On admet que l'écran est complètement encastré lorsque la tangente à la déformée du rideau au point O d'application de la contre-butée est verticale, c'est-à-dire que la rotation est nulle en ce point.

Méthode de la poutre équivalente : La condition supplémentaire est obtenue en assimilant le point de moment fléchissant nul en fiche avec le point U de pression résultante nulle du sol sur l'écran (Figure 3.1c). Les éléments d'écran SU et UO peuvent alors être calculés comme deux poutres isostatiques sur appuis simples.

L'effort d'ancrage T et la réaction d'appui R sont obtenus en résolvant les deux équations d'équilibre statique de la poutre supérieure SU . Les équations d'équilibre de la poutre inférieure UO conduisent, elles, aux valeurs de D_0 et C_1 .

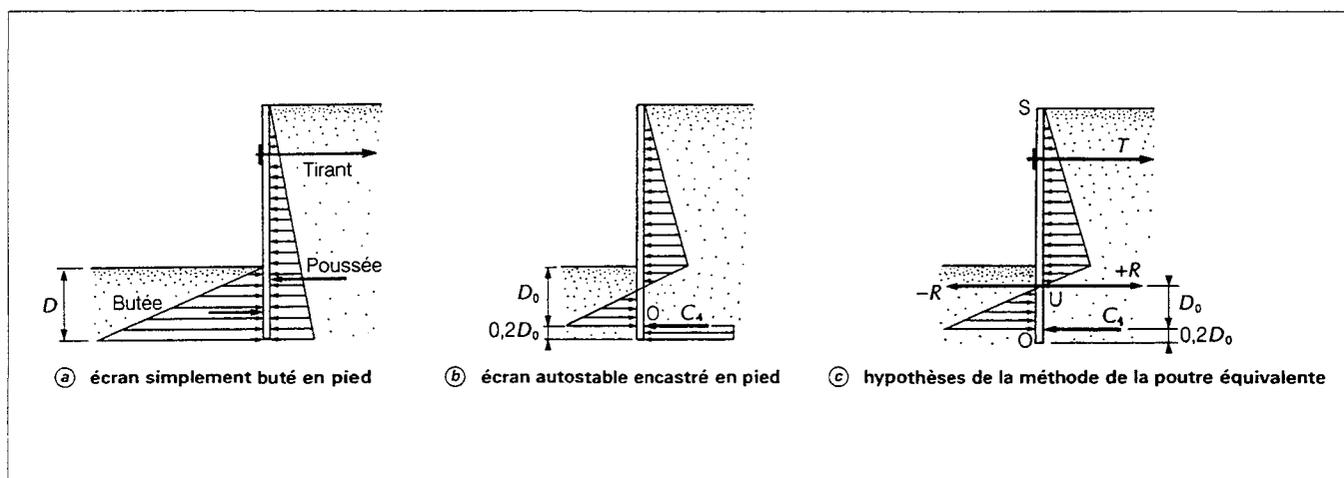


Figure 3.1 : Hypothèses de calculs selon les méthodes classiques (d'après BALAY, 1988)

1.2.3 - METHODES SPECIFIQUES AUX MATERIAUX ARGILEUX RAIDES

La géologie de certaines zones urbaines, en Angleterre notamment, a nécessité le développement de méthodes de calcul plus spécifiquement adaptées aux argiles raides. Ce paragraphe apporte un complément aux méthodes précédentes en précisant les précautions qui s'imposent pour ces matériaux. La plupart des travaux réalisés dans ce domaine l'ont été par les Britanniques (PADFIELD et MAIR, 1984; BOLTON *et al.*, 1990).

Le document principal rédigé par PADFIELD et MAIR (CIRIA Report 104, 1984) ne peut être résumé ici compte tenu de son volumineux contenu. Toutefois, les points principaux qu'ils préconisent pour la conception d'ouvrages dans les argiles raides sont les suivants :

- Différencier les calculs *en contraintes totales* et *en contraintes effectives*, compte tenu du fait que les caractéristiques drainées et non drainées sont très différentes. On utilisera selon le cas C_u et $\phi_u = 0$, ou C' et ϕ' .
- Ne pas négliger l'aspect fracturation de l'argile qui peut induire des passages d'eau, modifiant ainsi la perméabilité de masse. Ce phénomène rend par ailleurs difficile la détermination des propriétés de compressibilité du matériau.
- Evaluer au mieux le coefficient des terres aux repos K_0 qui peut être très supérieur à 1 dans certains cas; Argile de Londres par exemple.
- La cohésion du matériau implique l'utilisation de schémas adaptés comme le montre la figure 3.2.
- Effectuer les calculs en contraintes effectives, ce qui implique l'évaluation de la pression interstitielle. N'utiliser (avec précaution) le calcul en contraintes totales que pour la conception d'ouvrages temporaires.
- Utiliser des facteurs de sécurité adaptés. Le tableau 3.1 devra être utilisé après lecture du paragraphe 7.3 du CIRIA Report 104, dont les pages 68 à 74 figurent dans l'annexe XVII, à la fin du mémoire.

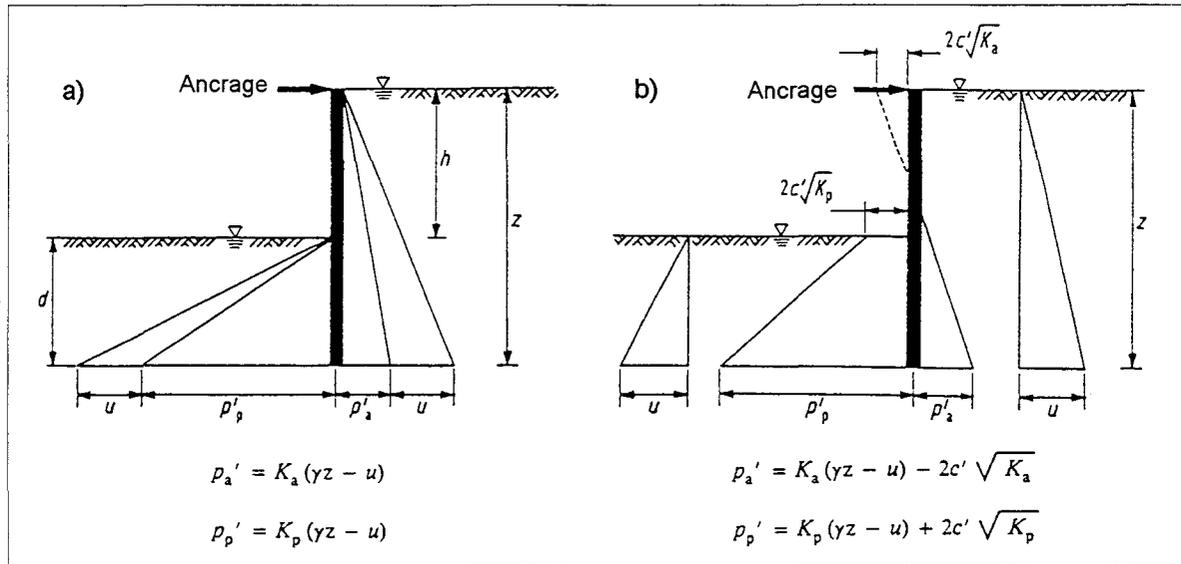


Figure 3.2 : Distribution des pressions sur l'écran dans les cas : a) sol sans cohésion, b) sol avec cohésion

Méthodes		Approche A		Approche B		Commentaires
		Intervalles recommandés pour les paramètres ($C', \phi',$ ou C_{11})	de valeurs pour les courants	Valeurs recommandées pour les paramètres les plus défavorables ($C' = 0, \phi'$)	minimales	
		Travaux Temporaires	Travaux Permanents	Travaux Temporaires	Travaux Permanents	
Facteur sur l'encastrement F_d	Contraintes Effectives	1.1 à 1.2 (1.2 courant)	1.2 à 1.6 (1.5 courant)	Pas recommandé	1.2	Méthode empirique. Doit toujours être comparée à l'une des autres méthodes
	Contraintes Totales (*)	2.0	-		-	
Méthode du facteur de force F_s	Contraintes Effectives	1.1 à 1.2 (1.2 courant si $\phi' > 30^\circ$, utiliser une valeur plus faible)	1.2 à 1.5 (1.5 courant si $\phi' > 30^\circ$, utiliser une valeur plus faible)	1.0	1.2	L'angle mobilisé de friction avec le mur δ_m , et l'adhérence du mur C_{wm} , doivent aussi être réduits
	Contraintes Totales (*)	1.5	-	-	-	
Facteur sur le moment Méthode CP2 F_p	Contraintes Effectives $\phi' \geq 30^\circ$	1.2 à 1.5	1.5 à 2.0	1.0	1.2 à 1.5	Le facteur F_p varie avec ϕ' . Il est généralement équivalent aux valeurs courantes de F_s et F_r
	$\phi' \in [20^\circ, 30^\circ]$	1.5	2.0	1.0	1.5	
	$\phi' \leq 20^\circ$	1.2 à 1.5	1.5 à 2.0	1.0	1.2 à 1.5	
	Contraintes Totales (*)	1.2	1.5	1.0	1.2	
Facteur sur le moment Méthode Burland-Potts F_r	Contraintes Effectives	1.3 à 1.5 (1.5 courant)	1.5 à 2.0 (2.0 courant)	1.0	1.5	Pas testé pour les murs consoles. Nouvelle méthode - Peu d'expériences
	Contraintes Totales (*)	2.0	-	-	-	

(*) Les facteurs en contraintes totales sont spéculatifs. Ils doivent être utilisés avec grande précaution.

Tableau 3.1 : Facteurs de sécurité recommandés pour la conception d'écrans de soutènement stables dans les argiles raides (traduit de PADFIELD et MAIR, 1984)

1.3 - CHOIX D'UNE METHODE CLASSIQUE - CONCLUSION

Pour le calcul des ouvrages courants, seules deux méthodes sont d'un usage fréquent :

- la méthode de la butée simple (avec un coefficient de sécurité de 2 sur la butée le plus souvent),
- la méthode simplifiée de la poutre équivalente (coefficient de sécurité déjà intégré à la méthode, mais non évaluable).

Dans la majorité des cas, un écran de soutènement est destiné à retenir des terrains pulvérulents ou peu consistants, et se trouve fiché en profondeur dans des sols plus raides (rideau de berge, paroi de fouille, etc.). Le calcul suivant l'hypothèse du rideau encastré est dans ce cas le mieux adapté à décrire le fonctionnement d'un tel ouvrage.

Lorsque par contre un déplacement du pied de l'écran vers la fouille est prévisible (paroi de forte inertie dans les argiles, mur de quai dans des alluvions récentes...), la méthode de la butée simple est préférable.

Notons que dans le cas d'un dimensionnement dans les argiles raides, de nombreux facteurs supplémentaires sont à prendre en considération. Le concepteur devra alors utiliser le document de PADFIELD et MAIR (1984), si ce type de calcul simplifié le satisfait.

Ces méthodes classiques de dimensionnement sont actuellement utilisées pour assurer un prédimensionnement de la fiche des écrans. Elles sont d'une utilisation facile et rapide, mais montrent leurs limites dès que l'on cherche à résoudre des problèmes mettant en jeu plusieurs lits d'ancrage.

Par ailleurs, ces méthodes ne fournissent aucune indication précise sur les déplacements du terrain et de l'écran; informations primordiales dans les études actuelles en site urbain. En outre, le comportement du sol est extrêmement simplifié. Il paraît alors raisonnable d'envisager des méthodes plus "fines" qui pourraient prendre en compte des phénomènes d'interaction sol - structure et des lois de comportement adaptées aux différents types de sols.

2. LA METHODE AUX COEFFICIENTS DE REACTION

2.1 - INTRODUCTION

Les méthodes classiques de la butée simple et du rideau encastré, qui ont servi pendant plusieurs décennies au dimensionnement des rideaux de palplanches et des parois moulées ne suffisent plus. Car, en dépit des corrections empiriques qu'on a cherché à leur apporter, elles sont toutes fondées sur la théorie des états limites de poussée et de butée du sol, dont la mobilisation suppose obligatoirement certains déplacements de l'écran. Cette exigence est en contradiction avec le comportement d'ouvrages de conception plus récente, se déplaçant peu, parce que plus rigides, ou parce qu'ancrés dans le sol par des tirants précontraints souvent répartis sur des nappes multiples.

Par rapport aux méthodes classiques, la méthode aux coefficients de réaction permet d'intégrer, dans le modèle de calcul, une loi d'interaction entre le sol et la structure. La schématisation retenue ici revient à assimiler le sol, situé au contact de l'écran, à un ensemble de ressorts horizontaux indépendants, de raideur K_h . La pression exercée par le sol sur l'écran à un niveau donné est alors directement proportionnelle au déplacement de l'écran à ce même niveau : (d'après BALAY *et al.*, 1982)

$$\Delta p = K_h \Delta y$$

K_h : coefficient de réaction horizontal du sol

Δp : variation de pression horizontale du sol

Δy : variation de déplacement horizontal du sol

2.2 - LE PROBLEME TRAITE

La méthode aux coefficients de réaction sert à déterminer les efforts et les déformations dans un écran de soutènement fiché dans le sol, aux différentes phases de travaux et d'exploitation. L'ouvrage, ayant fait l'objet d'un dimensionnement préalable, est supposé de longueur infinie (déformations planes, déformations nulles dans la direction perpendiculaire à la figure) (Figure 3.3). (d'après BALAY *et al.*, 1982)

Pour cette approche, l'écran est assimilé à une poutre élastique sur laquelle l'action du sol n'est modélisée que par des pressions horizontales (à droite et à gauche), fonction du déplacement de l'ouvrage. Son inertie peut être variable et il peut être soumis à :

- des efforts de flexion en tête et à la base et, plus généralement à des conditions aux limites les plus diverses;
- des efforts hydrauliques dus à la présence d'eau dans les sols;
- des tirants (précontraints ou non) et des butons ayant pour effets :
 - + des moments extérieurs imposés;
 - + des déplacements imposés.

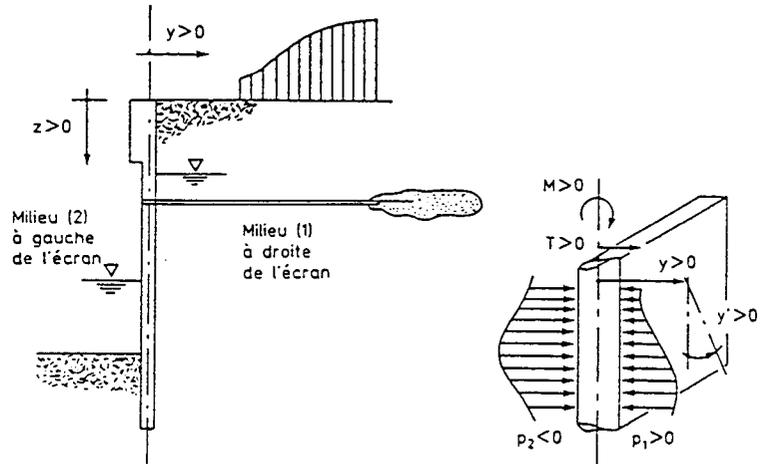
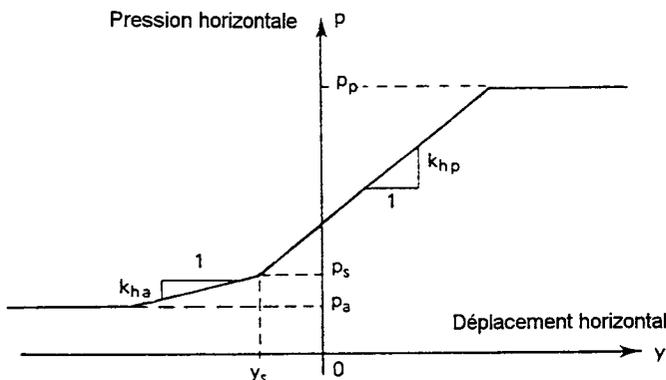


Figure 3.3 : Notations et conventions de signes
Calcul aux coefficients de réaction (d'après BALAY, 1982)

2.3 - DEFINITION DE LA LOI DE REACTION A UN NIVEAU DONNE

A chaque niveau et pour chaque phase de calcul, on doit définir pour chacun des côtés de l'écran (milieu 1 à droite, milieu 2 à gauche), une relation entre la pression horizontale exercée par le sol sur l'écran et le déplacement horizontal de l'écran à ce niveau. Les lois de réaction utilisées sont des lois de mobilisation linéaire de la pression du sol en fonction du déplacement, avec limitation par des paliers de poussée et de butée. (d'après BALAY *et al.*, 1982)

La loi de réaction est définie à chaque niveau z de l'écran par la connaissance des 5 paramètres suivants :



- k_{ha} : coefficient de réaction horizontal vers la poussée;
- k_{hp} : coefficient de réaction horizontal vers la butée;
- p_a : pression limite horizontale de poussée;
- p_p : pression limite horizontale de butée;
- (p_s, y_s) : point frontière des deux demi-domaines de coefficients différents

Figure 3.4 : Définition d'une loi de réaction à une phase donnée et à un niveau z donné (d'après BALAY, 1982)

Les valeurs p_a et p_p sont calculées à partir des autres données suivantes :

- γ_d : poids volumique du sol sec
- γ_{sat} : poids volumique saturé
- φ : angle de frottement interne
- C : Cohésion
- u : pression interstitielle
- C_a : terme de poussée dû à la cohésion C
- C_p : terme de butée dû à la cohésion C
- K_a : coefficient de poussée **horizontale** de la théorie classique des états limites, lié à l'angle de frottement interne φ
- K_p : coefficient **horizontal** équivalent pour la butée
- S : contrainte verticale due aux surcharges uniformes et/ou localisés

On a :
$$\begin{aligned} p_a &= K_a n_\sigma - C_a \\ p_p &= K_p n_\sigma + C_p \end{aligned} \quad (\text{ou } p_a = 0 \text{ si } C_a > K_a n_\sigma)$$

n_σ : contrainte verticale dans le sol au niveau considéré, calculée à partir de γ_h et γ_d , ainsi que S et u .

En contraintes totales : $n_\sigma = \sigma_v$ $K_a = K_p = 1$ et $C_a = C_p = 2Cu$ ($\delta=0$)
 En contraintes effectives : $n_\sigma = \sigma_v - u$

On calcule de la même façon la contrainte verticale initiale n_{σ_i} du sol dans son état initial avant tout déplacement. La contrainte horizontale p_i correspondante est définie par $p_i = K_i n_{\sigma_i}$

K_i est le coefficient de pression latérale des terres au repos. Il peut être déterminé approximativement, pour les sables, par l'équation suivante : $K_0 = 1 - \sin \varphi' = K_i$. Il est établi que la valeur de K_i ($=K_0$) augmente avec le rapport de consolidation du sol (OCR). Pour les sols surconsolidés, on peut effectuer un premier calcul avec l'équation suivante :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot (OCR)^{0.5}$$

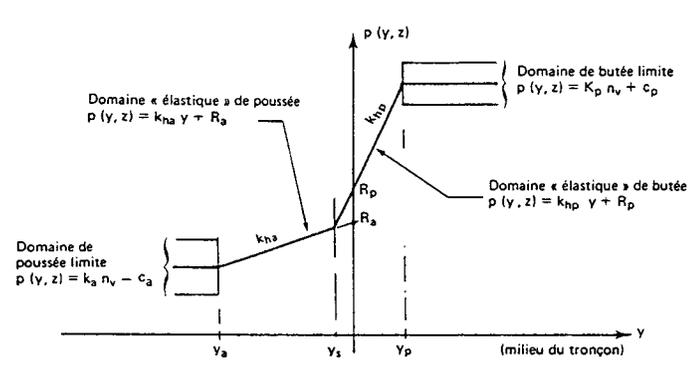
Le calcul du dernier paramètre (p_s, y_s) nécessaire à la construction des lois de réaction fait appel, pour la première phase de calcul, à cette notion d'état initial des pressions et pour les phases suivantes, à l'irréversibilité des déplacements dans les domaines limites de poussée et de butée (hystérésis).

2.4 - RESOLUTION DU PROBLEME

L'écran est assimilé dans les calculs à une poutre de largeur unité, soumise à la distribution de pression $q(y, z)$, résultante des actions horizontales du sol et de l'eau. E désignant le module d'YOUNG et I l'inertie (par unité de largeur) de l'écran, l'équation d'équilibre statique d'une telle poutre s'écrit :

$$\frac{d^4 EI(z) \cdot y(z)}{dz^4} + q(y, z) = 0 \quad \text{avec} \quad q(y, z) = p_1(y, z) + p_2(y, z) + p_h(z)$$

- $p_1(y, z)$: pression horizontale du sol milieu 1
- $p_2(y, z)$: pression horizontale du sol milieu 2
- $p_h(z)$: pression horizontale résultante due à l'eau



L'ensemble Sol-Paroi est découpé en un certain nombre de tronçons de calcul. Ces tronçons sont déterminés de telle sorte que, sur chacun d'eux, les paramètres des lois de réaction à gauche et à droite : $K_{ha}, K_{hp}, K_a, C_a, K_p, C_p$ puissent être considérés comme constants. De plus, sur chacun de ces tronçons, le sol est pris soit comme entièrement élastique, soit comme entièrement en poussée limite ou en butée limite. Cet état recherché par itérations successives, est déterminé par le déplacement y du milieu du tronçon,

Figure 3.5 : Loi de réaction pour un tronçon de calcul (d'après BALAY *et al.*, 1982)

Il est tenu compte des variations en z des pressions limites p_a et p_p dès qu'un tronçon est trouvé à l'état de poussée limite ou à l'état de butée limite. (Figure 3.5)

- Etat élastique : $p_1(y, z) = K_{hp} y + R_p$ ou $p_1(y, z) = K_{ha} y + R_a$
- Etat de poussée ou de butée limite : $p_1(y, z) = K_a n_\sigma - C_a$ ou $p_1(y, z) = K_p n_\sigma + C_p$
avec $n_\sigma = gz + f$; g et f sont des constantes dépendant des γ_h, γ_d, S et u.

Ainsi, d'une manière générale, on peut mettre p_1, p_2 et p_h sous la forme

$$\left\{ \begin{array}{l} p_1(y, z) = k_1 y + a_1^1 z + a_0^1 \\ p_2(y, z) = k_2 y + a_1^2 z + a_0^2 \\ p_h(z) = a_h z + a_{h0} \end{array} \right\}$$

Soit en posant :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = k_1 + k_2 \\ A_1 = -a_1^1 - a_1^2 - a_{h1} \\ A_0 = -a_0^1 - a_0^2 - a_{h0} \end{array} \right\} \Rightarrow q(y, z) = ky - A_1 z - A_0$$

L'équation d'équilibre d'un tronçon d'écran s'écrit : $EI \frac{d^4 y}{dz^4} + ky = A_1 z + A_0$

k, A_0 et A_1 sont des constantes, indépendantes de y par morceaux.

La solution de cette équation différentielle est la suivante : $y = \sum_{i=1}^4 h_i H_i(z) + F(z)$

Les coefficients h_i sont les constantes d'intégration dépendant des conditions sur y, y', y'' et y''' fixées aux limites supérieures et inférieures du tronçon. Les fonctions $H_i(z)$ et F(z) sont définies dans le tableau suivant : (d'après BALAY *et al.*, 1982)

	$H_1(z)$	$H_2(z)$	$H_3(z)$	$H_4(z)$	F(z)
$k \neq 0$ $z = z^4 \sqrt{\frac{4EI}{k}}$	$e^{-z} \cos z$	$e^{-z} \sin z$	$e^{-z} \cos z$	$e^{-z} \sin z$	$\frac{A_0}{k} + \frac{A_1}{k} z$
$k = 0$	z^3	z^2	z	1	$\frac{A_0}{24EI} z^4 + \frac{A_1}{120EI} z^5$

Tableau 3.2 : Fonctions pour la résolution mathématique du problème aux coefficients de réaction

2.5 - SIMPLIFICATIONS GÉNÉRALEMENT ADMISES

Certaines simplifications sont généralement apportées, elles concernent les trois points suivants:

- L'état de pression initiale du sol sur l'écran (K_i) est *a priori* assimilé à l'état de pression du sol au repos (K_0)
- Un comportement unique est imposé au sol sollicité en déchargement. Ce comportement correspond plus ou moins au schéma de déchargement réversible.
- A un niveau donné de l'écran, l'usage est d'affecter au coefficient de réaction K_h , de part et d'autre de l'écran, une valeur unique ($K_{ha} = K_{hp}$) constante d'une phase de calcul à l'autre.

K_0 est par ailleurs utilisé pour décrire les variations de pression horizontale, à déplacement nul, du sol en chargement comme en déchargement.

Cas particulier du logiciel RIDO V3.09a

Les différentes phases de travaux influent fortement sur le comportement final du soutènement, surtout s'il est soumis à de multiples niveaux d'ancrages. Aussi, compte tenu du fait que si le sol est comprimé au delà de sa limite de butée, sa loi de décompression ne se superpose pas à sa loi de compression; un schéma d'irréversibilité s'impose.

FAGES *et al.* (1971) proposent un schéma simplifié de comportement irréversible du sol. La figure 3.6 illustre ce propos. Ce schéma est programmé dans le logiciel RIDO V3.09a. Il est utilisé couramment par les bureaux d'études pour le dimensionnement des écrans de soutènement.

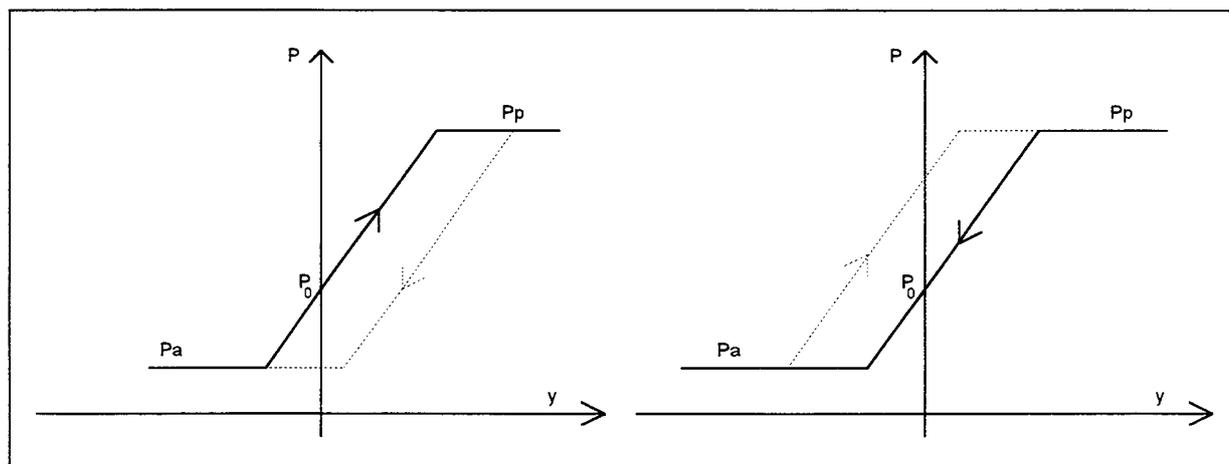


Figure 3.6 : Schémas élastoplastiques tenant compte de l'hystérésis du sol (extrait de MASROURI, 1986)

D'un point de vue pratique, le programme de FAGES dispose des caractéristiques suivantes :

- Coefficient de réaction de la forme : $K_h = K + K' \cdot \sigma_v$
- Excavation du sol et modification de la nappe possibles de chaque côté de l'écran;
- Prise en compte de surcharges locales ou uniformes suivant les schémas de BOUSSINESQ ou CAQUOT;
- Mise en place, précharge, suppression de butons avec liaison bilatérale ou unilatérale à l'écran.

2.6 - CHOIX DES VALEURS DU COEFFICIENT DE REACTION K_h

2.6.1 - INTRODUCTION

De nombreux auteurs ont travaillé sur les "lois" de réaction, en proposant des schémas complexes ou simplifiés. On peut citer TERZAGHI (1955) ou ROWE (1955). Toutefois, il nous semble plus important de discuter de la mise en oeuvre de la méthode utilisée et de la détermination des paramètres qui lui sont nécessaires. La méthode employée est celle programmée dans le logiciel RIDO V3.09a.

L'application de cette méthode nécessite, outre la définition des différents paramètres géométriques et rhéologiques du sol, la détermination des coefficients de réaction du sol. Rappelons que **le coefficient de réaction n'est pas un paramètre intrinsèque du sol**. Il dépend notamment de la rigidité de l'écran.

Ce chapitre présente les différents moyens récemment mis à la disposition du projeteur pour déterminer ces coefficients. La plupart de ces moyens s'appuient sur l'expérience acquise par les entreprises dans ce domaine. Aucune formulation analytique efficace, basée essentiellement sur des fondements physiques, n'a pu être proposée jusqu'à aujourd'hui.

2.6.2 - LES METHODES DE DETERMINATION DE K_h

Il existe actuellement, (d'après SCHMITT, 1995), au moins six méthodes différentes pour déterminer les coefficients de réaction K_h :

- L'utilisation de la formule de MENARD et BOURDON (1965) : $K_h = \left[\frac{1}{E_M} \cdot \left[\frac{\alpha a}{2} + 0,13 \cdot (9a)^\alpha \right] \right]^{-1}$
dans laquelle E_M est le module pressiométrique du sol, α le coefficient rhéologique du sol, et "a" la hauteur sur laquelle le sol est sollicité en butée par l'ouvrage, que MENARD évalue forfaitairement aux 2/3 de la fiche de l'écran.
- L'utilisation de la formule de MARCHE (1974) : $K_h = 4,5 \cdot \frac{q_c}{a}$
dans laquelle q_c est la résistance de pointe au pénétromètre statique. Bien qu'établie à l'origine pour calculer, non pas les soutènements, mais les pieux sollicités horizontalement par le terrain, elle conduit (selon SCHMITT (1995)) à des ordres de grandeur tout à fait comparables à ceux obtenus à partir de la formule de MENARD et BOURDON.
- L'utilisation des ordres de grandeur proposés par CHADEISSON, dont MONNET (1994) a publié une formulation générale.

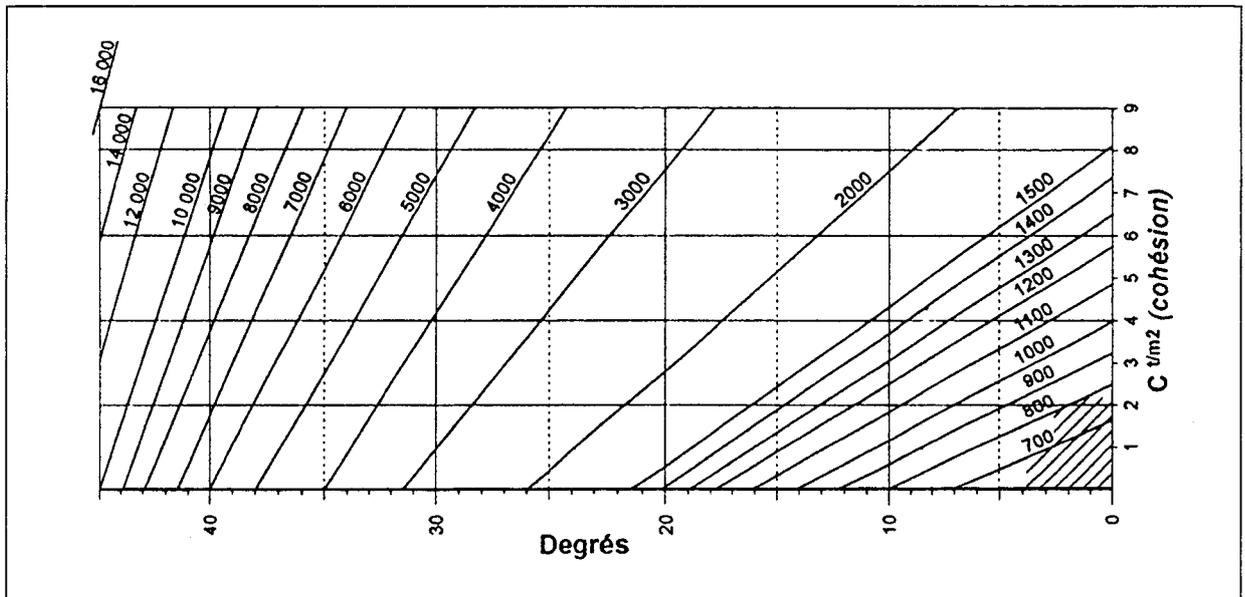


Figure 3.7 : Abaque de CHADEISSON utilisant les valeurs de C' et ϕ'

- L'utilisation de la méthode pressiométrique établie par BALAY (1984), qui complète celle de MENARD par une méthode d'évaluation de "a" applicable aux étapes de terrassement intermédiaires, et par une formulation de K_h spécifique aux phases de mises en tension des tirants précontraints.
- L'utilisation de la méthode de SCHMITT (1995) basée sur la réalisation et l'exploitation d'une série de mesures sur ouvrages réels. Son étude fournit essentiellement une méthode d'évaluation du paramètre "a" et une formule simplifiée permettant d'évaluer K_h .

SCHMITT résume ainsi sa méthode d'évaluation de K_h :

1. évaluer "a" à partir de la formule $a = 1,7 \cdot \left(\frac{E \cdot I \cdot \alpha}{E_M} \right)^{0,33}$, {III.1}

en tenant compte d'une borne supérieure égale aux 1/3 de la fiche;

2. obtenir une valeur minimale de K_h à partir des formules :

$$K_h = E_M / \left[\alpha a / 2 + 0,13 \cdot (9a)^\alpha \right] \quad \text{{III.2}}$$

et $K_h = 1,2 \cdot E_M / (\alpha \cdot a) \quad \text{{III.3}}$

3. affecter la valeur minimale ainsi obtenue d'un coefficient multiplicateur égal à 3 pour tenir compte forfaitairement, faute de mieux, de la non-linéarité du comportement du sol.

Dans le cas où l'on applique {III.3}, cette procédure se réduit à l'emploi d'une simple formule :

$$K_h = 2,1.(E_M/\alpha)^{4/3} / (EI)^{1/3} \quad \{\text{III.4}\}$$

Si l'on assimile, conformément aux recommandations de la Société Internationale de Mécanique des Sols et Travaux de Fondations (AMAR *et al.* (1991)), le rapport E_M/α au module oedométrique du sol, on peut encore écrire les formules {III.1}, {III.3} et {III.4} sous la forme :

$$\begin{aligned} K_{h-min} &= 1,2.E_{oed}/a \\ a &= 1,7.(EI/E_{oed})^{0,33} \\ K_h &= 2,1.(E_{oed})^{4/3} / (EI)^{1/3} \end{aligned}$$

Cette formulation générale est intéressante dans la mesure où elle permet de faire le lien, non seulement avec les essais de laboratoire, mais encore avec d'autres essais *in situ*, tels le pénétromètre statique, compte tenu des corrélations existant entre module d'élasticité et résistance de pointe.

- L'utilisation de la méthode de SIMON (1995) qui propose un ensemble de règles fondées sur la pratique acquise par un bureau d'études français, TERRASOL. Ces règles se veulent en cohérence avec les formulations générales d'évaluation du tassement sous des semelles (élasticité et méthode pressiométrique) et les différents mécanismes d'interaction identifiés.

Le détail de ces règles figure dans l'article de SIMON (1995), publié dans la Revue française de géotechnique n°71 de 1995.

2.6.3 - LA PRATIQUE DANS CE DOMAINE

En pratique, pour un même problème, ces six méthodes débouchent sur des coefficients de réaction assez différents. Aussi, selon que l'on utilise telle ou telle méthode de détermination de K_h , les déplacements de l'ouvrage seront plus ou moins importants. Il en va de même pour les sollicitations dans les structures.

Ainsi, la méthode de MENARD est assez peu utilisée car elle ne permet, telle que définie à l'origine, que la détermination du coefficient de réaction dans la partie en fiche... La méthode de BALAY corrige cet inconvénient en proposant des valeurs du paramètre "a" pour toute la hauteur de l'écran, ce qui conditionne les K_h en retour.

Les méthodes de SCHMITT et de SIMON ne sont apparues dans la littérature que très récemment.

La méthode de CHADEISSON semble être la plus pratiquée; c'est ce que confirme M. ISNARD (Véritas, communication orale) en citant notamment Solétanche, Bachy et Intrafor comme utilisateurs. Bien que MONNET ait proposé une formulation plus générale de l'abaque de CHADEISSON, nous préférons utiliser celui-ci compte tenu du fait que la méthode de MONNET est équivalente à celle de CHADEISSON dans le cadre qui nous intéresse.

Signalons toutefois que la méthode de BALAY, proposée dans un guide de recommandations du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, fait figure de référence en la matière.

2.7 - CONCLUSION SUR LA METHODE AUX COEFFICIENTS DE REACTION

La méthode de calcul utilisant les coefficients de réaction permet donc de résoudre un grand nombre de problèmes concernant les écrans fichés dans le sol. Elle autorise la prise en compte des tirants d'ancrage, et des butons. Toutes les dimensions d'ouvrage sont acceptées, dans tous types de terrain.

L'hypothèse principale sur laquelle se base cette méthode est la suivante :

- il existe une loi d'interaction sol-structure qui considère que le sol au contact avec la paroi se comporte comme une multitude de ressorts indépendants de raideur K_h .

Par ailleurs :

- l'écran est considéré comme une poutre élastique déformable.
- l'ouvrage est supposé de longueur infinie.
- L'action du sol est une pression horizontale fonction du déplacement de l'ouvrage.
- Les conditions aux limites, en tête et pied de l'écran sont connues.
- L'état de pression initiale du sol sur l'écran est assimilé à l'état de pression du sol au repos ($K_i=K_0$).
- le coefficient de réaction est identique de part et d'autre de l'écran à une profondeur donnée.

Cette méthode permet d'estimer l'allure de la déformée et le déplacement de l'écran, ainsi que les pressions au dos de celui-ci. Elle évalue aussi les moments fléchissants, et les efforts tranchants dans la paroi. Elle calcule les efforts dans les ancrages.

Ses principaux avantages sont :

- la possibilité de simuler les différentes phases de travaux (excavation, vidange de la nappe, ancrage, etc.);
- la prise en compte d'un type d'interaction sol-structure;
- l'utilisation des résultats des essais pressiométriques Ménard.

Ses principaux inconvénients sont :

- **le choix des coefficients de réaction K_h , en fonction de la méthode de détermination utilisée, influe fortement sur les résultats.**
- l'écran doit faire l'objet d'un prédimensionnement.
- les coefficients de pressions initiales sont difficiles à évaluer.
- il n'existe pas de règle pratique permettant de fixer de façon rigoureuse les valeurs à donner aux angles de poussée δ_a et de butée δ_p .
- il n'existe pas de justification théorique pour la méthode.
- le choix de K_0 influe beaucoup sur le résultat final. Un accroissement de K_0 peut donner dans certains cas :
 - + aux premières phases un accroissement du moment fléchissant en travée;
 - + en phase finale, une réduction en valeur absolue des moments au niveau des ancrages;
 - + une majoration des déplacements.

Par ailleurs, cette méthode **ne prend pas en compte les éventuels effets de voûte**. C'est l'une des raisons pour lesquelles le calcul au coefficient de réaction est mal adapté à l'évaluation des déplacements de l'écran.

3. LES METHODES NUMERIQUES DU CONTINUUM ELASTOPLASTIQUE : AUX ELEMENTS FINIS ET AUX DIFFERENCES FINIES

3.1 - INTRODUCTION

Les méthodes numériques connaissent depuis quelques années un développement considérable, notamment dans le domaine de la géotechnique. En effet, elles permettent l'analyse du fonctionnement des ouvrages, des structures et des terrains, par l'évaluation des champs de déformations et de contraintes sous diverses sollicitations. Plus précisément, elles autorisent la modélisation des aspects essentiels suivants : l'hétérogénéité du comportement des matériaux, la géométrie des ouvrages et de leur environnement, l'interaction entre les terrains et les structures (mise en place d'un revêtement de tunnel, influence d'ouvrages anciens sur une nouvelle construction, intersection de galeries souterraines), l'analyse d'une méthode de construction dans toutes ses phases (montée d'un remblai par couches, simulation des étapes de creusement d'un tunnel, etc.). Par ailleurs, elles autorisent la simulation de phénomènes de couplage hydraulique - mécanique.

Ces possibilités de modélisation permettent d'utiliser les résultats des calculs à des fins diverses telles que l'étude de faisabilité d'un projet, le choix d'une technique d'exécution, l'optimisation de la géométrie des ouvrages, la prévision des déformations en cours de travaux, l'étude paramétrique d'ouvrages types, en vue de procédures simplifiées de dimensionnement.

Bien que différentes par leur fonctionnement et leur concept, les méthodes aux éléments finis et aux différences finies permettent de simuler des phénomènes identiques en fonction des modèles de comportement dont elles disposent. Elles sont confrontées aux mêmes problèmes de validation et de limites des modèles de fonctionnement.

3.2 - METHODES NUMERIQUES ET MODELES DE FONCTIONNEMENT DES OUVRAGES

Pour un ouvrage donné, l'utilisation d'un code de calcul permet de construire un modèle de fonctionnement capable de décrire de manière plus ou moins approchée le comportement observé de cet ouvrage. Ce modèle de fonctionnement fait appel à 3 domaines : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique.

La mécanique des milieux continus apporte un cadre mathématique pour cette modélisation en assimilant la matière à un milieu continu et en permettant la définition des notions de déformation, de contrainte et de loi de comportement.

La rhéologie, par l'étude expérimentale des matériaux, permet de formuler et de valider une description mathématique du comportement d'un échantillon de volume représentatif. Cette description se traduit par des lois de comportement exprimant en tout point matériel une relation entre les tenseurs de contrainte et de déformation et leurs accroissements respectifs.

Le calcul numérique fournit les moyens de résoudre d'une manière approximative le problème physique posé : ces moyens sont constitués d'une part, par la méthode des éléments finis (ou des différences finies) et d'autre part, par un algorithme de résolution adapté au problème mathématique. L'introduction de ces lois de comportement dans un code de calcul est aujourd'hui bien maîtrisée. Le logiciel se situe ainsi au bout de chaîne d'hypothèses et il constitue son expression informatique directement utilisable.

3.3 - VALIDATION ET LIMITES DES MODELES DE FONCTIONNEMENT

D'une manière générale, outre la mécanique des milieux continus, la rhéologie et le calcul numérique, le développement et la validation d'un modèle de fonctionnement doivent faire appel aux techniques de prélèvement d'échantillons sur site, aux essais en laboratoire pour la détermination du comportement des matériaux prélevés, aux essais en place pour la détermination de l'état initial et de certains paramètres mécaniques (sondages, essais pressiométriques) et à l'instrumentation des ouvrages (ouvrages réels, modèles physiques réduits centrifugés ou non).

Les essais en laboratoire permettent de caractériser le comportement d'un élément de volume représentatif de chaque matériau et de représenter certains chemins de contraintes ou de déformations types que l'on suppose suivis aux alentours des régions les plus sollicitées. La rhéologie fournit des lois de comportement dont le choix, la détermination des paramètres et la validation doivent être réalisés à partir des résultats des essais de laboratoire. La modélisation numérique du *continuum* élastoplastique permet de construire le modèle de fonctionnement, qui comprend la modélisation géométrique et les lois de comportement de chaque matériau.

La confrontation des résultats de la modélisation avec les mesures expérimentales sert de base à la validation du modèle de fonctionnement. Une étude de sensibilité des paramètres permet d'appréhender l'influence respective des paramètres mécaniques et d'ajuster au mieux le modèle de fonctionnement pour bien représenter les principaux phénomènes mécaniques observés tant qualitativement que quantitativement. Les limites du modèle de fonctionnement peuvent alors être mise en évidence.

3.4 - PROBLEMES SPECIFIQUES A LA MODELISATION PAR LES METHODES NUMERIQUES DU *CONTINUUM* ELASTOPLASTIQUE

La recherche d'un modèle de fonctionnement est relativement complexe. Les principales difficultés proviennent pour l'essentiel des hypothèses de calcul et des méthodes de résolution employées. Les questions que l'on doit se poser avant toute modélisation sont les suivantes : (MESTAT *et al.*, (1992))

- L'hypothèse d'un milieu continu est-elle acceptable à l'échelle du calcul envisagé ?
- Comment représenter les éventuelles discontinuités du milieu ?
- Si les sols peuvent être prélevés de manière satisfaisante, de quels essais en laboratoire dispose-t-on pour caractériser le comportement des matériaux ?
- Les essais de laboratoire donnent-ils une image représentative du comportement réel des matériaux du domaine considéré ?
- Comment choisir la loi de comportement des matériaux ?
- La détermination des paramètres est-elle possible, et si oui, est-elle satisfaisante ?
- Quel peut être l'intervalle de variation de ces paramètres ?
- Les essais en place montrent-ils une forte variation spatiale des propriétés des matériaux ?
- L'état initial mécanique des matériaux et l'état initial hydraulique sont-ils bien connus ?

En supposant que l'on puisse répondre à ces questions, il demeure que les essais classiques de laboratoire peuvent ne pas être adaptés au modèle de fonctionnement envisagé car ces essais ne permettent de tester que des carottes de faibles dimensions, de matériaux homogènes. Ils ne tiennent pas compte du problème général de la rotation des contraintes principales dans un massif de sol au cours du chargement. Par ailleurs, les chemins de déformations suivis sous un remblai de grande longueur sont des chemins en déformations planes; par conséquent les informations obtenues à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques ne peuvent être directement utilisées. Il convient donc de construire le modèle de fonctionnement et de déterminer les paramètres mécaniques en toute connaissance de cause et de bien reconnaître les chemins de sollicitations suivis.

3.5 - CONCLUSION SUR LES METHODES NUMERIQUES DU *CONTINUUM* ELASTOPLASTIQUE

Ces deux méthodes, éléments finis et différences finies, permettent donc de modéliser tous les types de géométrie et de chargement. Selon le code de calcul utilisé, cette modélisation peut être du type deux dimensions ou trois dimensions.

Les hypothèses principales sont les suivantes :

- Le milieu est continu;
- La loi de comportement choisie est implicitement la bonne;
- Les essais en laboratoire donnent une image représentative du comportement réel des matériaux dans l'ouvrage et alentour;
- La détermination des paramètres est satisfaisante;
- Les états initiaux mécanique et hydraulique sont bien connus.

Ces deux méthodes permettent d'estimer les champs de déformations et de contraintes pour chaque phase de travaux, en tout point (ou zone) du maillage. Par ailleurs, elles renseignent sur les efforts, les déplacements et les pressions au niveau des structures.

Leurs avantages principaux sont les suivants :

- elles permettent de modéliser l'hétérogénéité de comportement des matériaux;
- elles prennent en compte la géométrie exacte des ouvrages et de leur environnement;
- elles considèrent une interaction entre terrain et structure;
- elles autorisent l'analyse d'une méthode de construction dans toutes ses phases;
- elles tiennent compte d'un comportement mono, bi ou tri-phasique, selon la loi de comportement et les possibilités du code de calcul.

Leurs principaux inconvénients sont :

- la difficulté de la détermination exacte des paramètres à introduire dans le modèle;
- la difficulté du choix de certains paramètres influents;
- le temps de calcul croissant avec la taille du maillage et la complexité de la loi considérée.

Ainsi, ces deux méthodes paraissent bien adaptées à la modélisation des parois moulées dans les argiles raides, pour peu que l'on respecte une certaine rigueur dans le choix des modèles et dans l'introduction des paramètres de calcul. Par ailleurs, elles devraient permettre une analyse plus fine des comportements du terrain et de la structure que la méthode aux coefficients de réaction.

4. SYNTHÈSE CONCERNANT LES MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT

Les trois tableaux 3.3, 3.4 et 3.5 regroupent les différentes informations importantes concernant les trois types de méthodes de dimensionnement évoquées dans cette partie. Les différents points sont abordés selon deux aspects : la structure et le sol.

Peut prendre en compte	Ne peut pas prendre en compte	Interaction	Limites particulières	Domaine d'application	Informations en retour	Variantes à la méthode
Structure +Précontrainte d'un ancrage +Facteur de sécurité	Structure +Plastification +Fissuration +Porosité +Effet thermique	Structure - Sol +Prise en compte de δ_a et δ_p +Rugosité de l'écran	Structure +Schéma de comportement très simplifié +Nécessite obligatoirement un certain déplacement de l'écran +Tirants assimilés à des appuis simples	Structure +Ecran rigide	Structure +Fiche de l'écran +Efforts dans l'ancrage +Pas les déplacements	+Ecran ancré simplement buté en pied +Ecran encastré - non ancré en tête - ancré en tête +Prise en compte de la fissuration -> passage de l'eau
Sol +Pression d'eau avec ou sans écoulement (instantané) +Surcharge ponctuelle ou linéaire +Calcul à court terme ou à long terme	Sol +Les différentes phases de travaux +Ecroûissage, Fluage, Viscosité +Perméabilité +Couplage Eau-Sol +Effet d'histoire +Effet thermique +Gonflement		Sol +Ne fait intervenir que les paramètres de résistance au cisaillement du sol : C et ϕ . +Etats limites +Détermination de K_0	Sol +Pulvérulent +Étendu aux argiles	Sol +Pas les déplacements	+Distribution de la poussée et de la butée du sol +Forme de l'enveloppe de rupture +Effet du mouvement du sol sur la pression +NAVDOCK +CIRIA 104

Tableau 3.3 : Méthodes classiques

Tableau 3.3 : Méthodes classiques

Peut prendre en compte	Ne peut pas prendre en compte	Interaction	Limites particulières	Domaine d'application	Informations en retour	Variantes à la méthode
Structure +Les phases de travaux et d'exploitation +Les moments extérieurs imposés +Les ancrages	Structure +Plastification +Fissuration +Porosité +Effet thermique	Structure - Sol +Loi d'interaction $\Delta p = K_v \Delta y$ +Rugosité de l'écran + $\delta\alpha$ et $\delta\beta$ angles de poussée et de butée	Structure +Poutre élastique de longueur infinie +Ancrage élastique +Pas d'effet de voûte +Pas de géométrie complexe	Structure +Ecran rigide +Ecran flexible	Structure +Efforts +Déformations +Moments fléchissants	+ $K_i = K_0$ +Déchargement réversible ou irréversible + $K_{ha} = K_{hp} = K_h$
Sol +Les phases de travaux et d'exploitation +Les pressions d'eau +Les surcharges +Les calculs à court terme et long terme	Sol +Ecrouissage, Fluage, Viscosité, Perméabilité +Couplage Eau-Sol +Effet d'histoire +Effet thermique +Gonflement		Sol +Pression horizontale = ressort élastoplastique +Loi = mobilisation linéaire de la pression du sol en fonction du déplacement, avec limitation par des paliers de poussée et de butée +Détermination de K_h ? +Détermination de K_0 +Ne prend pas en compte la contribution de l'effet de voûte	Sol +Pulvérulent +Argileux	Sol +Pas les déplacements +Pressions au dos de l'écran	

Tableau 3.4 : Méthodes aux coefficients de réaction

Peut prendre en compte	Ne peut pas prendre en compte	Interaction	Limites particulières	Domaine d'application	Informations en retour	Variantes à la méthode
Structure +Toutes phases +Toutes sollicitations +Toutes structures +Géométrie précise +Histoire préalable +Elastoplastique (*) +Thermique (*) +Dynamique (*)	Structure Selon le code de calcul utilisé	Structure - Sol +Interface sol-structure horizontale et verticale possible +Interface structure - structure possible +Interaction Sol - Sol	Structure Les limites sont liées aux possibilités du code de calcul utilisé	Structure +Toutes (**)	Structure +Efforts +Déformations, déplacements +Moments fléchissants	Multiples, mais pas l'objet de ce travail.
Sol +Couplage Eau-Sol +Perméabilité +Loi de comportement avec écrouissage +Toutes phases +Toutes sollicitations +Thermique (*) +Gonflement (*), Fluage, Viscosité (*)	Sol Selon le code de calcul utilisé		Sol +Description mathématique du comportement d'un échantillon de sol (problème de prélèvement) +Intervalles de variation des paramètres	Sol +Pulvérulent +Argileux	Sol +Zones plastifiées +Déformation, Déplacement +Rupture	

Tableau 3.5 : Méthodes du *continuum* élastoplastique aux éléments finis et aux différences finies

* Ces points ne seront pas abordés dans ce travail. Par ailleurs, ces aspects ne sont pas traités par tous les codes de calcul utilisés en géotechnique.

** Tout dépend du code utilisé

CONCLUSION SUR LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT

Nous disposons donc de trois types de méthodes de dimensionnement pour les écrans de soutènement :

1. Les méthodes classiques basées sur la notion d'équilibre limite;
2. La méthode aux coefficients de réaction;
3. Les méthodes numériques du *continuum* élastoplastique, type éléments finis ou différences finies.

Chacun de ces outils rencontre des limites qui lui sont propres. Ainsi, les méthodes classiques, basées sur l'équilibre limite, s'appuient sur des hypothèses assez simplistes; mais elles sont très faciles à mettre en oeuvre. Elles ne fournissent pas d'information sur les déplacements et l'état de contraintes du massif avoisinant.

Les méthodes numériques du *continuum* élastoplastique nécessitent une connaissance précise du comportement du terrain et, selon le modèle de comportement employé, elles le représentent assez bien. Les informations en retour sont nombreuses et leur précision est fonction du modèle utilisé. Par contre, elles demandent des moyens de calcul puissants.

La méthode aux coefficients de réaction constitue un compromis entre ces 2 types. Elle est "plus fine" que celle basée sur l'équilibre limite du massif et, moins "gourmande" en informations que les méthodes numériques du *continuum* élastoplastique. Par contre, les hypothèses sur lesquelles elle s'appuie seraient à affiner.

Ainsi, la première méthode ne semble adaptée qu'à des calculs de prédimensionnement global des projets de soutènement. Elle permet de déterminer une fiche raisonnable en prenant en compte un coefficient de sécurité.

Les deux autres méthodes devraient permettre des dimensionnements relativement précis des ouvrages dans les argiles raides. Pourtant, la détermination des valeurs de coefficients de réaction constitue une difficulté importante.

En ce qui concerne la dernière méthode, quel degré de complexité sera-t-il nécessaire de mettre en oeuvre pour le modèle de comportement du sol ? Un modèle du type CAM-CLAY ou même MOHR-COULOMB sera-t-il suffisant pour dimensionner les ouvrages? Faudra-t-il faire intervenir un couplage entre les matériaux et l'eau?

Compte tenu de la nature argileuse du milieu étudié, sera-t-il possible de déterminer s'il est nécessaire de dimensionner en "contraintes totales" ou en "contraintes effectives"?

Ces questions trouveront en partie réponses dans la suite de ce document.

QUATRIEME PARTIE

APPLICATION DE LA METHODE AUX COEFFICIENTS DE REACTION

+ AU CHANTIER ALMA-GARE

+ AU CHANTIER TOURCOING-CENTRE

VERITE :

*La vérité vaut bien qu'on passe quelques années sans
la trouver.*

Jules RENARD, écrivain français, 1864-1910

INTRODUCTION

Cette partie constitue l'étude de la mise en oeuvre de la méthode aux coefficients de réaction. Les informations essentielles, nécessaires à la compréhension de cette application, ont été présentées dans la troisième partie du document.

Les différents moyens mis à la disposition du projeteur pour déterminer les coefficients de réaction sont abordés. Cinq méthodes ont été retenues :

- Méthode de MENARD et BOURDON (1965);
- Méthode de BALAY (1984);
- Méthode de SIMON (1995).
- Méthode de CHADEISSON (1994);
- Méthode de SCHMITT (1995);

La méthode de MARCHE ne sera pas testée par manque de données concernant les essais au pénétromètre statique. Par ailleurs, on applique la méthode de CHADEISSON plutôt que celle de MONNET pour les raisons citées dans la troisième partie.

Dans un premier temps, seul le chantier ALMA-GARE est étudié. Cinq simulations numériques sont réalisées avec le logiciel RIDO 3.09a. Les différentes possibilités d'évaluation des coefficients de réaction sont testées et les résultats des calculs les utilisant sont confrontés aux mesures *in situ*.

La même opération est réitérée dans le second chapitre de cette partie en s'appuyant sur le chantier TOURCOING-CENTRE, dont l'instrumentation diffère de celle du chantier ALMA-GARE. De la même manière, les calculs sont comparés aux mesures en place.

Cette approche a pour but de déterminer si une (ou plusieurs) des méthodes actuellement disponibles de détermination des coefficients de réaction permet, dans ces cas précis, de prévoir le comportement global d'un ouvrage en paroi moulée dans les argiles raides saturées. Précisons que ce travail ne cherche pas à démontrer *a priori* la supériorité de l'une de ces approches.

1. APPLICATION DE LA METHODE AUX COEFFICIENTS DE REACTION AU CHANTIER ALMA-GARE

1.1 - INTRODUCTION

Les étapes de réalisation de la station ALMA-GARE sont simulées avec le logiciel RIDO 3.09a. La géométrie du problème est présentée sur la figure 4.1. Nous ne reproduirons numériquement que les étapes suivant la construction des panneaux de la paroi moulée : excavation, pompage, butonnage.

Les caractéristiques du sol sont définies dans le tableau 4.1. L'épaisseur de la paroi est de 1.22 m. Les butons sont espacés de 2.50 m. Les butons ne sont pas préchargés. Les niveaux des excavations et de pompages sont listés dans le tableau 4.2. La localisation et les propriétés des butons sont présentées dans le tableau 4.3.

	Niveau bas (m)	Poids volumique humide (kN/m ³)	$K_a \cdot \cos(\delta_a)$	K_0	$K_p \cdot \cos(\delta_p)$	Cohésion apparente C_u (kPa)	Angle de frottement apparent ϕ_u (°)
Formations quaternaires	5.50	18.80	0.477	0.53	2.010	12	20
Argile altérée	9.50	18.50	0.700	1.00	1.415	80	10
Argile des Flandres	30	19.00	0.754	1.00	1.320	100	8

Tableau 4.1 : Caractéristiques des couches de sol à ALMA-GARE

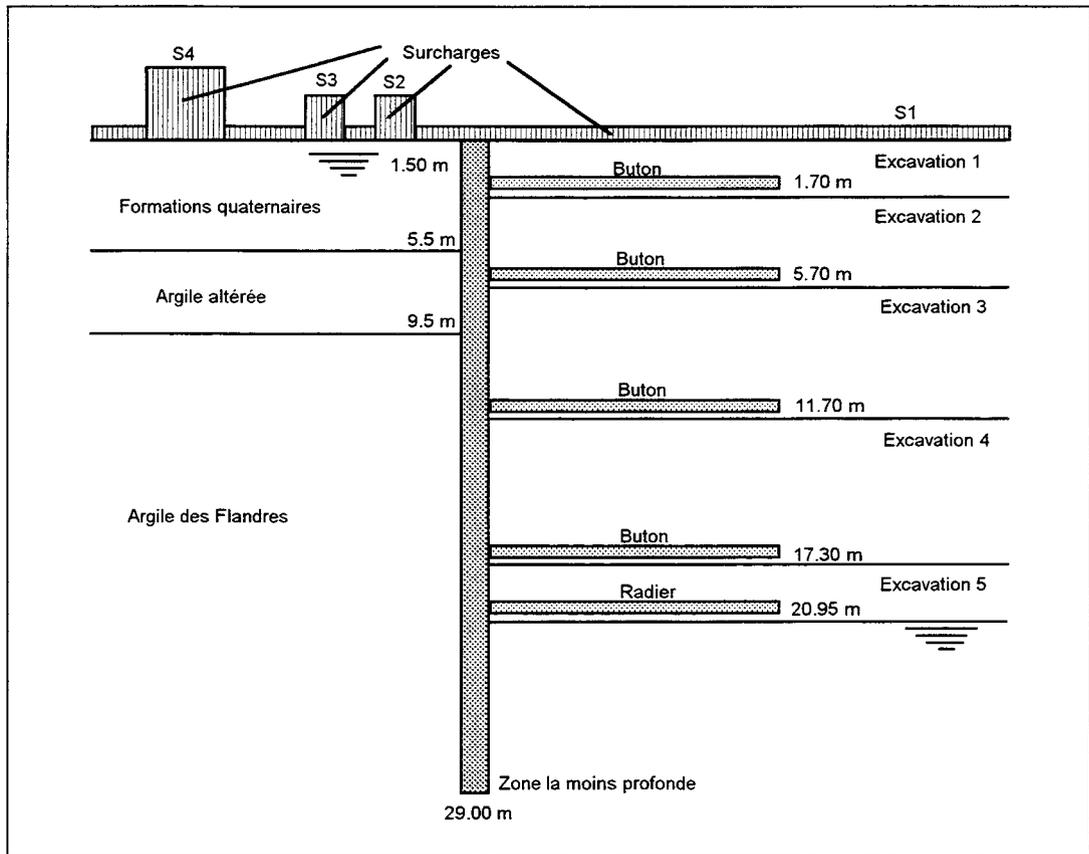


Figure 4.1 : Coupe de la station ALMA-GARE

Numéro et nom de l'étape	Profondeur d'excavation (m)	Profondeur de pompage (m)
Etape 1 - Exc 1	2.45	2.95
Etape 2 - Exc 2	6.45	6.95
Etape 3 - Exc 3	12.45	12.95
Etape 4 - Exc 4	18.05	18.55
Etape 5 - Exc 5	22.35	22.85

Tableau 4.2 : Niveau des excavations et des pompages à ALMA-GARE

Numéro du lit de butons	Profondeur (m)	Aire (m ²)	Moment d'inertie (m ⁴)	Valeur de la précharge (kN)
1 - But 1	1.70	5.78.10 ⁻³	4.01.10 ⁻⁴	0
2 - But 2	5.70	9.49.10 ⁻³	8.65.10 ⁻⁴	0
3 - But 3	11.70	1.07.10 ⁻²	1.54.10 ⁻³	0
4 - But 4	17.30	1.07.10 ⁻²	1.54.10 ⁻³	0
5 (Radier) - But 5	20.95	5.00.10 ⁻¹	1.04.10 ⁻²	0

Tableau 4.3 : Propriétés des lits de butons à ALMA-GARE

On se propose d'appliquer et de comparer, dans cette étude, les cinq méthodes retenues.

Dans tous les cas, nous utiliserons les paramètres δ_a et δ_p (inclinaison des poussées et butées limites) préconisés par BALAY (1984). Dans le cas d'un contact rugueux entre le sol et l'écran, il propose :

$$\delta_a = +\frac{2}{3}\phi' \text{ et } \delta_p = -\frac{1}{2}\phi'.$$

Par ailleurs, bien que les recommandations de BALAY indiquent que dans le cas d'un calcul "à court terme" (sol cohérent en situation non drainée), les paramètres K_a et K_p doivent être pris égaux à 1, nous utiliserons plutôt les caractéristiques non drainées pour les déterminer.

Dans le paragraphe suivant, on expose de manière explicite la façon dont ont été déterminés les paramètres nécessaires à l'étude, notamment les coefficients de réaction.

Les résultats de cette étude seront présentés au chapitre 1.3. Ils seront illustrés par des représentations graphiques incluant sur les mêmes figures, les résultats et les mesures, quand elles existent.

1.2 - DETERMINATION ET JUSTIFICATION DES COEFFICIENTS DE REACTION

1.2.1 - METHODE DE MENARD ET BOURDON

On rappelle la formule :

$$K_h = \left[\frac{1}{E_M} \cdot \left[\frac{\alpha a}{2} + 0.13 * (9a)^\alpha \right] \right]^{-1}$$

dans laquelle E_M est le module pressiométrique du sol, α le coefficient rhéologique du sol, et "a" la hauteur sur laquelle le sol est sollicité en butée par l'ouvrage, que MENARD évalue forfaitairement aux 2/3 de la fiche de l'écran.

Par ailleurs, on admet que : (hypothèses aussi retenues par BLIVET *et al* (1981))

- les coefficients de réaction déterminant le comportement de la paroi au cours des phases intermédiaires de travaux sont les mêmes que ceux mis en jeu en phase finale;
- les coefficients de réaction sont identiques de part et d'autre de la paroi à un même niveau;

Le tableau suivant regroupe les valeurs correspondantes des coefficients de réaction :

Niveau	α	$a = \frac{2}{3}D$	$\bar{E}_M (kN / m^2)$	$K_h (kN / m^3)$
de 0 à 5.50 m	1/2	4.43 m	3070	1600
de 5.50 m à 9.50 m	2/3	4.43 m	7000	2300
de 9.50 m à 29.00 m	2/3	4.43 m	20000	6700

Tableau 4.4 : Récapitulatif des paramètres pris en compte pour la détermination des K_h
Méthode de MENARD et BOURDON - ALMA-GARE

1.2.2 - ABAQUE DE CHADEISSON

La seule référence, que nous connaissons, concernant l'abaque de CHADEISSON, est celle de MONNET (1994). Cet auteur précise que la formulation de CHADEISSON est indépendante de la fiche, et uniquement reliée aux caractéristiques à la rupture (C' , ϕ') de la couche.

Nous serons donc amenés à respecter la règle fixée par CHADEISSON. Les coefficients de réaction seront déterminés à partir de C' et ϕ' , bien que nous supposons notre milieu en état "non drainé". Les paramètres apparents C_u et ϕ_u seront toutefois introduits dans le logiciel RIDO aux endroits prévus à cet effet.

Le tableau 4.5 contient les valeurs correspondantes des coefficients de réaction :

Niveau	C' (kN/m ²)	φ' (°)	K _h (kN / m ³)
de 0 à 5.50 m	6	28	26000
de 5.50 m à 9.50 m	10	21	16000
de 9.50 m à 29.00 m	26	22	23000

Tableau 4.5 : Récapitulatif des paramètres pris en compte pour la détermination des K_h
Méthode de CHADEISSON - ALMA-GARE

1.2.3 - RECOMMANDATIONS DE BALAY

Cette méthode complète celle de MENARD. Pourtant, nous admettrons des hypothèses en partie différentes de celles utilisées pour l'application de la méthode de MENARD :

- les coefficients de réaction déterminant le comportement de la paroi au cours des phases intermédiaires de travaux sont les coefficients maximaux calculés;
- les coefficients de réaction sont identiques de part et d'autre de la paroi à un même niveau.

Ces choix sont motivés par le fait qu'en phase finale, l'application de $a = H_L$, préconisée par BALAY, conduit à certaines valeurs de K_h inférieures à 2000 kN/m³; valeur très faible.

La figure 4.2 illustre la méthode de détermination du paramètre "a", pour les deux cas possibles.

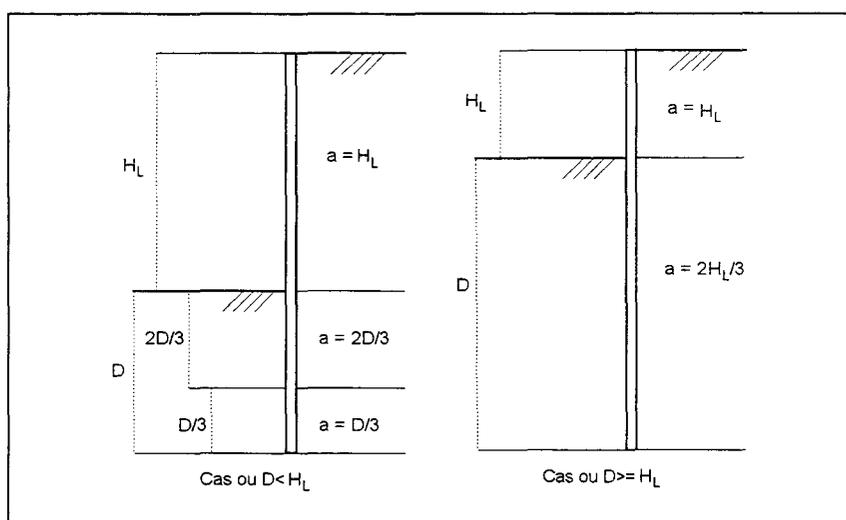


Figure 4.2 : Choix du paramètre dimensionnel "a"

Le tableau suivant regroupe les valeurs des coefficients de réaction correspondants à chaque phase d'excavation :

Niveau	α	K _h (kN/m ³) 1 ^{ère} excavation	K _h (kN/m ³) 2 ^{ème} excavation	K _h (kN/m ³) 3 ^{ème} excavation	K _h (kN/m ³) 4 ^{ème} excavation	K _h (kN/m ³) 5 ^{ème} excavation
de 0 à 2.45 m	1/2	2500	1400	1800	1900	1800
de 2.45 m à 5.50 m	1/2	17500	1400	1800	1900	1800
de 5.50 m à 6.45 m	2/3	12000	900	1200	1200	1400
de 6.45 m à 9.50 m	2/3	12000	6300	1200	1200	1400
de 9.50 m à 12.45 m	2/3	12000	6300	1200	1200	1400
de 12.45 m à 18.05 m	2/3	12000	6300	4000	1200	1400
de 18.05 m à 22.35 m	2/3	12000	6300	4000	4400	1400
de 22.35 m à 25.35 m	2/3	12000	6300	4000	4400	7900
de 25.35 m à 26.78 m	2/3	12000	6300	4000	7900	7900
de 26.78 m à 29.00 m	2/3	12000	6300	4000	7900	13600

Tableau 4.6 : Ensemble des valeurs de K_h (méthode de BALAY) pour les phases d'excavation - ALMA-GARE

Les valeurs les plus élevées de K_h sont rencontrées pour majorité des calculs, dès la première phase d'excavation.

1.2.4 - METHODE DE SCHMITT

La méthode de SCHMITT, complète elle aussi la méthode de MENARD, en proposant, comme nous l'avons vu précédemment des valeurs différentes du paramètre "a". On rappelle simplement ici la formule finale proposée par SCHMITT :

$$K = 2,1.(E_M/\alpha)^{4/3} / (EI)^{1/3}$$

Le tableau suivant regroupe les valeurs correspondantes des coefficients de réaction :

Niveau	α	a	$\bar{E}_M (kN / m^2)$	$K_h (kN / m^3)$
de 0 à 5.50 m	1/2	13.15 m	3070	1700
de 5.50 m à 9.50 m	2/3	11.02 m	7000	3450
de 9.50 m à 29.00 m	2/3	7.79 m	20000	13900

Tableau 4.7 : Récapitulatif des paramètres pris en compte pour la détermination des K_h
Méthode de SCHMITT - ALMA-GARE

1.2.5 - METHODE DE SIMON

Cette méthode est assez ardue à mettre en place puisqu'elle considère de nombreuses zones différentes pour lesquelles les coefficients de réaction évoluent en fonction des phases de travaux (comme la méthode de BALAY). Aussi, les hypothèses suivantes ont été retenues :

- les coefficients de réaction déterminant le comportement de la paroi au cours des phases intermédiaires de travaux sont les mêmes que ceux mis en jeu en phase finale;
- les coefficients de réaction sont identiques de part et d'autre de la paroi à un même niveau.

Le tableau suivant regroupe les différentes valeurs de K_h déterminées par la méthode de SIMON :

Niveau	α	$\bar{E}_M (kN / m^2)$	$K_h (kN / m^3)$
de 0 à 5.50 m	1/2	3070	1700
de 5.50 m à 9.50 m	2/3	7000	2600
de 9.50 m à 17.30 m	2/3	20000	7900
de 17.30 m à 22.35 m	2/3	20000	12000
de 22.35 m à 29.00 m	2/3	20000	6700

Tableau 4.8 : Récapitulatif des paramètres pris en compte pour la détermination des K_h
Méthode de SIMON - ALMA-GARE

1.2.6 - RECAPITULATIF DES DIFFERENTES APPROCHES

Le tableau 4.9 regroupe l'ensemble de valeurs de K_h qui ont été retenues en application des 5 méthodes de détermination les plus courantes. Pour un même problème, les valeurs proposées sont très éloignées les unes des autres, avec un rapport de 10 parfois. Il est donc évident, connaissant l'influence de ce paramètre sur la simulation, que les résultats refléteront la grande étendue de ce paramètre.

Niveau	Méthode de MENARD	Méthode de CHADEISSON	Méthode de BALAY	Méthode de SCHMITT	Méthode de SIMON
de 0 à 2.45 m	1600	26000	2500	1700	1700
de 2.45 m à 5.50 m	1600	26000	17500	1700	1700
de 5.50 m à 9.50 m	2300	16000	12000	3450	2600
de 9.50 m à 17.30 m	6700	23000	12000	13900	7900
de 17.30 m à 22.35 m	6700	23000	12000	13900	12000
de 22.35 m à 26.78 m	6700	23000	12000	13900	6700
de 26.78 m à 29.00 m	6700	23000	13600	13900	6700

Tableau 4.9 : Tableau récapitulatif des valeurs de K_h (en kN/m^3) en fonction des différentes méthodes d'évaluation - ALMA-GARE

La figure 4.3 propose une représentation graphique du tableau précédent. Elle permet de se faire une meilleure idée de la répartition des valeurs de K_h en fonction des différentes méthodes appliquées.

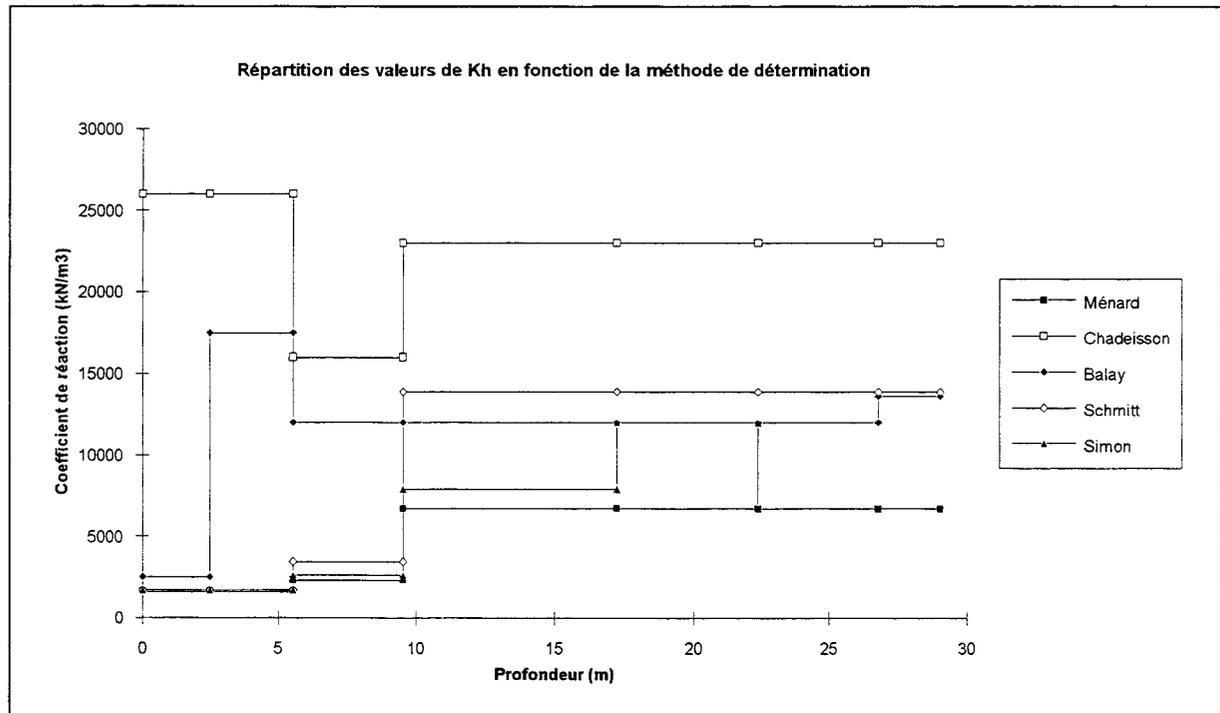


Figure 4.3 : Répartition des valeurs de K_h en fonction de la méthode de détermination - ALMA-GARE

1.2.7 - CONCLUSION SUR L'EVALUATION DU PARAMETRE K_h

Le choix de la méthode de détermination de K_h conditionne fortement sa valeur. Seule, l'analyse d'un grand nombre de simulations numériques, confrontées à des mesures de chantiers, devrait permettre d'extraire la méthode la plus adaptée.

Nous proposons simplement dans le chapitre 1.3 de cette partie, d'étudier un cas concret; celui du chantier ALMA-GARE.

1.3 - RESULTATS DES SIMULATIONS

1.3.1 - PRESSIONS A L'INTERFACE SOL-PAROI

Dans ce paragraphe, les pressions totales calculées avec le logiciel RIDO sont confrontées aux mesures de pressions réalisées sur le site. Les graphiques 4.4 à 4.7 représentent les valeurs de ces pressions aux profondeurs de 10, 15, 20 et 25 m. A été ajoutée aux pressions du sol issues du calcul RIDO, la poussée de l'eau selon un diagramme triangulaire fonction de la profondeur considérée.

Les résultats des calculs pour 10 m et 20 m sont globalement en assez bon accord avec les mesures. Dans le premier cas (à 10 m), les méthodes de CHADEISSON et de BALAY sont acceptables; dans le second (à 20 m), celles de SIMON et de BALAY seraient meilleures...

Les résultats des calculs pour 15 m et 25 m sont assez mauvais. Toutefois, les méthodes les plus proches dans ces deux cas sont celles de SIMON et de BALAY.

Il faut noter qu'il n'existe que peu d'écart entre les différentes méthodes pour les profondeurs de 15 m, 20 m, et 25 m.

1.3.2 - EFFORTS DANS LES LITS DE BUTONS

Les efforts dans les butons issus des calculs avec RIDO sont comparés aux mesures dont nous disposons sur les figures 4.8 à 4.10.

Pour les trois lits considérés, les valeurs initiales des efforts coïncident assez bien. Par contre, pour le lit n°2, les efforts calculés durant les différentes phases sont trop faibles; ils ne reflètent pas l'augmentation d'efforts observée à l'étape de butonnage 4 (But 4) notamment.

En ce qui concerne les lits 1 et 3, le comportement général des modèles est tout à fait acceptable même si les valeurs fournies par les calculs sont plus faibles.

1.3.3 - DEPLACEMENTS DE LA PAROI MOULEE

Nous ne disposons pas de mesure de déplacement de l'écran de soutènement sur ce chantier. Toutefois les différentes prédictions de déplacements issues des calculs sont représentées (figures 4.11 à 4.15).

Les déplacements de l'écran sont fortement liés aux valeurs des coefficients de réaction. Ainsi, les valeurs élevées des K_h , utilisées dans les approches CHADEISSON et BALAY génèrent les déplacements les plus faibles jusqu'à une quinzaine de mètres de profondeur; et à toutes les étapes. Il en est de même, avec la méthode de SCHMITT, pour le comportement de l'écran à partir de 15 m de profondeur (voir Tableau 4.9).



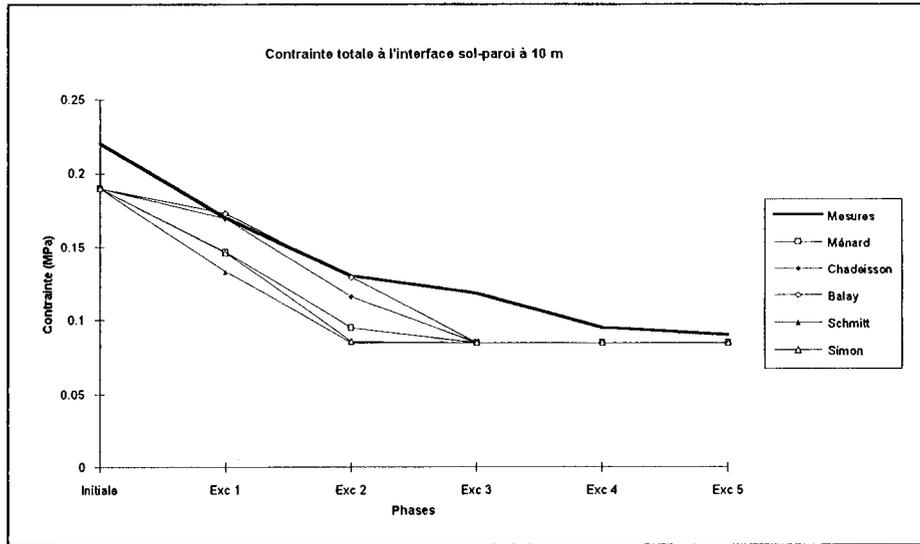


Figure 4.4 : Courbes de pression totale à l'interface sol-paroi à 10 m de profondeur - ALMA-GARE

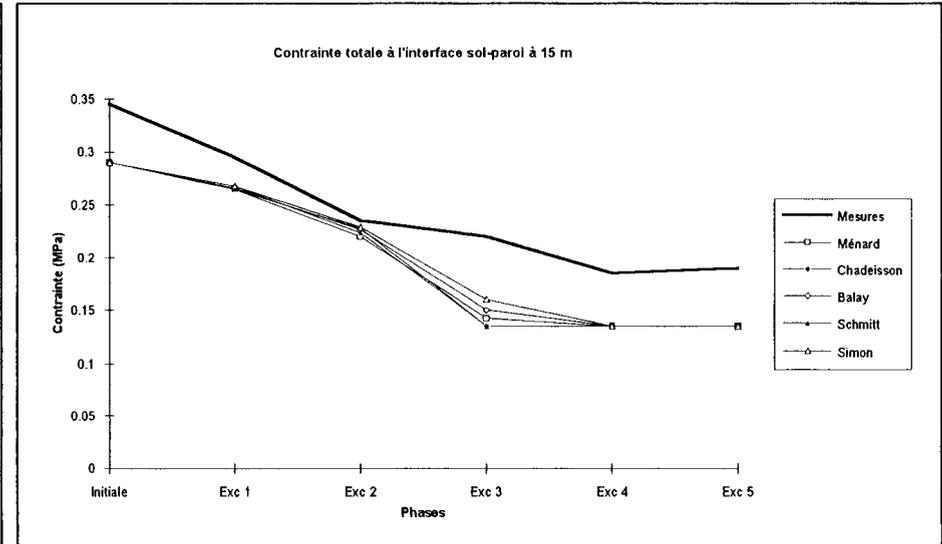


Figure 4.5 : Courbes de pression totale à l'interface sol-paroi à 15 m de profondeur - ALMA-GARE

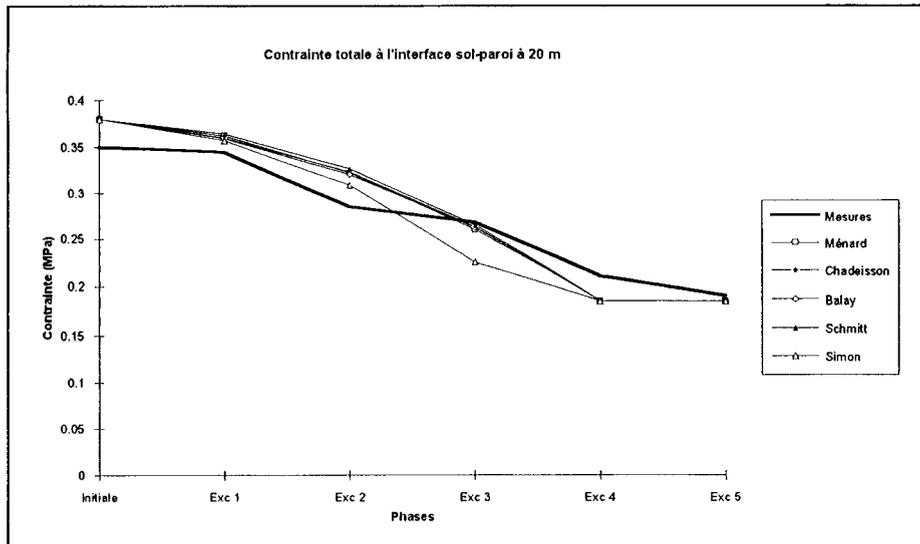


Figure 4.6 : Courbes de pression totale à l'interface sol-paroi à 20 m de profondeur - ALMA-GARE

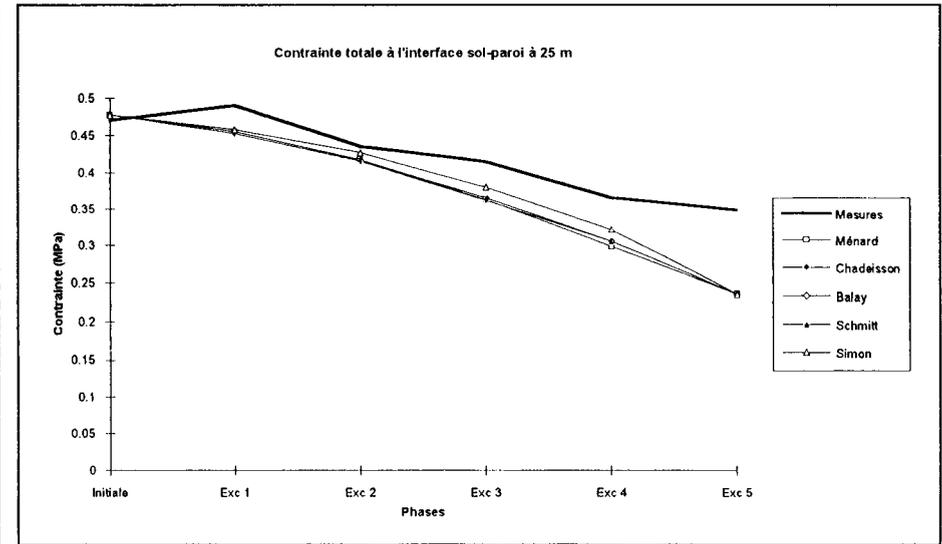


Figure 4.7 : Courbes de pression totale à l'interface sol-paroi à 25 m de profondeur - ALMA-GARE

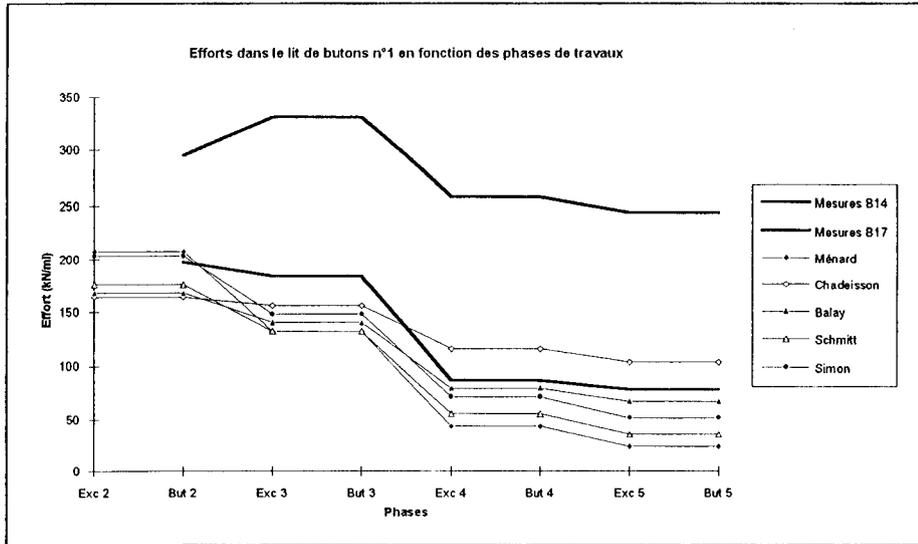


Figure 4.8 : Efforts dans le lit 1 des butons B14 et B17 - ALMA-GARE

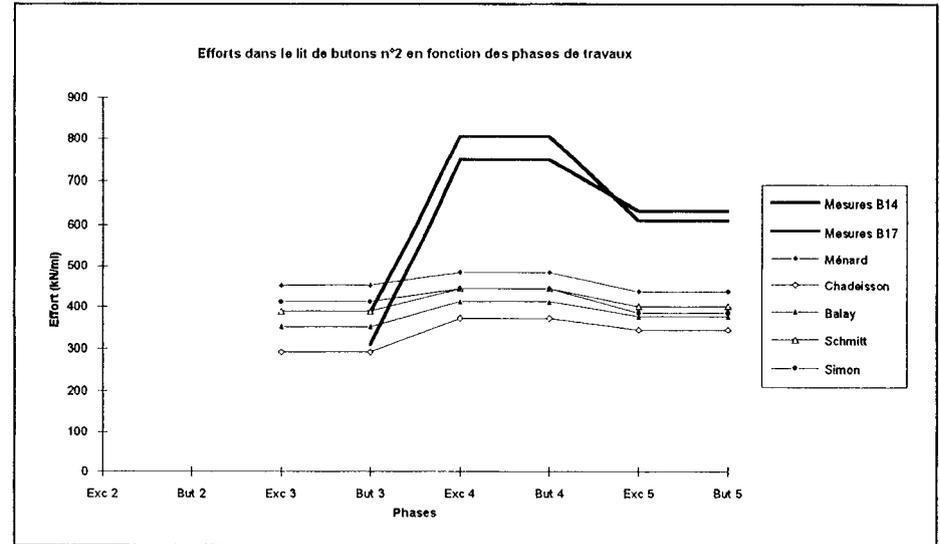


Figure 4.9 : Efforts dans le lit 2 des butons B14 et B17 - ALMA-GARE

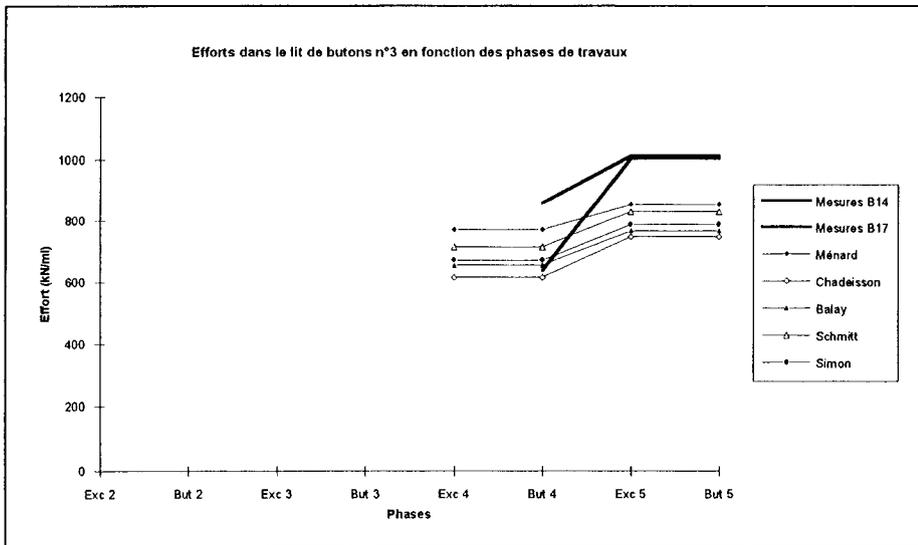


Figure 4.10 : Efforts dans le lit 3 des butons B14 et B17 - ALMA-GARE

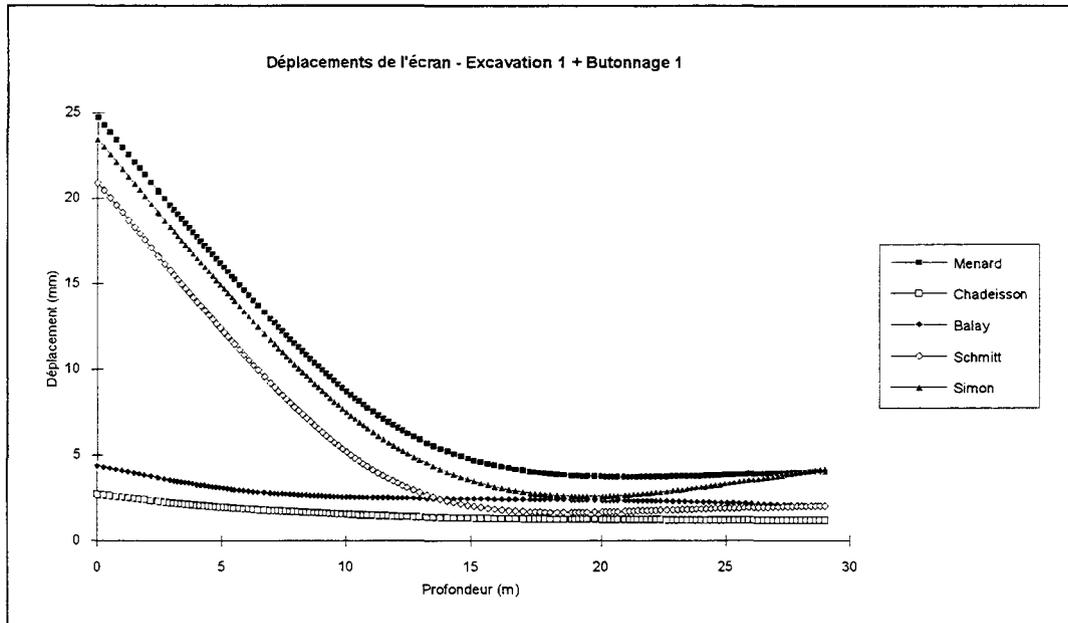


Figure 4.11 : Déplacements de l'écran - Excavation 1 + Butonnage 1 - ALMA-GARE

1.4 - CONCLUSION

Les simulations numériques aux coefficients de réaction du chantier ALMA-GARE permettent de tirer plusieurs conclusions. Aucune des méthodes disponibles de détermination des coefficients de réaction K_h n'est supérieure aux autres, dans ce cas précis.

L'évaluation des pressions à l'interface sol-paroi est assez mauvaise, quelles que soient les valeurs de K_h retenues. En fait, la méthode de résolution du problème (méthode aux coefficients de réaction) semble mal adaptée à la prédiction de ce facteur puisqu'elle ne tient absolument pas compte des variations de la pression interstitielle dans le sol liées aux mouvements de l'écran.

Il serait présomptueux d'avancer que l'une ou l'autre approche convient à la perfection en ce qui concerne l'évaluation des pressions totales à l'interface sol-paroi. Ce problème est sans doute lié à la méthode aux coefficients de réaction elle-même, qui ne prend pas en compte l'évaluation de la pression interstitielle en fonction des mouvements de l'écran, et encore moins en fonction du temps...

L'application d'une méthode plus fine, comme celle aux éléments finis ou aux différences finies, en mode totalement couplé permettrait peut être de mieux aborder ce point particulier.

En ce qui concerne les efforts dans les butons, on note une bonne prédiction à la phase initiale puis une sous-estimation de ce paramètre au moment des phases ultérieures. Ce point est très important puisqu'il implique la nécessité de prendre en compte un coefficient de sécurité adapté dans l'étude.

Par ailleurs, cette constatation incite à penser, bien que nous ne disposions d'aucune mesure, que les allures de la déformée et les déplacements de l'écran sont sous-estimés par le calcul.

Néanmoins, cette faiblesse des modèles ne doit pas être négligée. En effet, cela implique qu'il sera nécessaire d'affecter un coefficient de sécurité important pour pallier ce problème de sous-estimation des efforts dans les structures.

Il est donc également difficile de départager les différentes méthodes de détermination de K_h à partir des efforts dans les lits de butons.

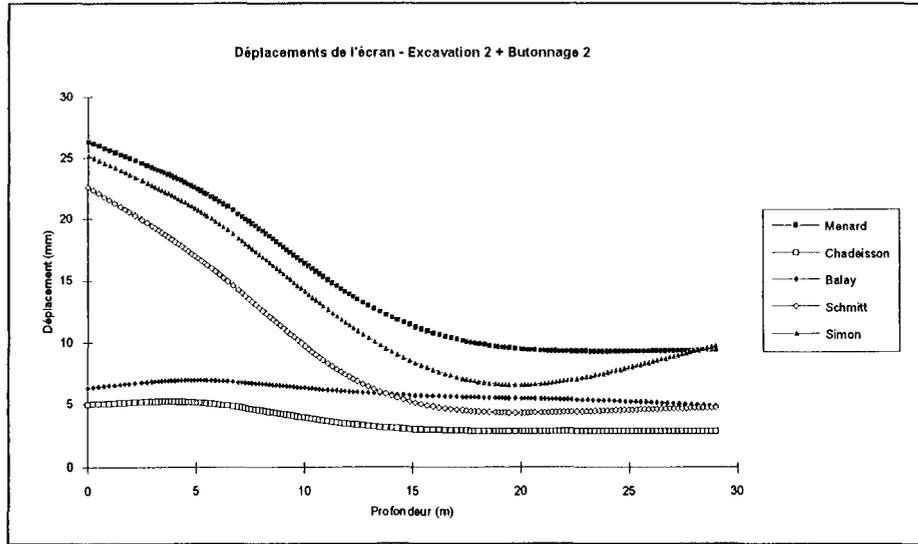


Figure 4.12 : Déplacements de l'écran - Excavation 2 + Butonnage 2 - ALMA-GARE

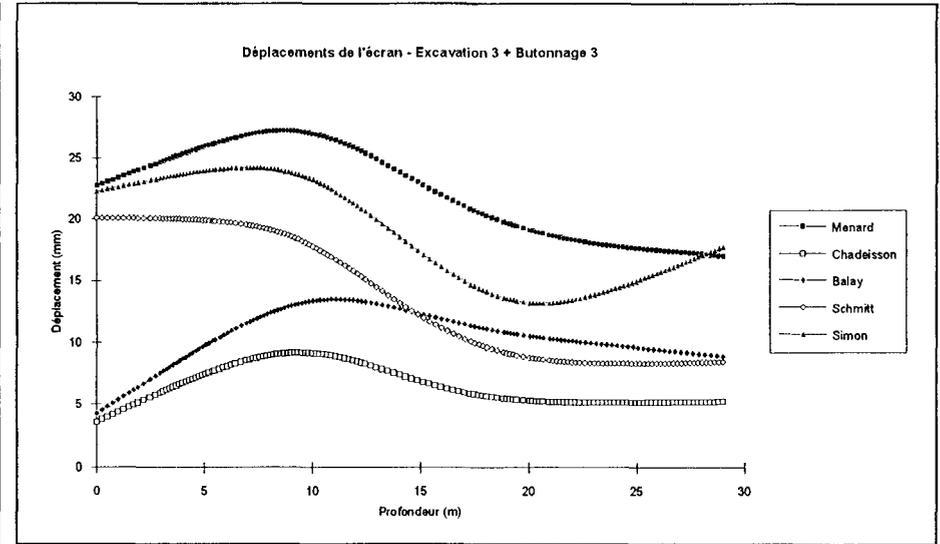


Figure 4.13 : Déplacements de l'écran - Excavation 3 + Butonnage 3 - ALMA-GARE

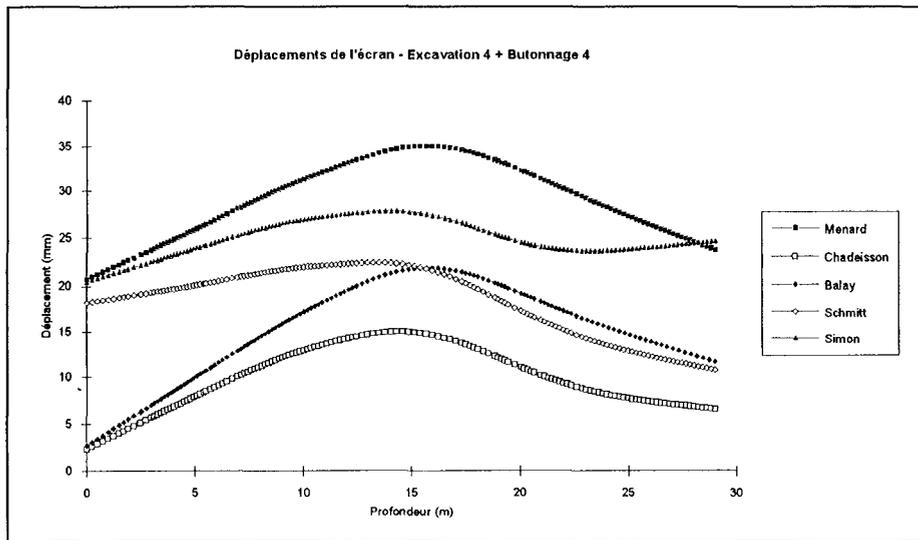


Figure 4.14 : Déplacements de l'écran - Excavation 4 + Butonnage 4 - ALMA-GARE

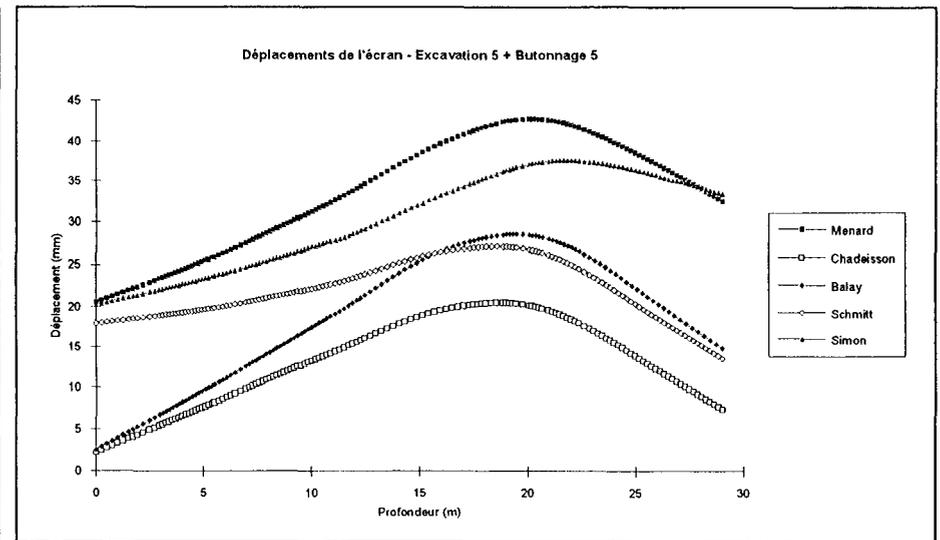


Figure 4.15 : Déplacements de l'écran - Excavation 5 + Butonnage 5 - ALMA-GARE

2. APPLICATION DE LA METHODE AUX COEFFICIENTS DE REACTION AU CHANTIER TOURCOING-CENTRE

2.1 - INTRODUCTION

Les étapes de réalisation de la station TOURCOING-CENTRE sont simulées avec le logiciel RIDO 3.09a. La géométrie du problème est présentée sur la figure 4.16. Nous ne reproduirons numériquement que les étapes ultérieures à la construction des panneaux de la paroi moulée : excavation, pompage, butonnage.

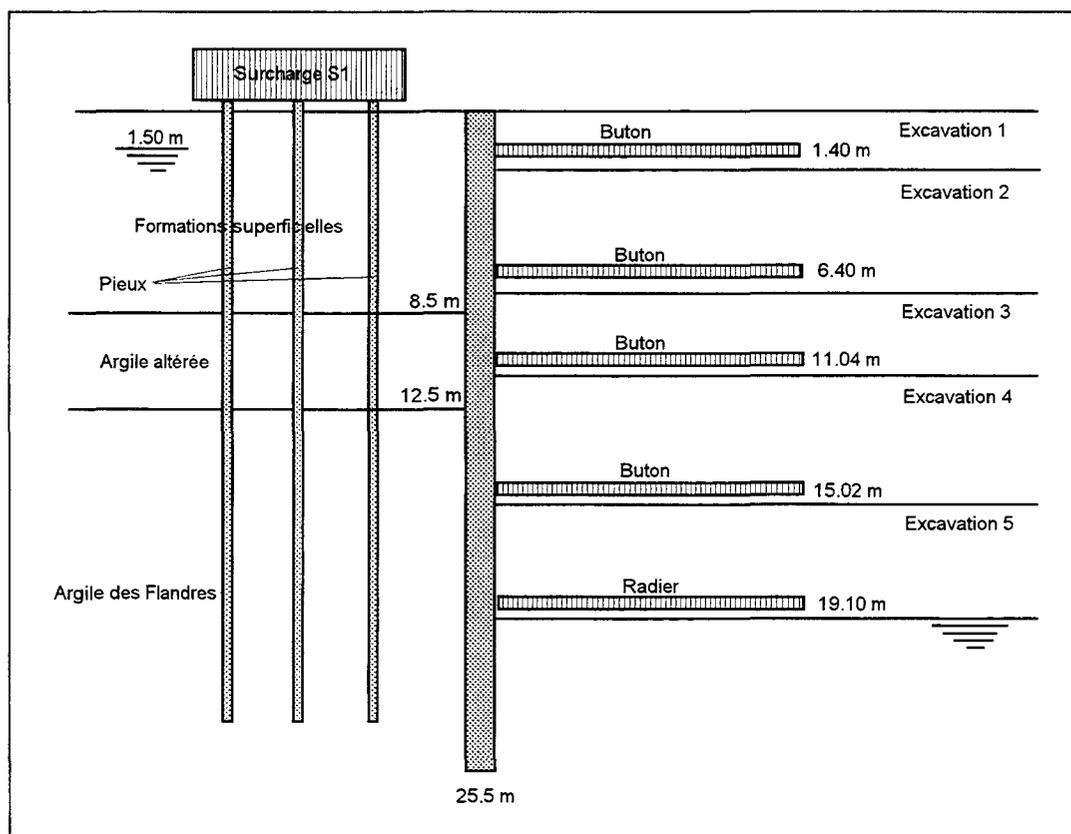


Figure 4.16 : Coupe de la station TOURCOING-CENTRE

Les caractéristiques des couches du sol sont définies dans le tableau 4.10. L'épaisseur de la paroi est de 0.82 m. Les butons sont espacés de 5 mètres. Les niveaux 2, 3 et 4 de butons sont préchargés. Les niveaux des excavations et des pompages sont listés dans le tableau 4.11. La localisation et les propriétés des butons sont présentées dans le tableau 4.12.

	Niveau bas (m)	Poids volumique humide (kN/m^3)	$K_a \cdot \cos(\delta_a)$	K_0	$K_p \cdot \cos(\delta_p)$	Cohésion apparente C_u (kPa)	Angle de frottement apparent ϕ_u (°)
Formations superficielles	8.5	19.20	0.286	0.47	3.13	80	32
Argile altérée	12.5	18.50	0.700	1.00	1.415	100	10
Argile des Flandres	30	18.90	0.754	1.00	1.320	120	8

Tableau 4.10 : Caractéristiques des couches de sol - TOURCOING-CENTRE

Numéro et nom de l'étape	Profondeur d'excavation et de pompage (m)
Etape 1 - Exc 1	2.10
Etape 2 - Exc 2	7.10
Etape 3 - Exc 3	11.74
Etape 4 - Exc 4	15.72
Etape 5 - Exc 5	19.15

Tableau 4.11 : Niveau des excavations et des pompages - TOURCOING-CENTRE

Numéro du lit de butons	Profondeur (m)	Aire (m ²)	Moment d'inertie (m ⁴)	Valeur de la précharge (kN)
1 - But 1	1.40	$8.25 \cdot 10^{-3}$	$5.70 \cdot 10^{-4}$	0
2 - But 2	6.40	$1.81 \cdot 10^{-2}$	$3.73 \cdot 10^{-4}$	850
3 - But 3	11.04	$1.81 \cdot 10^{-2}$	$3.73 \cdot 10^{-4}$	800
4 - But 4	15.02	$2.01 \cdot 10^{-2}$	$5.13 \cdot 10^{-3}$	600
5 (Radier) - But 5	19.10	$5.00 \cdot 10^{-1}$	$1.04 \cdot 10^{-2}$	0

Tableau 4.12 : Propriétés des lits de butons - TOURCOING-CENTRE

La procédure et les hypothèses de calcul sont identiques à celles du cas ALMA-GARE. Dans le paragraphe suivant, on expose de manière explicite la façon dont ont été déterminés les paramètres nécessaires à l'étude, notamment les coefficients de réaction.

Les résultats de cette étude seront présentés au chapitre 2.3. Ils seront illustrés par des représentations graphiques incluant sur les mêmes figures, tous les résultats et les mesures.

2.2 - DETERMINATION ET JUSTIFICATION DES COEFFICIENTS DE REACTION

Les formulations et les hypothèses retenues dans cette section sont identiques à celles utilisées dans le cas du chantier ALMA-GARE.

2.2.1 - METHODE DE MENARD ET BOURDON

Le tableau suivant regroupe les valeurs des coefficients de réaction :

Niveau	α	$a = \frac{2}{3}D$	$\bar{E}_M (kN / m^2)$	$K_h (kN / m^3)$
de 0 à 8.50 m	1/2	4.23 m	5200	2800
de 8.50 m à 12.50 m	2/3	4.23 m	8300	2800
de 12.50 m à 25.50 m	2/3	4.23 m	14500	5000

Tableau 4.13 : Récapitulatif des paramètres pris en compte pour la détermination des K_h
Méthode de MENARD et BOURDON - TOURCOING-CENTRE

2.2.2 - ABAQUE DE CHADEISSON

Le tableau 4.14 contient les valeurs des coefficients de réaction :

Niveau	$C' (kN/m^2)$	$\varphi' (^\circ)$	$K_h (kN / m^3)$
de 0 à 8.50 m	5	32	32000
de 8.50 m à 12.50 m	28	26	27500
de 12.50 m à 25.50 m	50	28	37000

Tableau 4.14 : Récapitulatif des paramètres pris en compte pour la détermination des K_h
Méthode de CHADEISSON - TOURCOING-CENTRE

2.2.3 - RECOMMANDATIONS DE BALAY

Le tableau suivant regroupe les valeurs des coefficients de réaction correspondants à chaque phase d'excavation :

Niveau	α	K_h (kN/m ³) 1 ^{ere} excavation	K_h (kN/m ³) 2 ^{eme} excavation	K_h (kN/m ³) 3 ^{eme} excavation	K_h (kN/m ³) 4 ^{eme} excavation	K_h (kN/m ³) 5 ^{eme} excavation
de 0 à 2.10 m	1/2	4500	1800	1400	1400	1400
de 2.10 m à 7.10 m	1/2	13000	1800	1400	1400	1400
de 7.10 m à 8.50 m	1/2	13000	6100	1400	1400	1400
de 8.50 m à 11.70 m	2/3	9200	4000	900	900	900
de 11.70 m à 12.50 m	2/3	9200	4000	2900	900	900
de 12.50 m à 15.70 m	2/3	9200	4000	2900	900	900
de 15.70 m à 19.15 m	2/3	9200	4000	2900	3500	900
de 19.15 m à 23.38 m	2/3	9200	4000	2900	3500	5000
de 23.38 m à 25.50 m	2/3	9200	4000	2900	6200	8800

Tableau 4.15 : Ensemble des valeurs de K_h (méthode de BALAY) pour les phases d'excavation
TOURCOING-CENTRE

Les valeurs les plus élevées de K_h sont rencontrées dès la première phase d'excavation. Aussi, compte tenu du fait que la plupart des projeteurs n'intègrent pas pour chaque phase de travaux une nouvelle valeur de K_h , nous retiendrons les valeurs de la première phase d'excavation.

Notons que les coefficients de réaction ont été adaptés (rigidification au droit des butons), conformément aux recommandations de BALAY, pour chaque phase de mise en précharge des butons. On remarque toutefois que cette opération a très peu d'influence par rapport à un calcul sans modification des K_h aux précharges.

2.2.4 - METHODE DE SCHMITT

Le tableau suivant regroupe les valeurs correspondantes des coefficients de réaction :

Niveau	α	a	\bar{E}_M (kN / m ²)	K_h (kN / m ³)
de 0 à 8.50 m	1/2	7.46 m	5200	5000
de 8.50 m à 12.50 m	2/3	7.03 m	8300	6400
de 12.50 m à 25.50 m	2/3	5.85 m	14500	13400

Tableau 4.16 : Récapitulatif des paramètres pris en compte pour la détermination des K_h
Méthode de SCHMITT - TOURCOING-CENTRE

2.2.5 - METHODE DE SIMON

Le tableau suivant regroupe les différents valeurs de K_h déterminées par la méthode de SIMON :

Niveau	α	\bar{E}_M (kN / m ²)	K_h (kN / m ³)
de 0 à 8.50 m	1/2	5200	2600
de 8.50 m à 12.50 m	2/3	8300	3800
de 12.50 m à 25.50 m	2/3	14500	7000

Tableau 4.17 : Récapitulatif des paramètres pris en compte pour la détermination des K_h
Méthode de SIMON - TOURCOING-CENTRE

2.2.6 - RECAPITULATIF DES DIFFERENTES APPROCHES

On regroupe dans le tableau 4.18 l'ensemble de valeurs de K_h qui ont été retenues en application des 5 méthodes de détermination les plus couramment utilisées. Pour un même problème, les valeurs proposées sont très éloignées les unes des autres, avec un rapport de 10 parfois. Il est donc évident, connaissant l'influence de ce paramètre sur la simulation, que les résultats refléteront la grande étendue de ce paramètre.

Niveau	Méthode de MENARD	Méthode de CHADEISSON	Méthode de BALAY	Méthode de SCHMITT	Méthode de SIMON
de 0 à 2.10 m	2800	32000	4500	5000	2600
de 2.10 m à 8.50 m	2800	32000	13000	5000	2600
de 8.50 m à 12.50 m	2800	27500	9200	6400	3800
de 12.50 m à 25.50 m	5000	37000	9200	13400	7000

Tableau 4.18 : Tableau récapitulatif des valeurs de K_h (en kN/m^3) en fonction des différentes méthodes d'évaluation - TOURCOING-CENTRE

La figure 4.17 propose une représentation graphique du tableau précédent. Elle permet de se faire une idée plus précise de la répartition des valeurs de K_h en fonction de la méthode appliquée.

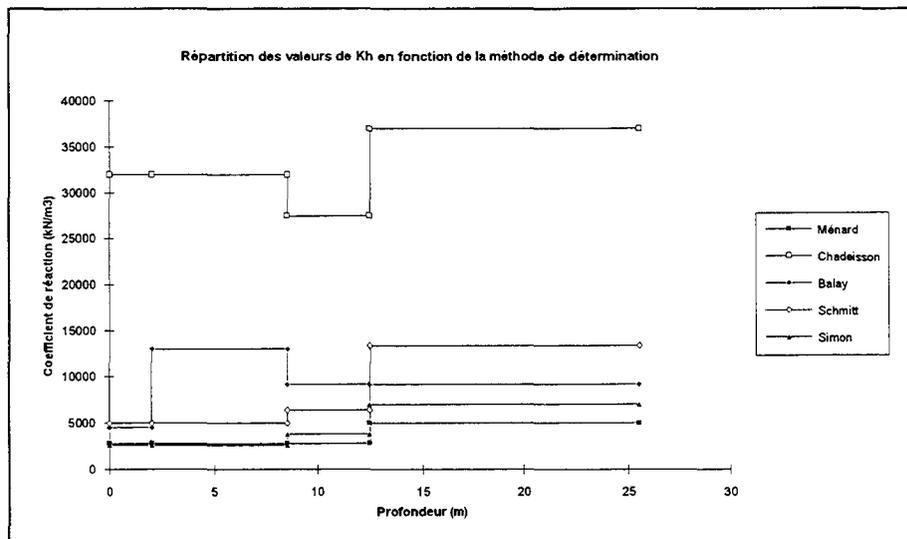


Figure 4.17 : Répartition des valeurs de K_h en fonction de la méthode de détermination TOURCOING-CENTRE

2.2.7 - CONCLUSION SUR L'EVALUATION DU PARAMETRE K_h

Le choix de la méthode de détermination de K_h conditionne fortement sa valeur. Seule, l'observation d'un grand nombre de simulations, confrontées à des mesures de chantiers, devrait permettre d'extraire la méthode la plus adaptée. Nous proposons simplement dans le chapitre 2.3, d'observer le cas du chantier TOURCOING-CENTRE.

2.3 - RESULTATS DES SIMULATIONS

2.3.1 - DEPLACEMENTS DE LA PAROI MOULEE

Compte tenu des informations dont nous disposons, les déplacements de l'écran calculés avec RIDO sont comparés aux mesures de la déformée des tubes inclinométriques TOC IN01 et TOC IN02. Les déplacements de l'écran sont, en principe, légèrement supérieurs (Voir 1^{ère} partie) à ceux des inclinomètres situés à un mètre du dos de l'écran. Pour pouvoir comparer correctement les différentes approches, un graphique illustre, pour chaque étape, les déplacements calculés par les 5 méthodes ainsi que les mesures effectuées sur site. (Voir l'annexe III et les figures 4.18 à 4.26)

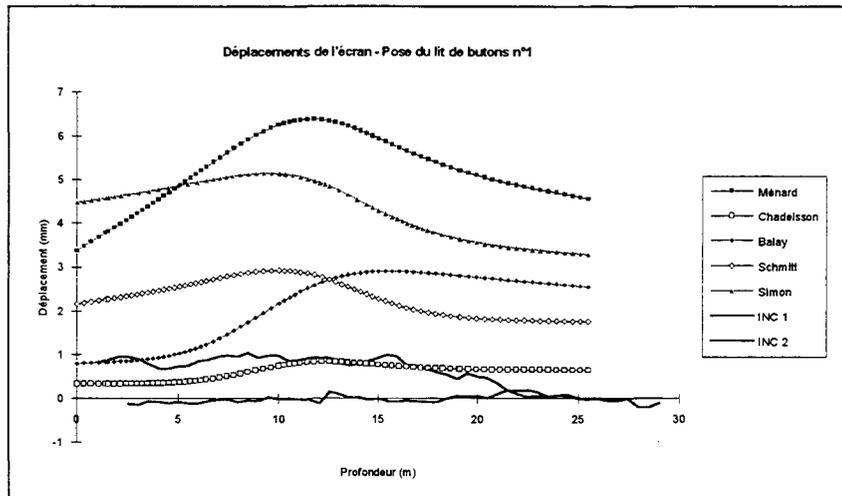


Figure 4.18 : Déplacements de l'écran après pose du lit de butons n°1 - TOURCOING-CENTRE

Toutes les étapes montrent très clairement que les méthodes basées sur l'approche MENARD (MENARD, BALAY, SCHMITT, SIMON) n'offrent pas des résultats proches des mesures inclinométriques.

Les méthodes de BALAY et de SCHMITT améliorent toutefois sensiblement la proposition initiale de MENARD. Rappelons néanmoins que des hypothèses très particulières ont été utilisées dans l'application de la méthode de BALAY. Nous avons en effet favorisé la méthode de BALAY en utilisant les coefficients de réaction maximaux (phase 1).

La méthode de SCHMITT surestime, en apparence, les déplacements de l'écran. Pourtant, elle entre dans la gamme des déplacements que nous avons estimés. En effet, il faut prendre en compte les faits suivants :

- la paroi se déplace certainement plus que les inclinomètres;
- les mesures inclinométriques sont entachées d'erreurs compte tenu de l'intervalle de tolérance des mesures;
- l'analyse de la cohérence entre les efforts dans les butons et les déplacements de l'écran a montré que les déplacements maximaux totaux peuvent atteindre 20 à 25 mm.

La méthode d'évaluation de K_h de CHADEISSON semble adaptée à cette étude particulière. En effet, cette approche permet de prédire assez bien les déplacements pour toutes les étapes de travaux. Le calcul dénonce toutefois un mouvement du pied de la paroi qui n'est pas observé à un mètre de celle-ci par les tubes inclinométriques. Les autres méthodes donnent des déplacements en pied de paroi encore plus importants. Par ailleurs, l'approche de CHADEISSON prévoit des déplacements légèrement plus faibles que les mesures.

A ce stade des observations, les méthodes de CHADEISSON et de SCHMITT peuvent être considérées comme acceptables et utilisables pour la prédiction des déformations de l'écran dans ce type de configuration.

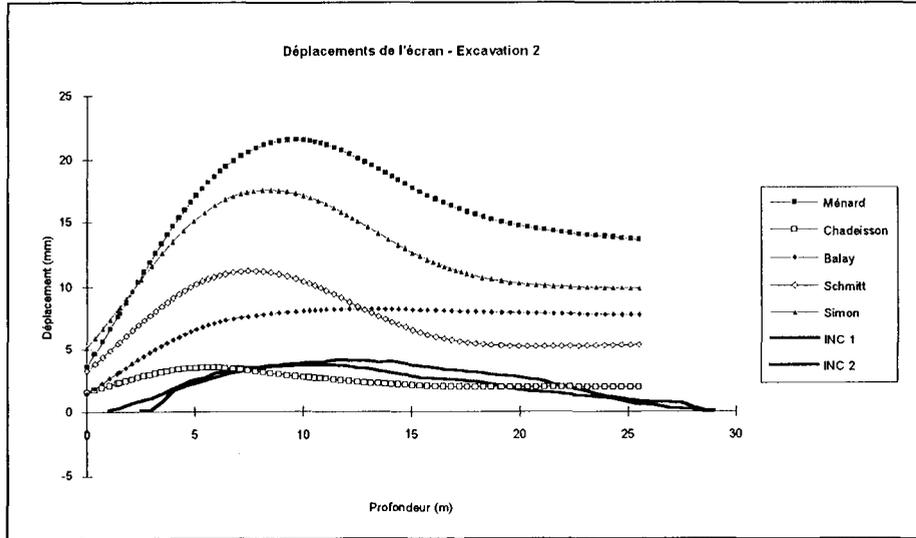


Figure 4.19 : Déplacements de l'écran après l'excavation n° 2 - TOURCOING-CENTRE

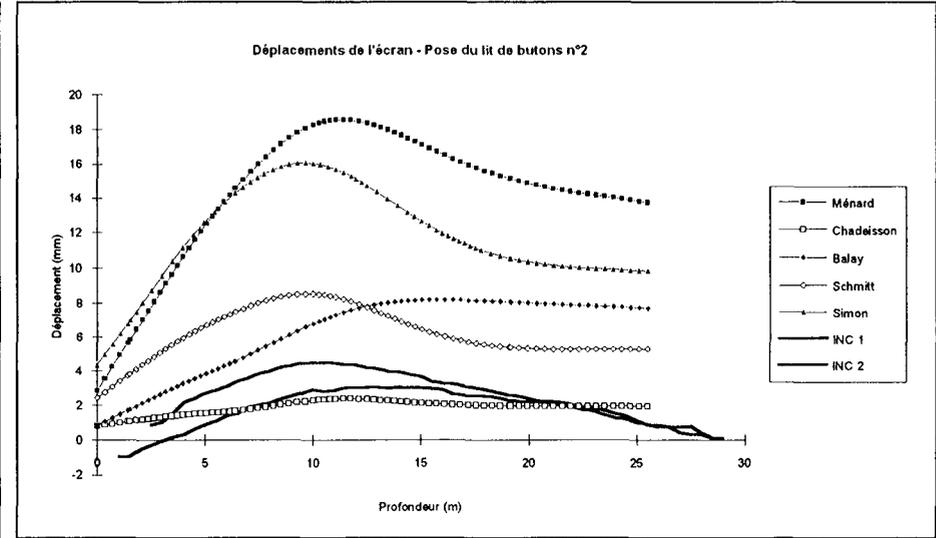


Figure 4.20 : Déplacements de l'écran après pose du lit de butons n°2 - TOURCOING-CENTRE

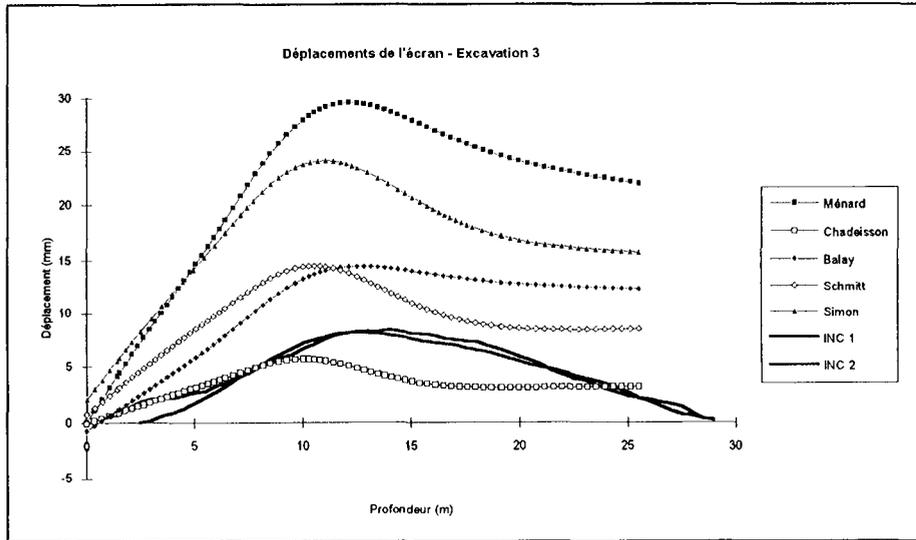


Figure 4.21 : Déplacements de l'écran après l'excavation n° 3 - TOURCOING-CENTRE

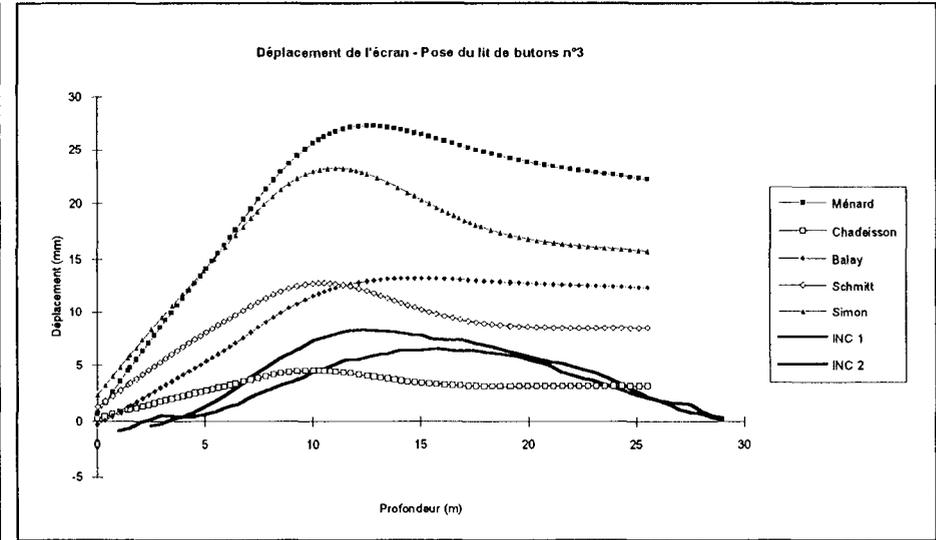


Figure 4.22 : Déplacements de l'écran après pose du lit de butons n°3 - TOURCOING-CENTRE

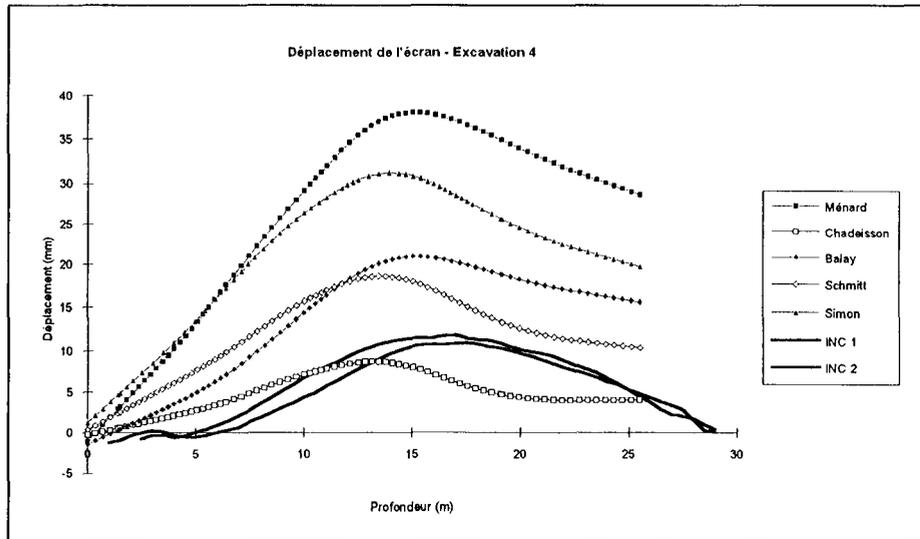


Figure 4.23 : Déplacements de l'écran après l'excavation n° 4 - TOURCOING-CENTRE

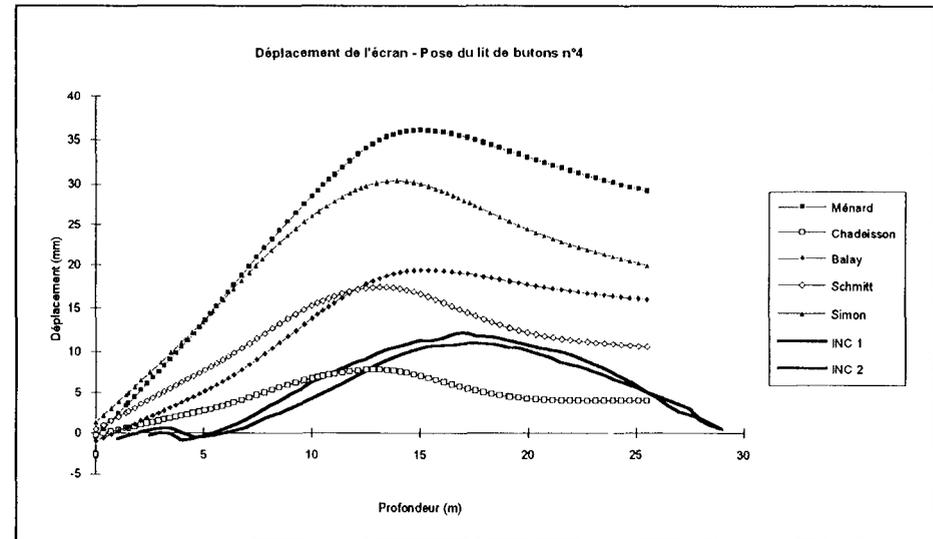


Figure 4.24 : Déplacements de l'écran après pose du lit de butons n°4 - TOURCOING-CENTRE

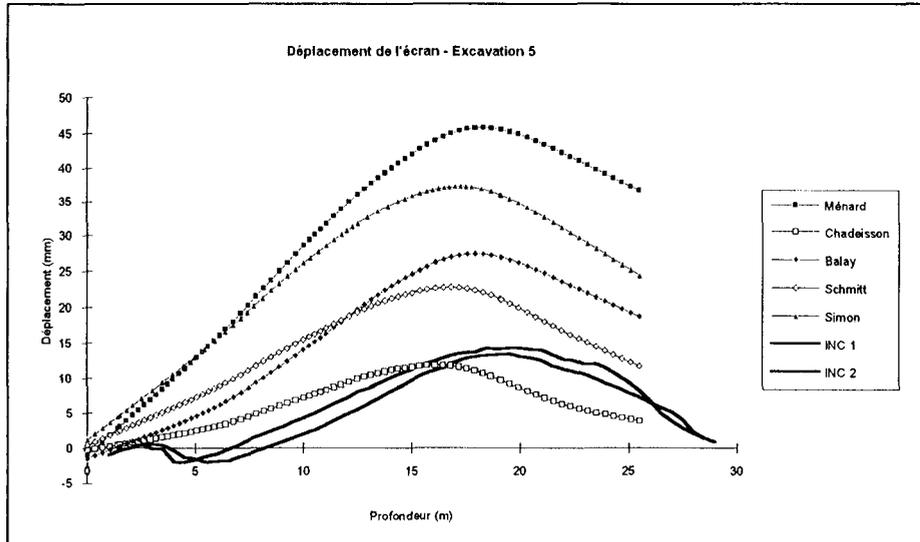


Figure 4.25 : Déplacements de l'écran après l'excavation n° 5 - TOURCOING-CENTRE

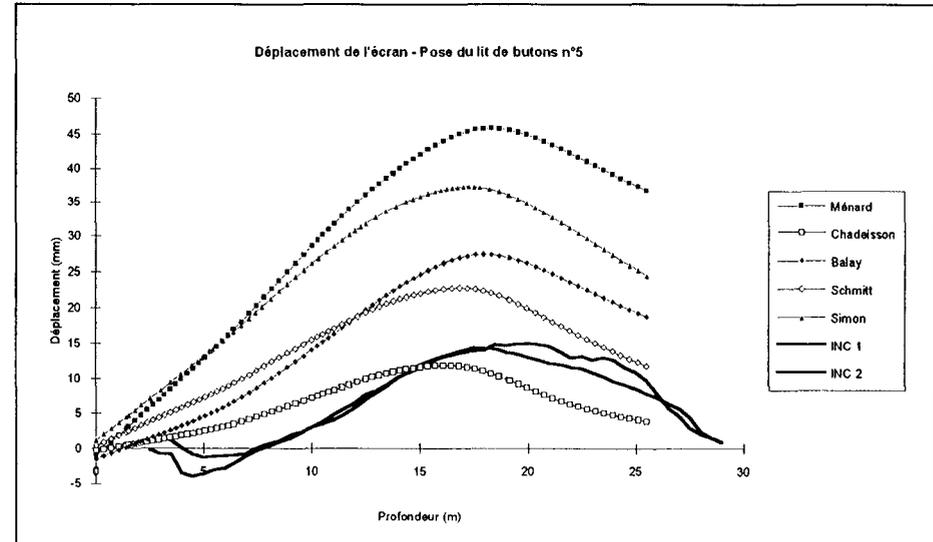


Figure 4.26 : Déplacements de l'écran après pose du lit de butons n°5 - TOURCOING-CENTRE

2.3.2 - EFFORTS DANS LES LITS DE BUTONS

Les simulations effectuées avec RIDO sont confrontées aux valeurs d'efforts issues des mesures de micro-déformations des butons. Compte tenu du fait que les efforts dans les butons sont liés à leur déformation propre et donc au déplacement de la paroi moulée, il y a fort à penser que les méthodes primées pour les déplacements le seront aussi pour les efforts. C'est ce que nous allons déterminer par l'observation des figures 4.27 à 4.30.

Le lit de butons n°1 n'a pas fait l'objet de mesure d'efforts. Aussi, la figure 4.27 ne comporte que les valeurs issues des simulations.

Toutes les méthodes de calcul fournissent des efforts supérieurs à ceux mesurés. Les rapports entre efforts calculés et mesurés sont en moyenne de 1.7 pour le lit 2, de 2.2 pour le lit 3 et de 2.75 pour le lit 4. L'erreur commise par les simulations est loin d'être négligeable.

La méthode "la moins mauvaise" est celle de CHADEISSON qui réduit les rapports à 1.5 pour le lit 2, 1.8 pour le lit 3 et 2.4 pour le lit 4.

Toutefois, les cinq méthodes proposées vont dans le sens de la sécurité puisqu'elle prévoient des efforts supérieurs à ceux réellement encaissés par les structures. Reste à savoir si ce cas particulier peut être généralisé...

2.4 - CONCLUSION

Les simulations numériques, intégrant la méthode aux coefficients de réaction, du chantier TOURCOING-CENTRE sont riches en informations.

Dans ce cas précis, les méthodes de CHADEISSON et de SCHMITT semblent prendre le pas sur toutes les autres au niveau de la prédiction des déplacements et déformations de l'écran.

Ces deux méthodes sont moins satisfaisantes en ce qui concerne les efforts dans les butons mais restent tout de même les plus proches des mesures en place.

Signalons que par opposition au chantier ALMA-GARE, les efforts dans les butons sont ici surestimés dans un rapport moyen (pour le meilleur des cas) de 2, dans le sens de la sécurité.

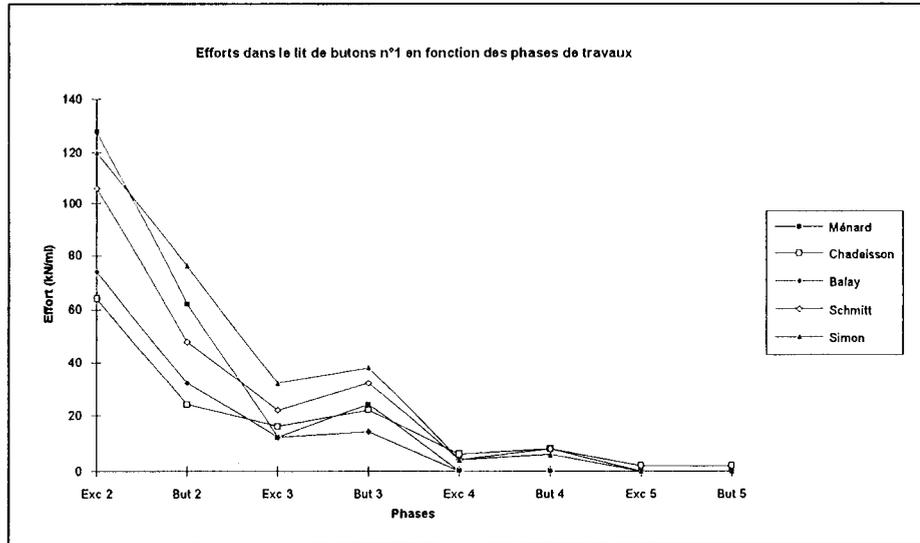


Figure 4.27 : Efforts dans le lit de butons n°1 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE

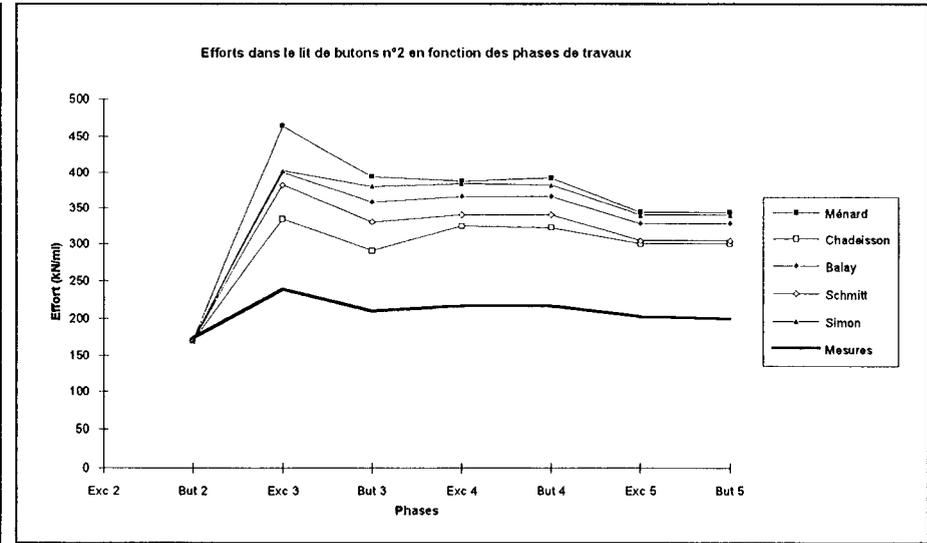


Figure 4.28 : Efforts dans le lit de butons n°2 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE

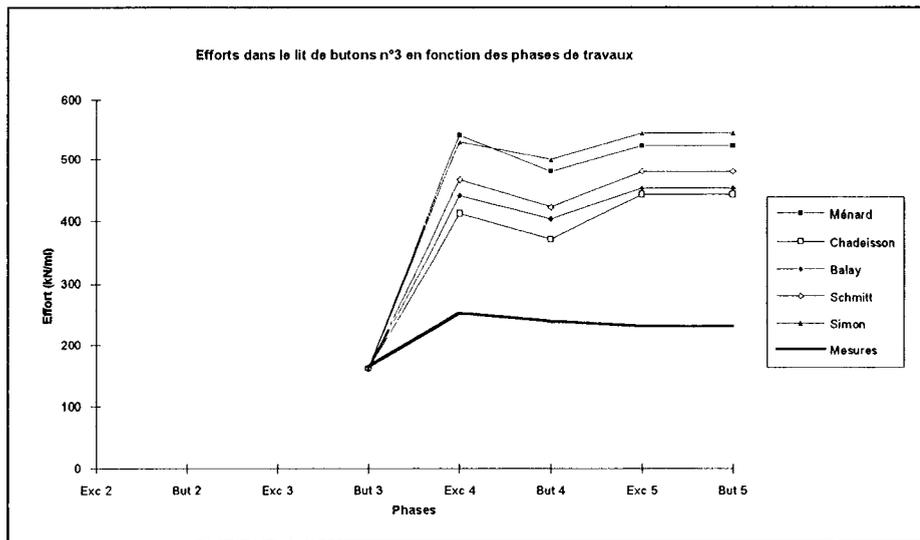


Figure 4.29 : Efforts dans le lit de butons n°3 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE

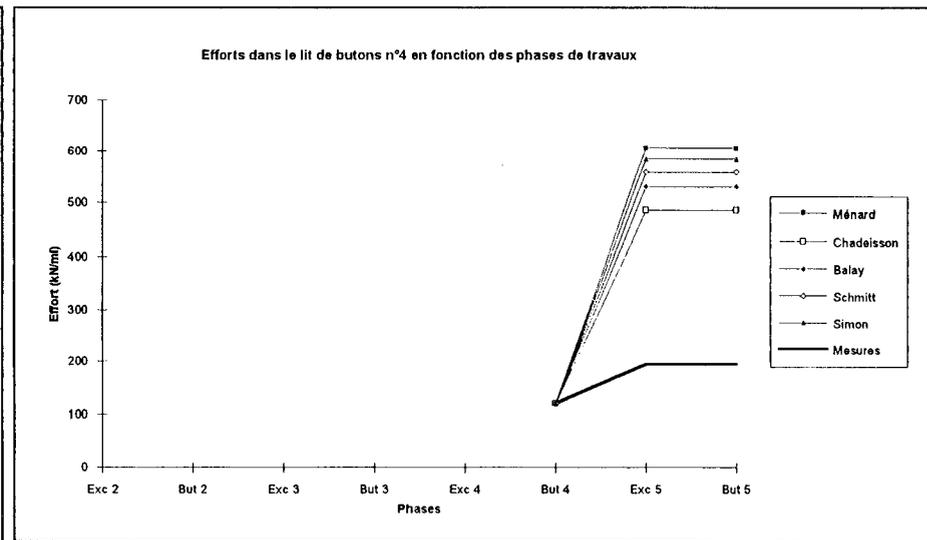


Figure 4.30 : Efforts dans le lit de butons n°4 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE

CONCLUSIONS SUR L'UTILISATION DE LA METHODE AUX COEFFICIENTS DE REACTION

Deux méthodes d'évaluation du coefficient de réaction aboutissent sur des résultats satisfaisants. Il s'agit des méthodes de SCHMITT et de CHADEISSON. Elles sont cependant en contradiction sur un point important : l'intégration de la rigidité du soutènement dans la formulation.

D'un coté, MONNET (1994), qui généralise l'abaque de CHADEISSON, utilise une approche basée sur l'équilibre plastique du sol et sur la résistance des matériaux. Il considère qu'une fiche plus rigide impose une rupture localisée du sol jusqu'à une profondeur supérieure. En faisant ces hypothèses, il aboutit sur une formulation du type $K_h = f(EI)$.

De l'autre, SCHMITT (1995) propose une approche expérimentale, en se basant sur de nombreuses années d'expériences. Sa formulation du coefficient de réaction est de la forme $K_h = g(1/EI)$.

Les simulations effectuées sur le chantier ALMA-GARE ne permettent pas de les départager. D'ailleurs, toutes les méthodes, quelles qu'elles soient, conduisent à une sous-estimation des efforts dans les butons et ne donnent pas d'information fiable sur les pressions à l'interface sol-paroi. On suppose évidemment, que le degré de confiance accordé aux mesures sur site est suffisant.

Le chantier TOURCOING-CENTRE est plus instructif. En effet, les méthodes de CHADEISSON et de SCHMITT prédisent les meilleurs résultats même si ceux-ci, en terme d'efforts dans les butons, sont surestimés. Les déformations prévues sont acceptables.

Compte tenu de nos observations, les méthodes de CHADEISSON et de SCHMITT peuvent être prometteuses dans un avenir proche. Néanmoins, ces deux approches n'apportent pas toutes les réponses attendues au problème de prédiction du comportement et au dimensionnement des écrans de soutènement dans les argiles raides. Une simulation numérique du *continuum* élastoplastique par discrétisation ("éléments finis" ou "différences finies") doit être abordée. Elle permettra sans doute de déterminer si la prise en compte d'un comportement du sol plus complet, mais plus complexe, se justifie et, dans quelle mesure.



CINQUIEME PARTIE

**EFFETS, SUR LE MILIEU,
DU CREUSEMENT D'UN PANNEAU DE PAROI MOULEE,
SOUS BOUE DE BENTONITE**

**+ MODELISATION NUMERIQUE TRIDIMENSIONNELLE
BIPHASIQUE TOTALEMENT COUPLEE
DU *CONTINUUM* ELASTOPLASTIQUE**

**+ APPLICATION DES THEORIES DE SCHNEEBELI ET DE
KOWALEWSKI A UN CALCUL BIDIMENSIONNEL
BIPHASIQUE TOTALEMENT COUPLE
DU *CONTINUUM* ELASTOPLASTIQUE**

COMPLEXITE :

Il n'y a pas de problèmes résolus et d'autres qui ne le sont pas, il n'y a que des problèmes plus ou moins résolus.

Henri POINCARÉ, mathématicien français, 1854-1912

INTRODUCTION

Le problème du dimensionnement des parois moulées a été abordé de différentes manières par les concepteurs. Pourtant, qu'ils utilisent la méthode basée sur l'équilibre limite, celle aux coefficients de réaction ou encore celle aux éléments finis, peu se sont intéressés à la phase initiale du creusement de la paroi. En effet, les calculs sont souvent menés en considérant que la paroi est déjà présente dans le sol alors que la réalisation de la tranchée seule modifie de façon non négligeable l'état de contrainte du massif de sol avoisinant la saignée.

Bien que le paragraphe 10.1.1 du CIRIA Report 104 (PADFIELD *et al.*, 1984) note que les mouvements de sols causés uniquement par l'installation de parois moulées dans les argiles raides sont généralement petits, certains auteurs s'interrogent sur les effets réels de la mise en place de ce type de structures.

Ainsi, POTTS et FOURIE (1984), POWRIE et LI (1991) et POWRIE et KANTARTZI (1992) considèrent-ils que les mouvements de terrain générés durant le creusement de la paroi pourraient être plus importants que ceux de toutes les phases suivantes, surtout si l'écran est ancré. Ils notent aussi que la contrainte effective horizontale pourrait être réduite de façon significative durant cette première étape.

Citons l'intervention de ISNARD (Véritas - 1994), secrétaire général du Comité Français de Mécanique des Sols, qui, durant la réunion sur le thème "Calculs des parois et rideaux au module de réaction" a abondé dans le sens de POWRIE et KANTARTZI.

GUN *et al.* (1992) ont observé eux aussi cette réduction des contraintes. Leurs simulations numériques ont mis en évidence deux phénomènes distincts selon que la paroi est maintenue ou libre. Dans le cas le plus rencontré actuellement (paroi maintenue), ces variations seraient durables dans le temps. De plus, il semblerait que le processus de réalisation de la paroi aurait des effets importants sur les moments dans les structures.

L'objectif de cette cinquième partie est d'étudier l'influence du creusement et de la mise en place d'un panneau en béton moulé dans le milieu naturel. Pour ce faire, deux simulations numériques biphasiques totalement couplées du *continuum* élastoplastique sont réalisées. Ces deux approches, tridimensionnelles et bidimensionnelles, seront confrontées à des mesures réalisées sur différents sites similaires.

Dans le premier chapitre, une simulation tridimensionnelle biphasique (Logiciel FLAC 3D V1.05) d'un panneau de l'une des parois moulées du chantier ALMA-GARE est réalisée. Le modèle de comportement du sol est celui de MOHR-COULOMB. Les paramètres ont été calés et validés à partir d'essais de laboratoire et de l'essai pressiométrique (comme mentionné dans la seconde partie de la thèse).

Dans le second chapitre, les théories de SCHNEEBELI et de KOWALEWSKI, initialement conçues pour évaluer la stabilité des tranchées sous boue de bentonite, sont employées pour déterminer l'état des contraintes dans le sol après réalisation d'un panneau de paroi moulée dans l'argile. Les déplacements, l'évolution des pressions interstitielles et des contraintes feront l'objet d'une attention toute particulière (Logiciel FLAC 2D version 3.3, BILLAUX et CUNDALL, 1993).

Enfin, une étude comparative, fondée sur des mesures en place, entre ces approches bidimensionnelles et l'étude tridimensionnelle permet de montrer leurs différences fondamentales et les "mécanismes" qui les régissent. Les limitations des méthodes de calcul 2D sont mises en évidence et permettent de définir les améliorations qui seront nécessaires pour s'affranchir du calcul 3D.

1. MODELISATION NUMERIQUE TRIDIMENSIONNELLE BIPHASIQUE, DU CREUSEMENT D'UNE TRANCHEE, SOUS BOUE DE BENTONITE

1.1 - INTRODUCTION

1.1.1 - INTERET DE CETTE RECHERCHE

Il semble maintenant admis par de nombreux auteurs, que le processus d'installation des parois moulées ou des pieux forés jointifs dans les argiles raides peut causer :

- des déplacements significatifs dans le milieu environnant;
- des réductions conséquentes de la contrainte horizontale.

De nombreux exemples illustrent ce propos. Ainsi, BURLAND et HANCOCK (1977) ont noté que 50% du mouvement total (horizontal et vertical) à New Palace Yard est apparu durant la réalisation de la paroi moulée et des pieux. TEDD *et al.* (1984) indiquent encore que 30% des mouvements de surface au Bell Common Tunnel ont été relevés durant l'installation de la paroi. Cette mise en place a aussi généré des réductions significatives de la contrainte horizontale, surtout près du mur.

Il paraît donc intéressant d'essayer de prévoir les effets de l'installation de ce type d'ouvrage dans l'argile.

1.1.2 - HISTORIQUE DE CE TRAVAIL DE RECHERCHE

Dans les années 80, RANDOLPH *et al.* (1979) ont étudié l'effet de l'installation de pieux dans les argiles raides. L'étude des pieux est souvent "extrapolée" au cas des parois moulées ou, tout au moins, elle donne de réelles indications puisqu'une série de pieux jointifs peut constituer un écran de soutènement.

A partir des années 90, l'hypothèse communément admise du "tout en place" (*wished-in-place*) pour les parois moulées est remise en cause. De nombreux chercheurs britanniques mettent en oeuvre des études numériques du *continuum* élastoplastique pour tenter de modéliser le processus de l'installation des parois dans les argiles.

Différentes méthodes sont utilisées. HIGGINS *et al.* (1989) modélisent l'installation de la paroi en imposant une pression hydrostatique représentant le béton sur les flancs de la tranchée. Leur analyse est du type déformation plane, bidimensionnelle. POWRIE et LI (1991) ont, pour leur part, réduit le coefficient horizontal de pression des terres dans le sol derrière l'écran.

Plus récemment, NG *et al.* (1995) ont abordé le problème de l'installation d'une série de panneaux en béton dans l'argile. Leur analyse numérique, très complète, est fondée sur deux analyses simplifiées de section plane. Voici leur conclusion :

"Les variations de contrainte sont générées principalement par deux mécanismes : le flambement⁽⁷⁾ horizontal et le transfert descendant des charges. Le flambement horizontal se traduit par une redistribution latérale des contraintes pendant la mise en place successive des panneaux, sans diminution significative des contraintes environnantes. Le transfert des charges entraîne au contraire une réduction importante des contraintes de cisaillement dans le plan vertical, en dessous du pied du mur. Il en résulte une augmentation importante des contraintes latérales au pied du mur."

⁷ Il s'agit de la traduction littérale proposée dans l'article; le terme "*courbure*" semble toutefois plus approprié.

1.2 - REALISATION D'UNE PAROI MOULEE

Les parois en béton, moulées dans le sol, sont réalisées par panneaux successifs de largeur variable. Dans la plupart des cas, l'opération s'effectue en trois étapes itératives :

- Creusement du premier panneau primaire d'une largeur de x mètres;
Bétonnage du panneau primaire avec mise en place d'un joint d'étanchéité;
- Creusement du second panneau primaire d'une largeur de x mètres;
Bétonnage du second panneau primaire avec mise en place d'un joint d'étanchéité;
- Creusement du panneau secondaire de largeur variable;
Bétonnage du panneau secondaire.

Dans le cas qui nous intéresse, nous observerons l'effet du creusement sous boue de bentonite d'un panneau de $x=3$ m de largeur. Il s'agit de l'un des panneaux les plus profonds représentés en annexe I.

1.3 - MISE EN OEUVRE DE LA MODELISATION NUMERIQUE TRIDIMENSIONNELLE BIPHASIQUE DU CONTINUUM ELASTOPLASTIQUE

1.3.1 - GEOMETRIE ET CONDITIONS AUX LIMITES

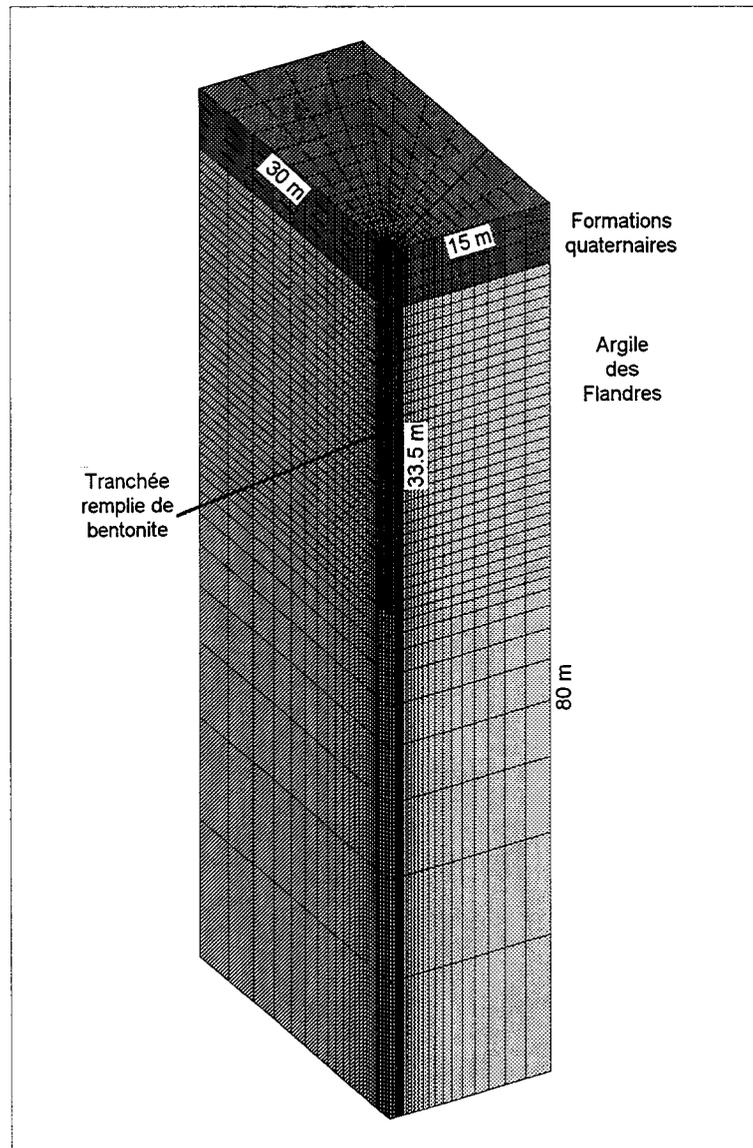


Figure 5.1 : Représentation du maillage tridimensionnel

Le problème étant symétrique par rapport à un axe vertical passant par le point O de la figure 5.2, seul le quart de la géométrie totale est modélisé. Les dimensions totales de la tranchée sont les suivantes : 1.22 m x 3.00 m x 33.50 m. La figure 5.1 représente une vue d'ensemble du maillage qui comprend au total 11911 noeuds et 10248 éléments à 8 noeuds. L'étendue du domaine est de 15.00 m x 30.00 m x 80.00 m.

La figure 5.2 reprend la partie supérieure du maillage. Elle permet d'en observer la finesse, ainsi que la répartition des noeuds et des zones.

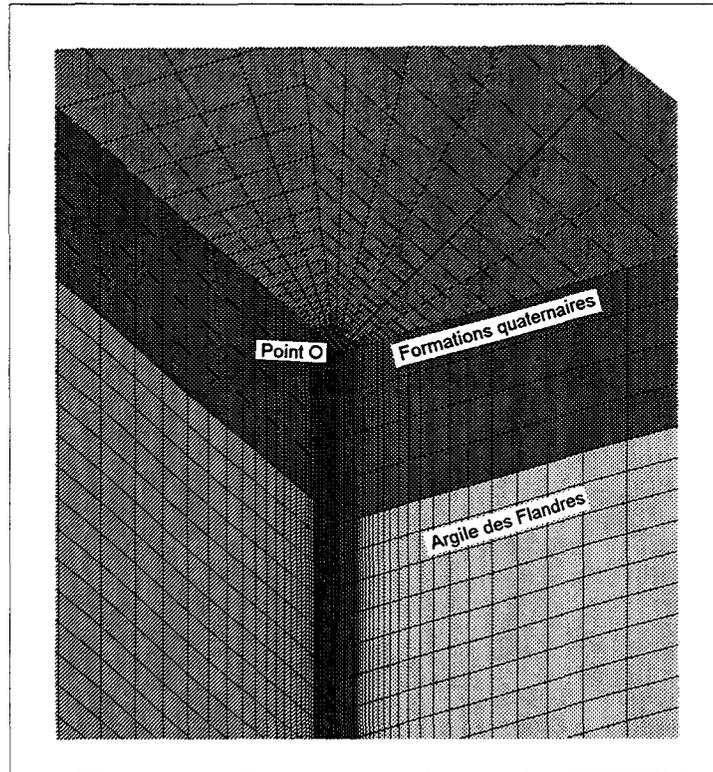
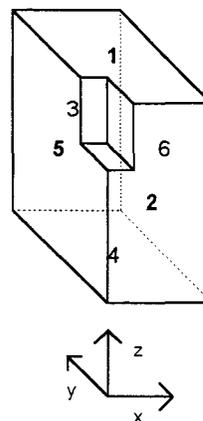


Figure 5.2 : Partie supérieure du maillage tridimensionnel

Les conditions aux limites mécaniques du massif simulé sont les suivantes (Voir figure 5.3) :

- Déplacements suivant z imposés nuls sur la face 4;
- Déplacements suivant x imposés nuls sur les faces 5 et 6;
- Déplacements suivant y imposés nuls sur les faces 2 et 3.



1, 2 et 5 sont situés sur les faces de devant
3, 4 et 6 sur les faces de derrière

Figure 5.3 : Identification des différentes faces du massif simulé

Les conditions hydrauliques imposées sont :

- Flux nul partout, y compris sur les faces de la tranchée soumises à l'effet de la bentonite.

Par ailleurs, la pression interstitielle est initialisée puis, fixée dans les formations quaternaires.

1.3.2 - CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU MILIEU

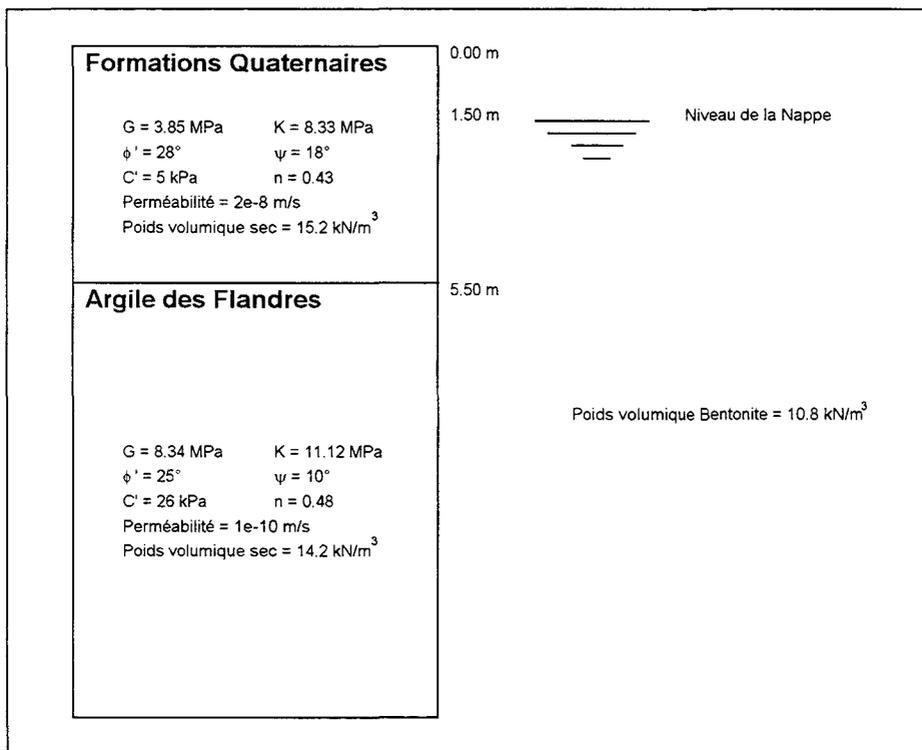


Figure 5.4 : Caractéristiques géotechniques du projet

1.3.3 - DESCRIPTION DES PHASES DE TRAVAUX D'EXCAVATION

La tranchée est creusée sous boue de bentonite. La durée de l'excavation correspond à un poste de travail, à savoir 8 heures (procédure utilisée sur le chantier - communication SOLETANCHE).

L'excavation est réalisée en 8 étapes identiques. Chaque étape est définie de la façon suivante :

- creusement progressif d'un huitième de la hauteur de la tranchée (soit environ 4 mètres);
- remplacement progressif des éléments excavés par de la boue de bentonite;
- écoulement de l'eau autorisé dans le milieu pendant une heure.

La présence de boue dans la tranchée est reproduite par l'introduction d'une pression hydrostatique normale au flanc de la tranchée; la densité de la bentonite étant de 10.8 kN/m^3 .

Le creusement de chaque portion de tranchée est considéré instantané vis à vis de l'écoulement de l'eau dans le milieu. Entre chaque nouveau creusement, l'écoulement est autorisé sur une période d'une heure.

Dans le dernier chapitre de cette partie, l'évolution dans le temps de la réponse du modèle après remplissage de la tranchée par du béton sera étudiée.

1.3.4 - POINTS D'OBSERVATION DE LA REPOSE DU MODELE

Le but de ce travail est de permettre l'observation des événements engendrés par l'excavation. Pour ce faire, des points d'observations ont été disposés à des endroits particuliers du maillage. Ils permettent ainsi de visualiser (voir figure 5.5) :

- l'évolution de la contrainte totale aux profondeurs de 10, 15, 20 et 25 m;
- l'évolution de la pression interstitielle aux mêmes profondeurs.

De manière plus générale, les contours de la pression interstitielle et de la pression totale dans certaines zones intéressantes seront représentés. Il en est de même pour :

- les déplacements latéraux à proximité de la tranchée;
- les mouvements de surface horizontaux et verticaux du milieu avoisinant la tranchée.

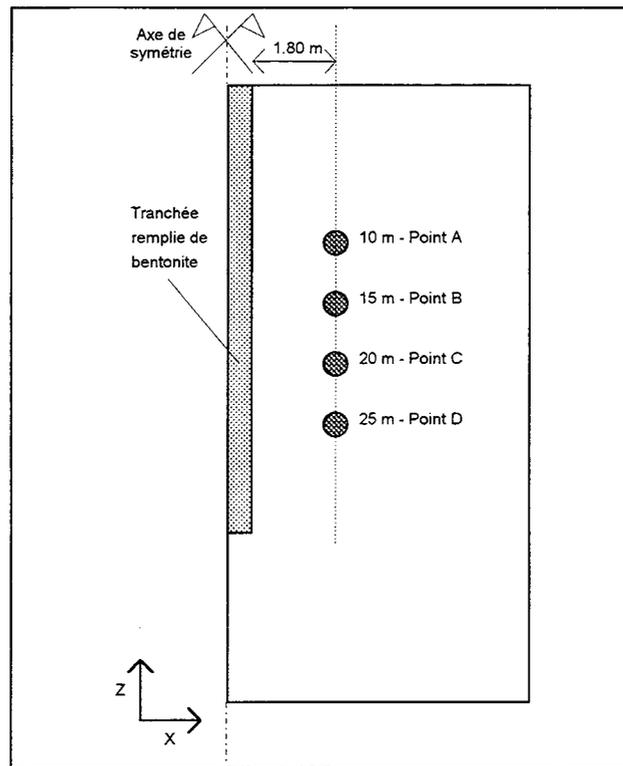


Figure 5.5 : Position des points d'observation de la réponse du modèle

1.4 - RESULTATS DE LA SIMULATION TRIDIMENSIONNELLE

1.4.1 - INTRODUCTION

Les résultats de la simulation numérique sont présentés de la façon suivante : le massif est d'abord observé dans son ensemble grâce à des coupes dans les plans (xOz) et (yOz). Les graphiques illustrent l'état du milieu à la fin de l'excavation, après 8 heures de travaux.

Ensuite, l'évolution de la pression interstitielle et de la contrainte totale aux points spécifiés dans le chapitre précédent, sont étudiés.

Au chapitre 1.5, notre intérêt portera sur l'évolution dans le temps de la réponse du modèle, après coulage du béton dans la tranchée.

1.4.2 - LES DEPLACEMENTS A PROXIMITE DES FLANCS DE LA TRANCHEE

Les huit étapes du creusement induisent des déplacements du type de ceux représentés sur les figures 5.7 et 5.8. A chaque étape, les mouvements sont toujours plus importants dans le plan vertical (xOz) que dans le plan vertical (yOz). Les maxima atteignent près du fond de fouille 2.4 cm pour le plan (xOz) et 1.8 cm dans le plan (yOz). La forme générale de la tranchée, dans tous plans parallèles à (xOy), à la fin de l'excavation correspond à celle de la figure 5.6.

Les déplacements dans les formations quaternaires diffèrent de ceux de la couche d'Argile des Flandres. Ils restent faibles par rapport à l'ensemble.

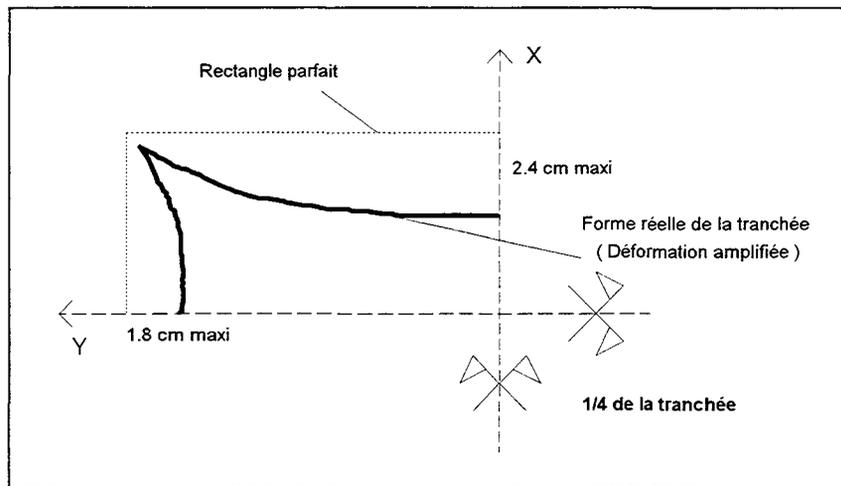


Figure 5.6 : Représentation de la forme de la tranchée après creusement

Remarquons que dans la réalité, le creusement est assuré par un outil qui passe de multiples fois dans la tranchée. Aussi, il n'y a pas de "réduction" visible de la section de la tranchée dans les plans parallèles à (xOy). Cette action, qui n'est sans doute pas neutre vis à vis du comportement du milieu, n'est pas prise en considération dans ce travail.

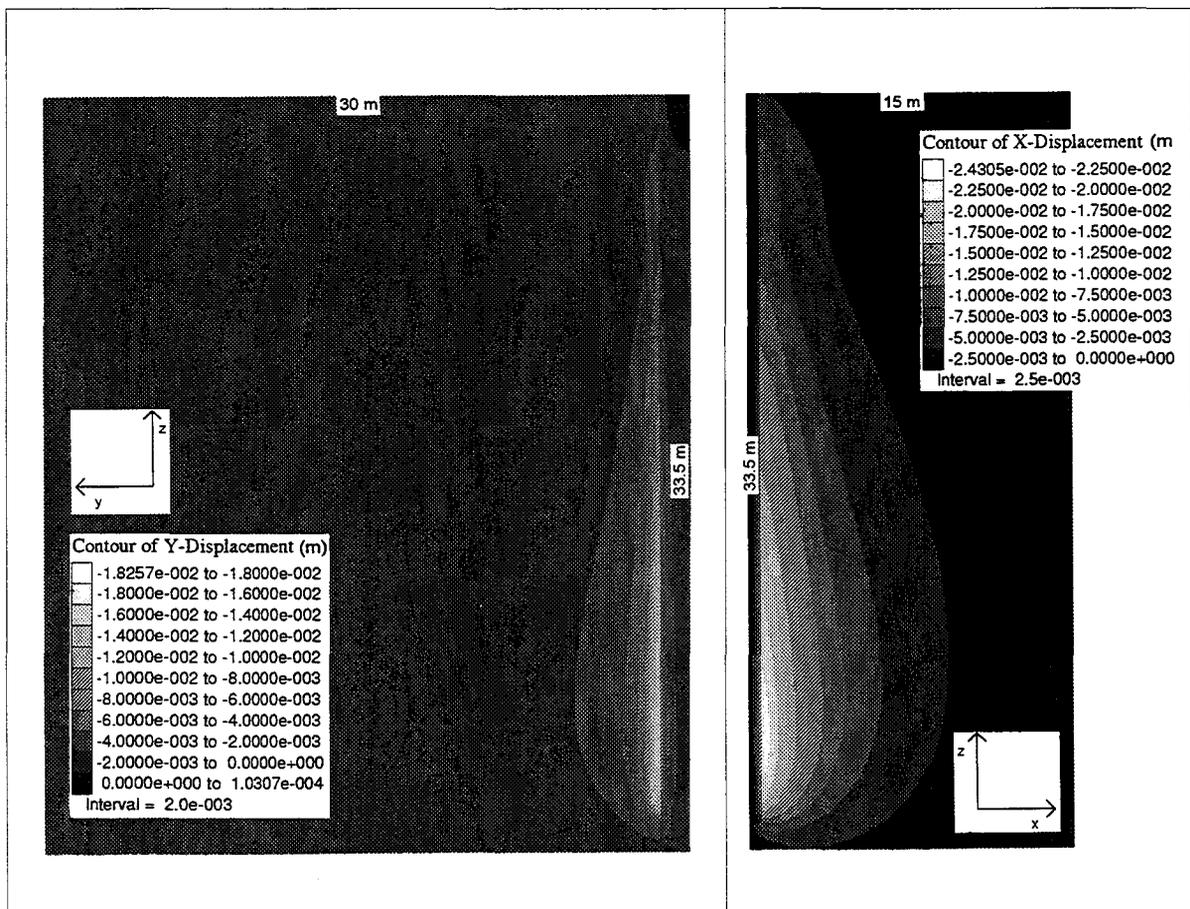


Figure 5.7 : Représentation des déplacements horizontaux dans le plan (yOz)

Figure 5.8 : Représentation des déplacements horizontaux dans le plan (xOz)

1.4.3 - LES DEPLACEMENTS DE SURFACE APRES CREUSEMENT

La figure 5.9 indique la direction et le sens des déplacements. Les figures 5.10 a) et b) représentent les déplacements de surface horizontaux à proximité de la tranchée.

Les déplacements horizontaux

En surface, comme sur toute la hauteur de ses flancs, la tranchée tend à se refermer dans les deux plans (xOz) et (yOz). Les rapports déplacement de surface (δ), sur la hauteur de la tranchée (H); sont très faibles puisqu'ils n'atteignent que 8.10^{-5} (2.7 mm) dans le premier plan et $2.1.10^{-5}$ (0.7 mm) dans le second. Une comparaison avec des chantiers du même type sera faite dans le dernier chapitre de cette partie.

Les mouvements de terrain sont différents entre les deux plans. Ainsi, dans le plan (xOz), le mouvement s'amplifie régulièrement à l'approche de la tranchée. Au contraire, dans le plan (yOz), le déplacement apparaît assez brutalement aux abords de la tranchée. Cette différence de comportement s'applique aussi aux pressions interstitielles.

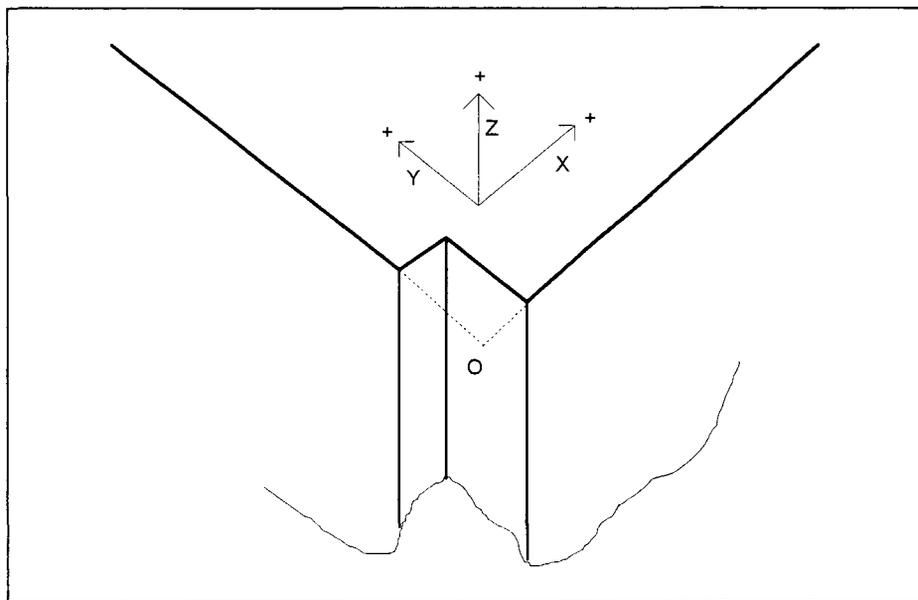


Figure 5.9 : Visualisation des plans (xOz) et (yOz) - Direction et sens des déplacements

Les déplacements verticaux

Les figures 5.11 a) et b) représentent les déplacements verticaux (les tassements de surface à proximité de la tranchée).

Dans les deux plans, le comportement est classique à l'approche de tranchée; le déplacement de surface diminue. Là encore les valeurs maximales, rapportées à la hauteur de la tranchée H, sont assez faibles : $6.5.10^{-5}$ (2.2 mm) pour le plan (xOz) et 5.10^{-5} (1.7 mm) pour le plan (yOz).

Ces estimations numériques seront comparées dans le dernier chapitre de cette partie aux valeurs mesurées sur le Bell Common Tunnel et à celle proposée par POWRIE et KANTARTZI (1992) : 1.10^{-2} (rapporté à la hauteur de l'écran).

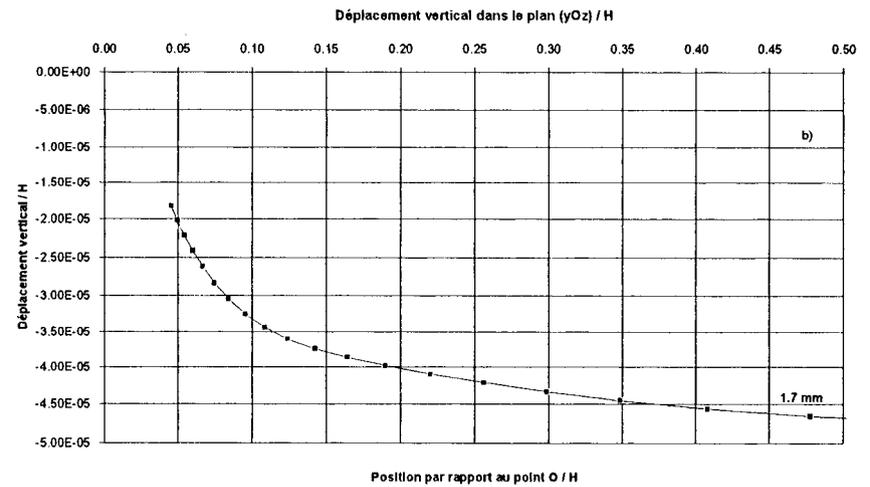
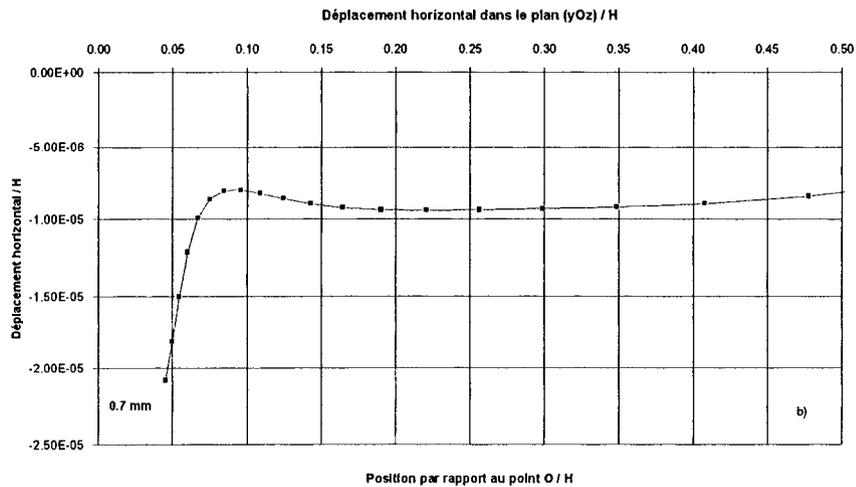
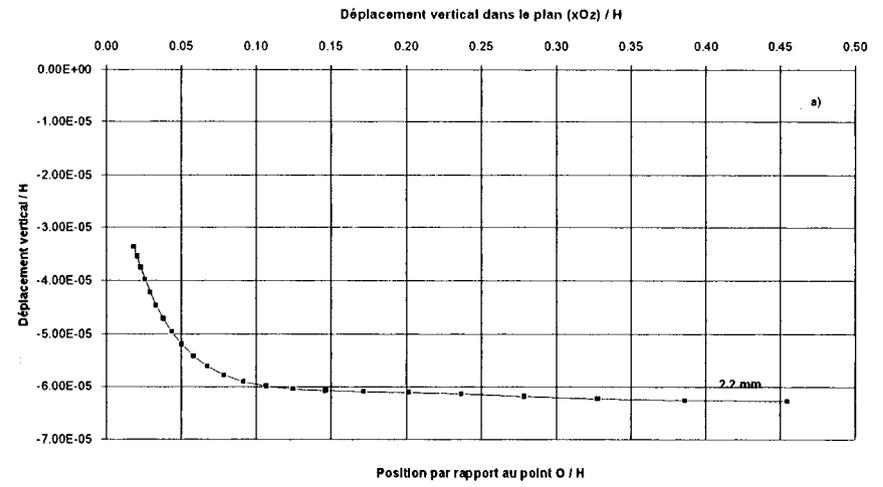
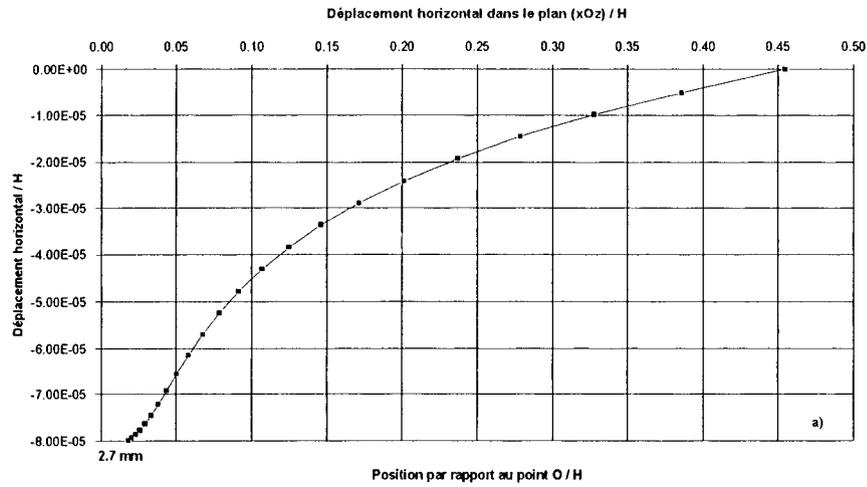


Figure 5.10 : Déplacements de surface horizontaux dans les plans (xOz) et (yOz), rapportés à la hauteur de la tranchée H

Figure 5.11 : Déplacements de surface verticaux dans les plans (xOz) et (yOz), rapportés à la hauteur de la tranchée H

1.4.4 - LES CONTRAINTES TOTALES HORIZONTALES ET LES PRESSIONS INTERSTITIELLES DANS LE PLAN (xOz)

Les figures 5.12 et 5.13 représentent respectivement la répartition des contraintes totales horizontales σ_{xx} et la répartition des pressions interstitielles à la fin de l'excavation (dans le plan xOz).

Les contraintes totales horizontales σ_{xx}

Le graphique 5.12 montre très nettement qu'à la fin de l'excavation de la tranchée, l'état de contrainte totale horizontale σ_{xx} est fortement modifié. L'effet du creusement se fait ressentir jusqu'à une distance d valant environ 5 mètres. Cela correspond à un rapport d/H de 0,15.

La densité de la bentonite étant plus faible que celle du sol, l'état de contrainte généré par la résistance de la boue à la poussée du sol est naturellement plus faible que l'état de contrainte initial. Ceci explique la diminution de σ_{xx} à l'approche de la tranchée.

Les contraintes σ_{yy} , σ_{zz} , σ_{xy} , σ_{xz} , σ_{yz} sont présentées en annexe XIa) à XIc). Dans l'annexe XIc) figure également l'état de plasticité du domaine. Seule une zone proche du bord des tranchées est concernée par la plasticité. La majorité du domaine reste élastique.

Contrairement à la contrainte σ_{zz} qui se comporte de manière similaire à σ_{xx} , σ_{yy} augmente localement près du bord de la tranchée puis, décroît d'autant plus rapidement que la zone observée est profonde. On remarque d'ailleurs sur l'annexe XIb) une zone de perturbation de la contrainte σ_{xy} qui correspond aux plus fortes variations de σ_{yy} .

Les contraintes σ_{xz} , σ_{yz} sont peu perturbées et très faibles sur l'ensemble du domaine, sauf au pied de la tranchée en ce qui concerne σ_{xz} .

L'effet au niveau des contraintes, que nous décrivons précédemment, semble lié à la profondeur. En tout état de cause, la répartition des contraintes σ_{xx} , σ_{yy} dans les deux plans (xOz) et (yOz) est similaire à celles que l'on rencontre dans le cadre de la réalisation d'un forage cylindrique dans un matériau élastoplastique.

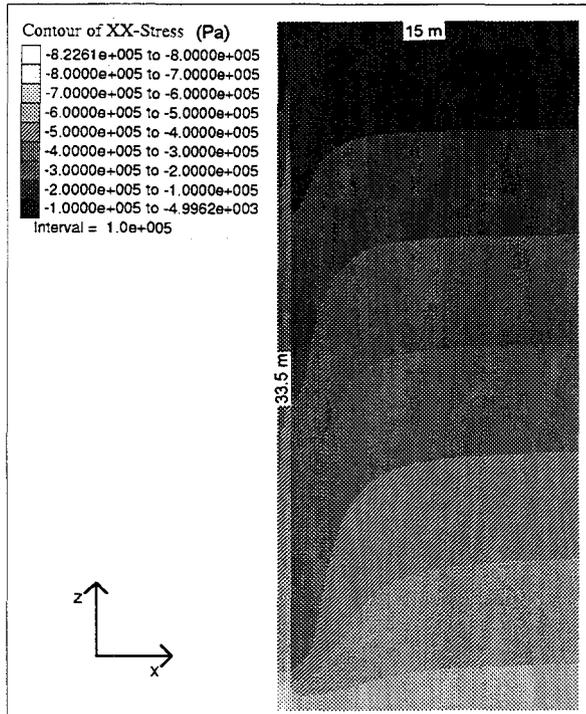


Figure 5.12 : Répartition des contraintes totales horizontales σ_{xx} à la fin de l'excavation (Plan xOz)

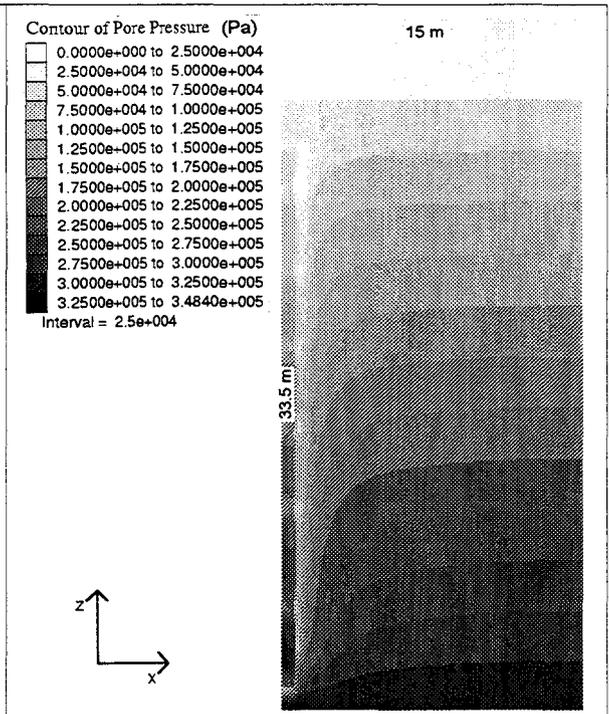


Figure 5.13 : Répartition des pressions interstitielles à la fin de l'excavation (Plan xOz)

Les pressions interstitielles

Le graphique 5.13 indique une forte décroissance de la pression interstitielle à l'approche de la tranchée. On observe d'ailleurs que, juste derrière le bord de la tranchée, la pression est très faible sur une bande de près de 50 cm. Les déplacements horizontaux présentés précédemment sont, sans doute, à l'origine de ce phénomène.

Dans le reste du milieu, et comme pour la contrainte totale, la variation de pression s'étend jusqu'à environ 5 mètres.

Au sein des formations quaternaires, la pression interstitielle n'évolue pas puisqu'elle a été fixée dès le départ. En tout état de cause, la perméabilité de cette couche est grande vis à vis de celle de l'Argile des Flandres, ce qui explique ce choix.

1.4.5 - LES CONTRAINTES TOTALES HORIZONTALES ET LES PRESSIONS INTERSTITIELLES DANS LE PLAN (yOz)

Les figures 5.14 et 5.15 représentent respectivement la répartition des contraintes totales horizontales σ_{xx} et la répartition des pressions interstitielles à la fin de l'excavation (dans le plan yOz).

Les contraintes totales horizontales σ_{xx}

Le graphique 5.14 montre très nettement qu'à la fin de l'excavation de la tranchée, l'état de la contrainte totale horizontale σ_{xx} est fortement modifié. L'effet du creusement se fait ressentir jusqu'à une distance d valant environ 5 mètres. Cela correspond à un rapport d/H de 0,15.

Les commentaires liés aux observations effectuées dans le plan (xOz) restent valables dans le plan (yOz). Toutefois, il est nécessaire de considérer les contraintes relativement à la direction du bord de la tranchée. Ainsi, les observations effectuées dans le plan (xOz) concernant σ_{xx} s'appliquent dans le plan (yOz) à la contrainte σ_{yy} .

Les contraintes σ_{yy} , σ_{zz} , σ_{xy} , σ_{xz} , σ_{yz} sont présentées en annexe XIIa) à XIIc). On remarque sur l'annexe XIIb) une zone de perturbation très locale de la contrainte σ_{xy} qui correspond aux plus fortes variations de σ_{xx} .

Les contraintes σ_{xz} et σ_{yz} sont peu perturbées et très faibles sur l'ensemble du domaine, sauf au pied de la tranchée en ce qui concerne σ_{yz} .

L'effet au niveau des contraintes, que nous décrivons précédemment, semble lié à la profondeur. Pour en déterminer l'origine exacte, il sera nécessaire de vérifier s'il est fonction de la forme de la tranchée et/ou de l'eau qui pourrait être localement piégée dans cette zone. Ce point sera abordé dans le chapitre 1.4.9.

Les pressions interstitielles

Le graphique 5.15 indique un comportement de la pression interstitielle similaire à celui de la contrainte totale horizontale σ_{xx} dans le plan (yOz). Ce comportement est assez surprenant : la pression interstitielle devrait diminuer à l'approche de la tranchée. Là encore, le chapitre 1.4.9 tente d'apporter une explication à ce phénomène.

Comme pour la contrainte totale, la variation de la pression interstitielle s'étend jusqu'à environ 5 mètres.

Au sein des formations quaternaires, la pression interstitielle n'évolue pas puisqu'elle a été fixée dès le départ.

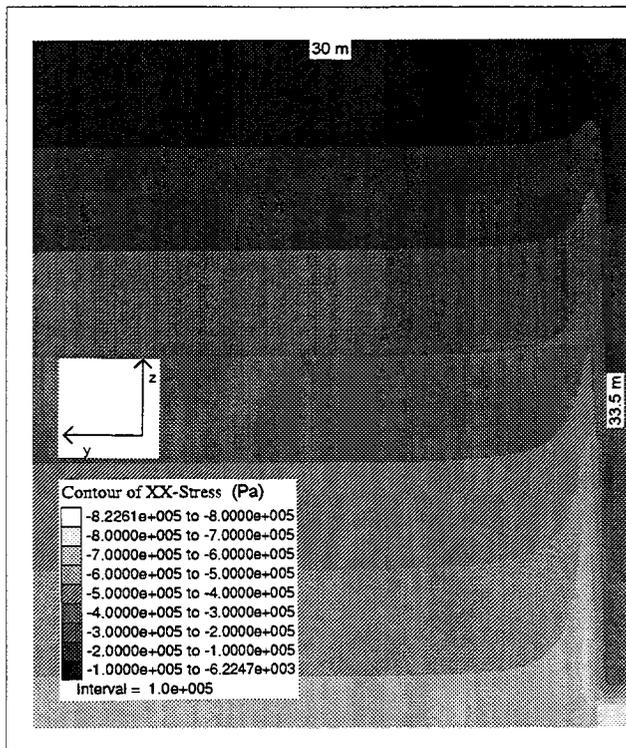


Figure 5.14 : Répartition des contraintes totales horizontales σ_{xx} à la fin de l'excavation (Plan yOz)

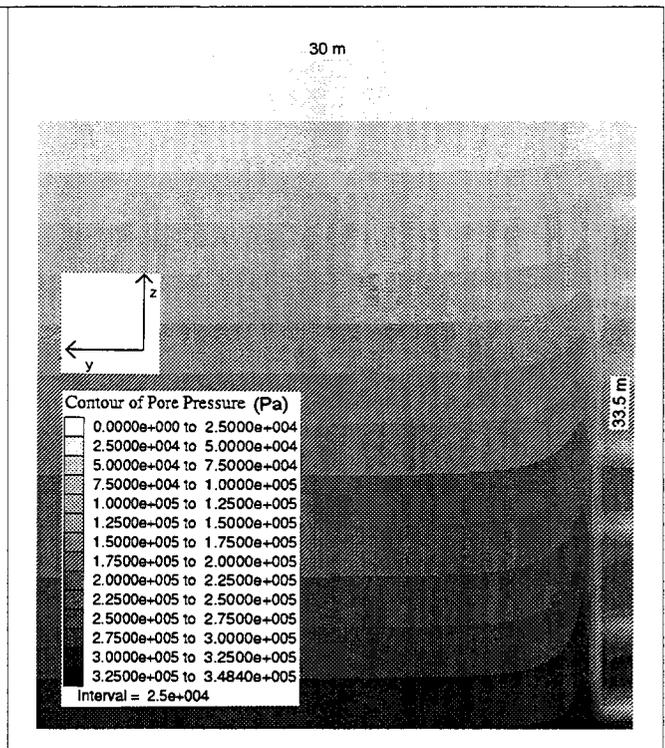


Figure 5.15 : Répartition des pressions interstitielles à la fin de l'excavation (Plan yOz)

1.4.6 - EVOLUTION DE LA CONTRAINTE TOTALE HORIZONTALE AUX POINTS MARQUES (dans le plan (xOz))

La figure 5.16 représente l'évolution de la contrainte totale horizontale aux quatre points A, B, C et D (voir figure 5.5) en fonction du temps. Ce graphique indique que la contrainte à une profondeur z n'est perturbée que lorsque la tranchée atteint et dépasse cette profondeur. Dès que ladite profondeur est dépassée de 2 ou 3 mètres, la pression se stabilise et reste constante jusqu'à la fin de l'excavation.

Le tableau suivant indique en pourcentage, la réduction de la contrainte totale en fonction de la profondeur considérée :

Profondeur	Valeur initiale MPa	Valeur finale MPa	Réduction de σ_{xx} en %
Point A - 10 m	0.188	0.150	21
Point B - 15 m	0.282	0.225	20
Point C - 20 m	0.376	0.300	20
Point D - 25 m	0.472	0.370	22

Tableau 5.1 : Réduction de σ_{xx} en %, aux points marqués, à la fin de l'excavation

La contrainte totale horizontale diminue donc d'environ 20 % (aux points marqués) au cours du creusement de la tranchée. Il sera intéressant de voir si cette nouvelle valeur perdure après le coulage du béton.

1.4.7 - EVOLUTION DE LA PRESSION INTERSTITIELLE AUX POINTS MARQUES (dans le plan (xOz))

La pression interstitielle aux points marqués se comporte de la même manière que la contrainte totale horizontale. Cette pression n'est perturbée que par le passage de l'outil à la profondeur à laquelle elle est mesurée. Ensuite, elle reste constante jusqu'à la fin du creusement.

Le tableau suivant indique en pourcentage, la réduction de la pression interstitielle u en fonction de la profondeur considérée .

Profondeur	Valeur initiale MPa	Valeur finale MPa	Réduction de u en %
Point A - 10 m	0.083	0.072	14
Point B - 15 m	0.132	0.114	14
Point C - 20 m	0.181	0.155	14
Point D - 25 m	0.230	0.198	14

Tableau 5.2 : Réduction de la pression interstitielle en %, aux points marqués, à la fin de l'excavation

La pression interstitielle diminue donc d'environ 14 % (aux points marqués) au cours du creusement de la tranchée. Quel sera son comportement au cours du temps, après le coulage du béton ?

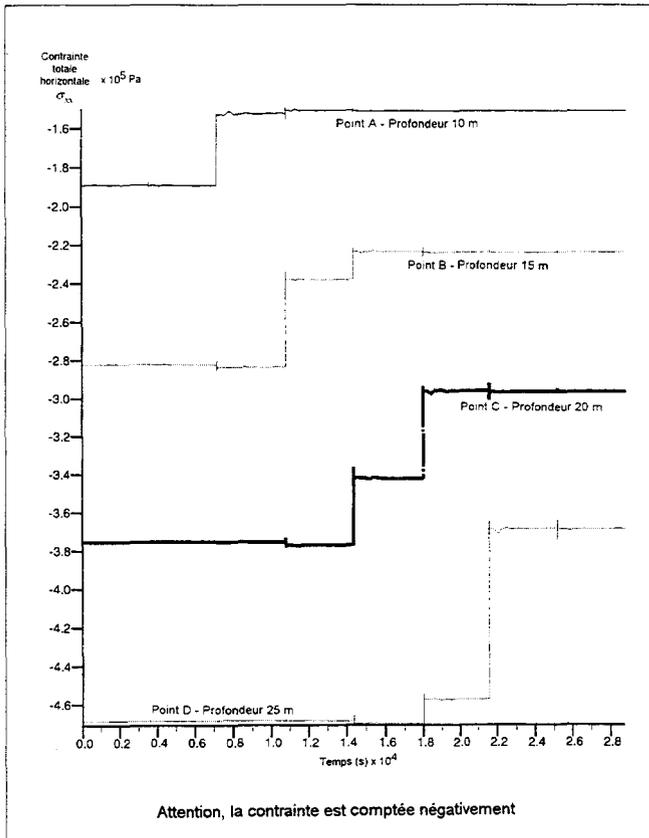


Figure 5.16 : Evolution de la contrainte totale horizontale aux points marqués

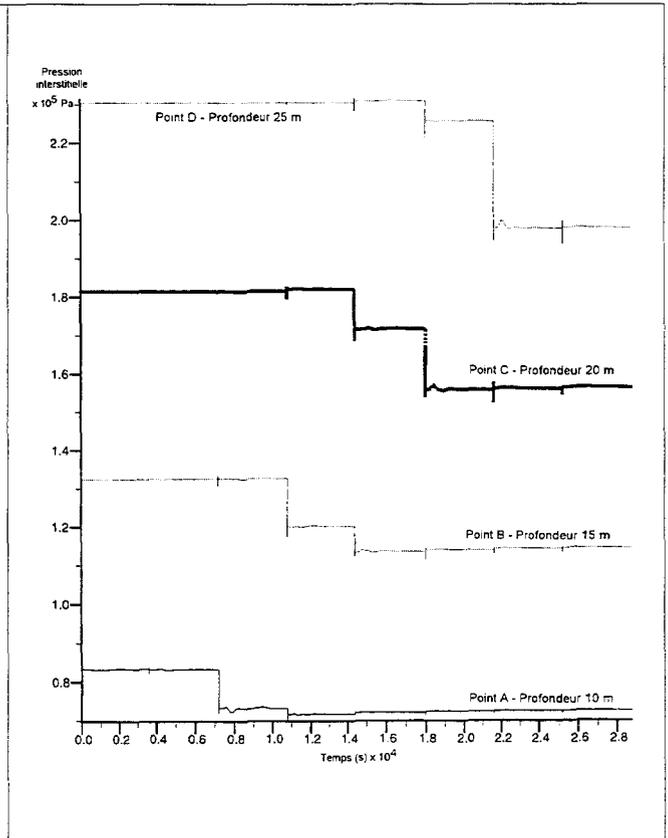


Figure 5.17 : Evolution de la pression interstitielle aux points marqués

1.4.8 - EFFET DE LA FORME DE LA TRANCHEE PARALLELEPIPEDIQUE

Dans un plan horizontal, parallèle à (xOy), la tranchée a la forme d'un rectangle. On peut penser que la réponse du modèle sera différente selon que l'on s'intéresse au "petit coté" ou au "grand coté" de ce rectangle.

Les observations précédentes qui se réfèrent aux plans verticaux (xOz) et (yOz) montrent en effet de grandes différences, que ce soit au niveau des déplacements de surface ou encore des pressions interstitielles.

La figure 5.18 apporte un élément de réponse. Elle représente les contraintes principales dans un plan parallèle à (xOy) à la profondeur de 30 mètres. Le coefficient des terres au repos vaut initialement 1. Les deux contraintes principales ont donc initialement une valeur identique, ce qui devrait se traduire sur la figure par des croix dont les deux branches sont de même longueur. Or, plus on s'approche du bord de la tranchée, plus le rapport entre les valeurs des contraintes principales s'éloigne de l'unité. Ce phénomène est d'ailleurs plus marqué près du petit coté.

Il existe donc localement, du petit coté de la tranchée, un effet de "forme" qui est certainement l'une des causes à l'origine des phénomènes reportés aux paragraphes 1.4.3, 1.4.4 et 1.4.5.

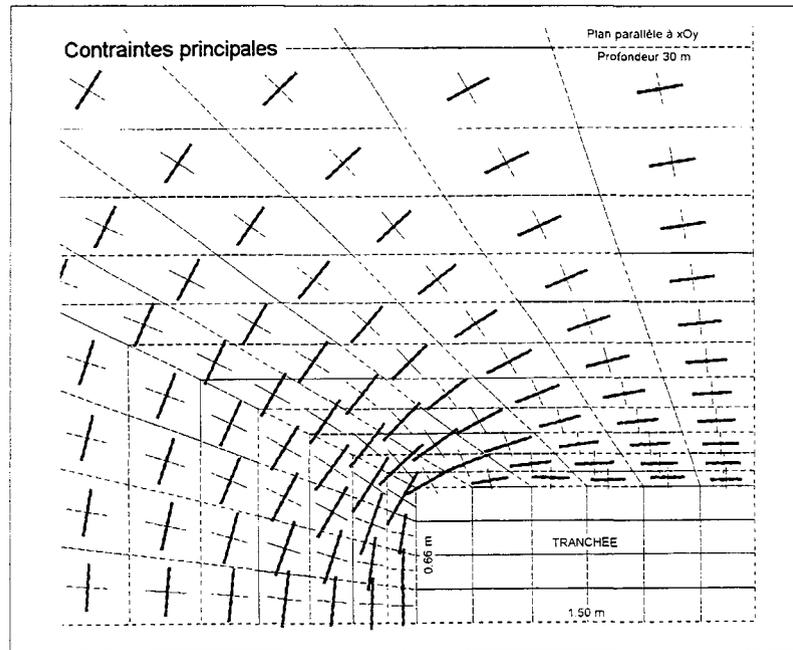


Figure 5.18 : Illustration de l'effet de forme

1.4.9 - CONFRONTATION AVEC LE MODELE MONOPHASIQUE ET LA TRANCHEE CARREE

Dans le but de mieux déterminer les causes des phénomènes mis en évidence précédemment, nous avons réalisé deux simulations annexes. L'une considère un modèle de comportement du sol élastoplastique monophasique, pour la tranchée rectangulaire, l'autre utilise le modèle élastoplastique biphasique couplé pour une tranchée carrée de 1 m x 1 m.

Les annexes XIIIa) à XIIId) représentent les résultats de la simulation monophasique. Les résultats de ce calcul sont très similaires à ceux du calcul biphasique correspondant. En effet, les différences observées au niveau des contraintes totales σ_{xx} et σ_{yy} dans les deux plans (xOz) et (yOz) se retrouvent. De même, les déplacements selon Ox et Oy sont tout à fait comparables à ceux relevés au paragraphe 1.4.2.

Les différences entre les deux méthodes sont liées, entre autres, au fait que les pressions interstitielles peuvent évoluer dans le cas biphasique couplé, et pas dans le cas monophasique.

Ainsi, compte-tenu de l'observation de ces simulations annexes, les comportements différents de la pression interstitielle dans les plans (xOz) et (yOz) ne sont sans doute pas liés à l'écoulement de l'eau. En effet, les contraintes totales seraient alors différentes dans le calcul monophasique, ce qui n'est pas le cas.

L'annexe XIV réunit les résultats du second calcul concernant la tranchée carrée. Les contraintes σ_{xx} et σ_{yy} se comportent de la même manière que pour une tranchée rectangulaire. Les différences notables sont les suivantes :

- les déplacements suivant Ox et Oy sont identiques en raison de la symétrie due au carré;
- les variations des pressions interstitielles dans les plans (xOz) et (yOz) sont identiques.

Aussi, la forme de la tranchée semble bien être la cause principale du comportement dissemblable des pressions interstitielles dans les deux plans (xOz) et (yOz).

Rappelons néanmoins que les petits cotés de la tranchée seront excavés au moment de la réalisation des panneaux secondaires. Par ailleurs, la proximité du panneau primaire suivant risque d'altérer la distribution des pressions interstitielles, ce qui remet en cause la discussion précédente...

Il semble donc que les différences de comportement, qu'il s'agisse des déplacements ou des pressions interstitielles, soient liées à un effet de forme de la tranchée parallélépipédique, venant s'ajouter à l'effet de profondeur et de proximité du pied de la tranchée dans la direction Oz.

1.5 - EVOLUTION DANS LE TEMPS DE LA REPOSE DU MODELE, APRES REMPLISSAGE DE LA TRANCHEE PAR DU BETON

1.5.1 - INTRODUCTION

L'étape durant laquelle la boue de bentonite contenue dans la tranchée est remplacée progressivement par du béton, ainsi que la phase de prise de celui-ci sont très délicates à modéliser. Trois possibilités au moins s'offrent à nous :

- le béton se comporte comme la bentonite, c'est à dire qu'il est liquide. Il génère alors une poussée hydrostatique sur le bord de la tranchée qui est fonction de sa densité, à savoir environ 2.3. La densité du sol en place étant de l'ordre de 2, le béton devrait "repousser" le sol...
- la mise en place et la prise du béton sont instantanés à l'échelle de l'ouvrage. Les déplacements des bords de la paroi sont alors fixés.
- le comportement est intermédiaire. Le béton est un fluide de propriétés telles que la poussée exercée sur le bord de la tranchée n'est pas hydrostatique. En outre, ses propriétés changent au fur et à mesure de la prise.

La solution que nous retenons pour cette étude est la seconde. Notre choix est motivé par les raisons suivantes :

- les mesures inclinométriques réalisées sur le chantier TOURCOING-CENTRE (Voir l'annexe III) n'ont pas révélé de recul du sol durant le bétonnage. Aussi, le béton ne se comporte pas comme un simple liquide; la proposition 1 est donc écartée.
- la troisième possibilité est la plus probable mais, délicate et complexe, elle introduit des incertitudes qui rendraient l'interprétation de ce travail encore plus difficile.

La seconde hypothèse simplificatrice est donc retenue. Simple à mettre en oeuvre, elle devrait permettre d'observer l'évolution dans le temps de la réponse du modèle.

L'évolution dans le temps du modèle a donc été simulée. La période représentée est d'environ 3 mois, ce qui correspond globalement à l'intervalle de temps séparant le bétonnage du panneau de la paroi moulée, des premiers travaux d'excavation de la station de métro.

Seul le plan (xOz) nous intéresse, compte tenu du fait que c'est le plan perpendiculaire à la future paroi moulée. Par ailleurs, dans le laps de temps considéré, d'autres panneaux ont été réalisés, ce qui rend l'observation des informations dans le plan (yOz) sans réel intérêt.

1.5.2 - LES DEPLACEMENTS DE SURFACE APRES PRISE DU BETON

Les déplacements de surface, trois mois après le bétonnage de la tranchée sont identiques à ceux des figures 5.10a et 5.11a. Aucun mouvement, soit-il de surface, n'a été observé sur la simulation durant les trois mois. Ce phénomène est dû au fait que les déplacements des flancs de la tranchée ont été bloqués horizontalement et verticalement.

A cette phase des travaux, il est donc supposé que les mouvements de surface, avant excavation de la station de métro, sont essentiellement dus au creusement de la tranchée sous boue de bentonite. Le temps n'a pas d'effet significatif, tout au moins sur cette courte période.

1.5.3 - LES CONTRAINTES TOTALES HORIZONTALES ET LES PRESSIONS INTERSTITIELLES DANS LE PLAN (xOz)

Les graphiques 5.19 et 5.20 sont à comparer aux figures 5.12 et 5.13.

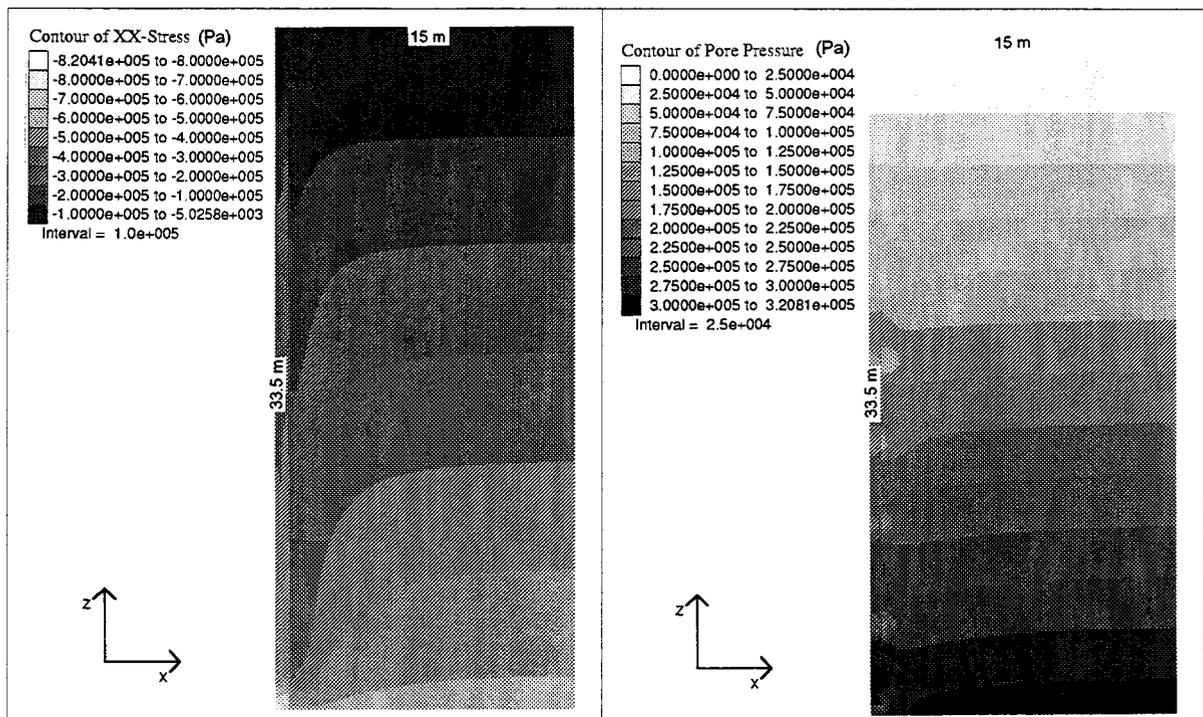


Figure 5.19 : Répartition des contraintes totales horizontales σ_{xx} - Evolution dans le temps (Plan xOz)

Figure 5.20 : Répartition des pressions interstitielles - Evolution dans le temps (Plan xOz)

Les contraintes totales horizontales σ_{xx}

La figure 5.19 révèle que la contrainte totale horizontale n'évolue que très peu, durant la période des trois mois. Les deux graphiques 5.12 et 5.19 sont pour ainsi dire superposables. La figure 5.21 permet de se rendre compte du phénomène aux points marqués, en fonction du temps.

Les pressions interstitielles

La répartition des pressions interstitielles, représentées sur la figure 5.20 est très différente de celle de la figure 5.13. Sur l'ensemble du massif, la pression interstitielle remonte de façon à "revenir" vers un état initial. Pourtant, la période de trois mois n'est pas suffisante pour atteindre cet état initial. La vitesse de ce phénomène est visible sur le graphique 5.22.

1.5.4 - EVOLUTION DE LA CONTRAINTE TOTALE HORIZONTALE AUX POINTS MARQUES

La figure 5.21 représente l'évolution de la contrainte totale horizontale aux points A, B, C et D en fonction du temps. L'augmentation moyenne des valeurs pour les quatre courbes, sur les trois mois, est inférieure à 4 %.

1.5.5 - EVOLUTION DE LA PRESSION INTERSTITIELLE AUX POINTS MARQUES

La figure 5.22 représente l'évolution de la pression interstitielle aux points marqués A, B, C et D en fonction du temps. Le tableau suivant indique en pourcentage, l'augmentation de la pression interstitielle, en fonction de la profondeur considérée, par rapport aux valeurs obtenues à la fin du creusement de la tranchée.

Profondeur	Après creusement MPa	Après 3 mois MPa	Augmentation de u en %
Point A - 10 m	0.072	0.080	11
Point B - 15 m	0.114	0.127	11
Point C - 20 m	0.155	0.172	11
Point D - 25 m	0.198	0.219	11

Tableau 5.3 : Augmentation de la pression interstitielle en %, aux points marqués, par rapport à la fin du creusement

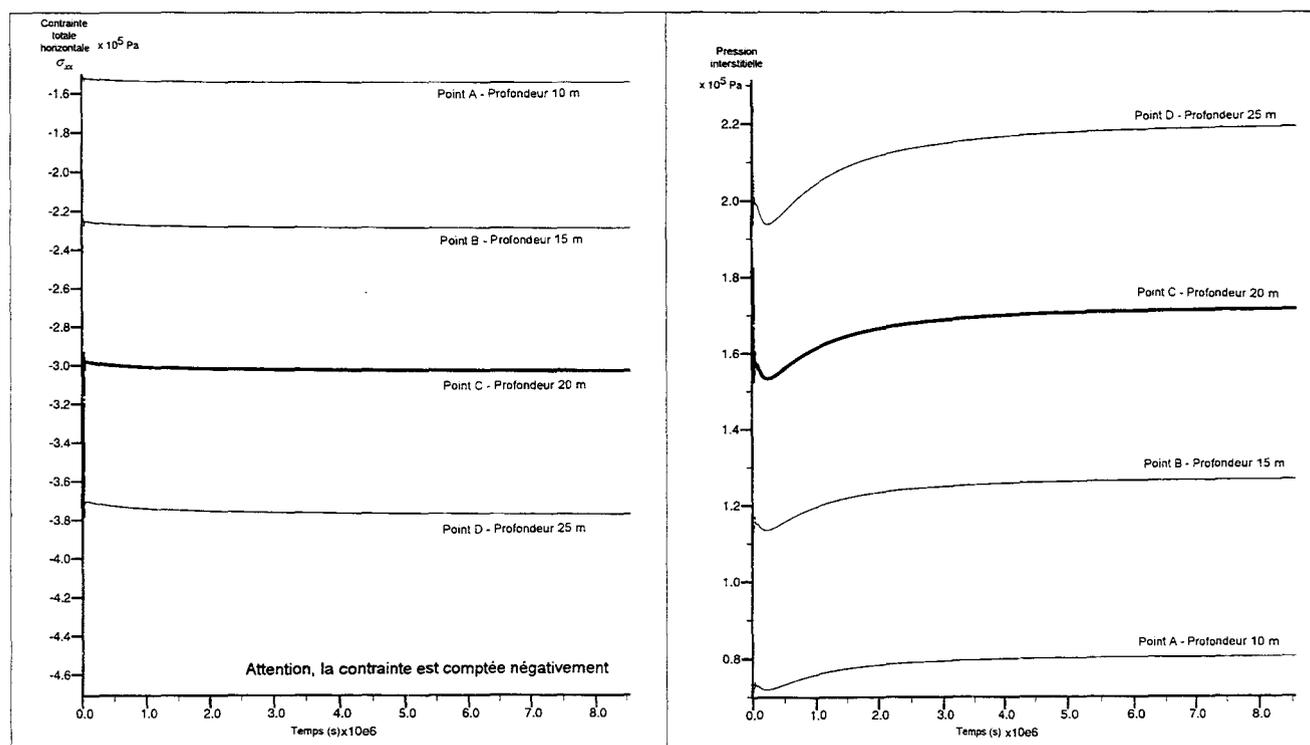


Figure 5.21 : Evolution de la contrainte totale horizontale aux points marqués - Evolution dans le temps

Figure 5.22 : Evolution de la pression interstitielle aux points marqués - Evolution dans le temps

Au total, la réduction de la pression interstitielle entre l'état initial et l'état actuel est indiquée dans le tableau suivant :

Profondeur	Avant creusement MPa	Après Creusement + 3 mois (MPa)	Réduction de u en %
Point A - 10 m	0.083	0.080	4
Point B - 15 m	0.132	0.127	4
Point C - 20 m	0.181	0.172	5
Point D - 25 m	0.230	0.219	5

Tableau 5.4 : Réduction de la pression interstitielle en %, aux points marqués, entre l'état initial et l'état actuel

Pour un observateur qui se contenterait de comparer la pression interstitielle avant creusement de la tranchée sous boue de bentonite avec celle existant après 2 à 3 mois de bétonnage, il apparaîtrait que la pression interstitielle est peu perturbée.

1.5.6 - CONCLUSION

Le cumul des deux actions suivantes :

- le creusement sous boue de bentonite de la tranchée,
- la mise en place du béton (et la phase d'attente des étapes ultérieures),

a pour effets dans la simulation 3D réalisée :

- des déplacements de surface qui apparaissent dès le creusement de la tranchée sous boue de bentonite,
- une diminution, puis une stabilisation partielle des pressions interstitielles,
- une diminution conséquente de la contrainte totale horizontale, et donc de la contrainte horizontale effective, compte tenu de l'évolution de la pression interstitielle.

1.6 - SYNTHÈSE

La simulation numérique tridimensionnelle biphasique totalement couplée de la réalisation d'une tranchée sous boue de bentonite du chantier ALMA-GARE conforte les résultats de la littérature. Nous avons effectivement constaté, dans la simulation, que le processus de l'installation d'une paroi moulée dans une argile cause :

- des déplacements dans le milieu environnant,
- des réductions conséquentes et durables des contraintes horizontales totales et effectives.

Les phénomènes mis en jeu au niveau des déplacements sont les suivants : chaque nouvelle étape de creusement génère, près du pied de la tranchée, des déplacements horizontaux "proportionnels" à la profondeur de creusement. Pourtant, ces mouvements ne semblent pas (ou peu) affecter les parties directement supérieures de la tranchée. *C'est comme si* un cadre retenait les flancs de la partie supérieure précédemment excavée. Les déplacements de la partie inférieure sont alors assez peu influencés par le reste du modèle. L'excavation produit donc une modification locale des déplacements.

Les mêmes remarques peuvent être formulées à propos des contraintes totales horizontales et des pressions interstitielles. On assiste à une "localisation" de l'effet créé par le creusement. Cette localisation s'applique d'ailleurs aux trois directions de l'espace puisque la perturbation horizontale du milieu reste confinée à la proximité de la tranchée.

La forme et les dimensions de la tranchée (L x l x H) jouent un rôle important, compte tenu du fait que le comportement est différent entre le petit et le grand coté de la tranchée. Pourtant, il ne faut pas oublier que les deux zones situées de part et d'autre des petits cotés seront excavées lors du creusement des panneaux secondaires. Par ailleurs, après le remplissage par du béton et la prise de celui-ci, le grand coté assurera le rôle mécanique de maintien des terres.

Dans cette optique, on a montré que l'évolution dans le temps du comportement du modèle s'accompagne d'une tendance à la stabilisation des pressions interstitielles (à long terme) mais, que la contrainte totale horizontale n'évolue que très peu. Cette constatation permet d'avancer l'hypothèse que le panneau (isolé) de la paroi moulée se trouverait, après sa phase de mise en place, moins sollicité que l'on ne le supposait dans l'hypothèse du "tout en place". De même, la contrainte horizontale effective se trouve réduite près de la tranchée.

2. MODELISATION NUMERIQUE BIDIMENSIONNELLE BIPHASIQUE DU CONTINUUM ELASTOPLASTIQUE - APPLICATION DES THEORIES DE SCHNEEBELI ET DE KOWALEWSKI AU CREUSEMENT D'UNE TRANCHEE, SOUS BOUE DE BENTONITE

2.1 - RAPPELS DES THEORIES DE SCHNEEBELI ET DE KOWALEWSKI

2.1.1 - INTRODUCTION

Dans les années 1960 se sont développées des méthodes de calcul simples permettant d'évaluer la stabilité des tranchées réalisées sous boue de bentonite. Ainsi, SCHNEEBELI (1964), puis KOWALEWSKI et PIASKOWSKI (1965) ont contribué à l'élaboration de théories permettant d'améliorer notre connaissance des phénomènes impliqués dans l'équilibre de ces tranchées.

Ces méthodes sont appliquées ici, non pas à l'étude de la stabilité des flancs de la tranchée, mais à l'observation de la répartition des contraintes, des déplacements et des pressions interstitielles dans le massif, après réalisation d'une tranchée.

Dans les paragraphes 2.1.2 et 2.1.3, les principes généraux des développements proposés par SCHNEEBELI et KOWALEWSKI sont présentés.

Le paragraphe 2.1.4 définit la limitation générale de ces méthodes. Il fait référence, pour mémoire, à la théorie de RANKINE qui n'est pas adaptée à ce type de problème.

2.1.2 - THEORIE DE SCHNEEBELI

SCHNEEBELI considère la tranche verticale de terrain, d'épaisseur Δy (figure 5.23a) qui constitue une des parois longitudinales de la tranchée. Il suppose que dans le plan xOz se forment des arcs, tels que ABC (Figure 5.23b). Ces arcs, d'une portée L , s'appuient aux deux extrémités du panneau, sur le terrain en place; ils reportent, en partie, leur poids sur les "culées" A et C, et soulagent ainsi les arcs inférieurs. De ce fait, la poussée effective des terres σ'_3 dans le plan de symétrie yOz du panneau (qui est sans doute le plus sollicité) a une intensité inférieure à la valeur classique de la poussée des terres.

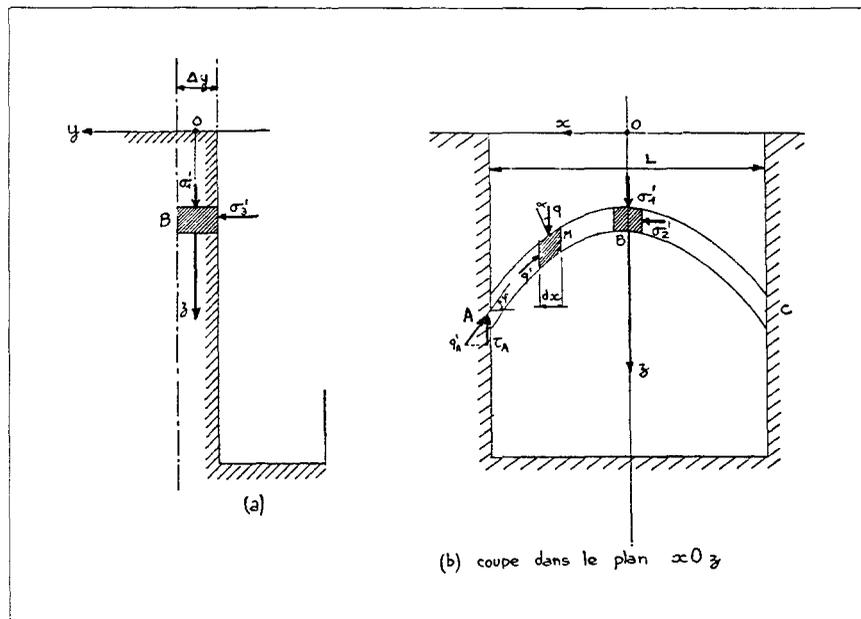


Figure 5.23 : Théorie de SCHNEEBELI, d'après COSTET et SANGLERAT (1969)

SCHNEEBELI obtient pour la contrainte effective horizontale, (qu'il appelle σ'_3 sur la figure 5.23a) :

$$\sigma'_{SCHNEEBELI} = \frac{\gamma L \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{\sin 2\varphi} \left(1 - e^{-\frac{z}{L} \sin 2\varphi} \right)$$

pour l'état de poussée

avec :

φ : angle de frottement

γ : poids volumique

z : profondeur considérée

L : longueur de la tranchée

La formule de SCHNEEBELI met en évidence une nouvelle variable dans le calcul des panneaux de parois moulées : le rapport de la profondeur z à la longueur L du panneau.

2.1.3 - THEORIE DE KOWALEWSKI

La figure 5.24 schématise l'allure du coin de terrain qui est sujet au glissement. Il est limité par la paroi ABB'A' de la tranchée, puis par un cylindre parabolique à génératrices verticales s'appuyant sur la parabole ACA', enfin par un plan faisant un angle α avec l'horizontale et passant par la droite BB' située à une profondeur z sous le niveau du sol. La forme générale du coin de glissement de KOWALEWSKI est donc une représentation simple, mais assez fidèle, des figures de rupture qui sont observées dans la pratique.

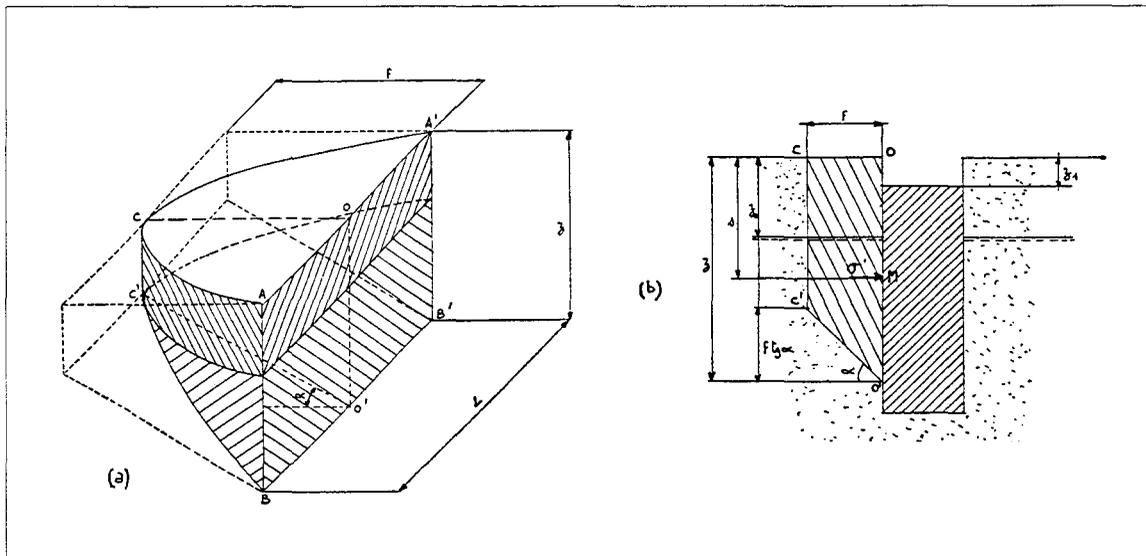


Figure 5.24 : Coin de KOWALEWSKI, d'après COSTET et SANGLERAT (1969)

La théorie de KOWALEWSKI permet de déterminer la contrainte horizontale "effective" suivante :

$$\sigma'_{KOWALEWSKI} = \left[\frac{1}{3} \cdot \frac{L}{z} \cdot \frac{\tan(\alpha - \varphi)}{\tan \varphi} \cdot \frac{\frac{\gamma'}{\gamma}}{1 - \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma}\right)k} \right] \cdot \gamma \cdot z$$

Attention, la formule proposée ci-dessus n'est valable que si :

$$\frac{z}{L} - \frac{1}{2} \cdot \frac{\tan \alpha}{\tan \varphi} \geq \frac{z_0}{L} \geq 0$$

avec :

α : angle entre le plan (BC'B') et l'horizontale

φ : angle de frottement

γ' : poids volumique déjaugé du sol

γ : poids volumique humide du sol

z : profondeur considérée

L : longueur de la tranchée

$k = 0$ lorsque $z \leq z_0$

$k = 1 - \frac{z_0}{z}$ lorsque $z \geq z_0$

z_0 : profondeur de la nappe phréatique

2.1.4 - LIMITATION GENERALE DE CES METHODES

COSTET et SANGLERAT indiquent dans leur "Cours pratique de Mécanique des Sols" (1969) :

" Pour que l'on puisse appliquer les schémas de poussée, il faut que le déplacement de l'écran soit suffisant pour engendrer dans le massif un état d'équilibre limite. Les expériences de TERZAGHI montrent que ce déplacement doit être de l'ordre de 1/1000 de la hauteur.

Il faut retenir, en tout cas, que le coefficient des terres au repos K_0 est toujours supérieur au coefficient de poussée correspondant à l'équilibre plastique. Ce serait donc une erreur grave d'appliquer sans précaution les formules classiques de calcul de la poussée sans s'assurer que le massif peut effectivement se trouver en équilibre limite"

Aussi, dans les applications développées dans la suite de ce document, il sera nécessaire de vérifier après calcul, que les déplacements des bords de la tranchée sont suffisants pour générer un état de poussée correspondant à un équilibre limite.

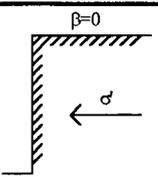
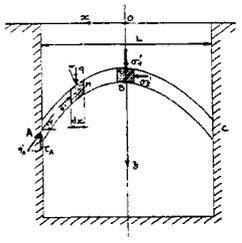
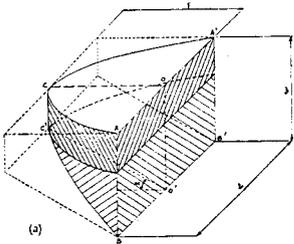
THEORIE	SCHEMA DE PRINCIPE	CONTRAINTE HORIZONTALE EN ETAT DE POUSSEE	PARAMETRES	LIMITATIONS
RANKINE (1857)		$\sigma' = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \cdot \gamma \cdot z$	ϕ : angle de frottement γ : poids volumique du sol z : profondeur considérée	Hypothèse de TERZAGHI
SCHNEEBELI (1964)		$\sigma' = \frac{\gamma L \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)}{\sin 2\phi} \left(1 - e^{-\frac{z}{L} \sin 2\phi} \right)$	ϕ : angle de frottement γ : poids volumique du sol z : profondeur considérée L : longueur de la tranchée	Hypothèse de TERZAGHI
KOWALEWSKI et PIASKOWSKI (1965)		$\sigma' = \left[\frac{1}{3} \frac{L \tan(\alpha - \phi)}{z \tan \phi} - \frac{\gamma'}{\gamma} \frac{1}{1 - \left(\frac{z}{L} \right)^k} \right] \gamma \cdot z$	α : angle entre le plan (BC'B') et l'horizontale ϕ : angle de frottement γ' : Poids volumique déjaugé γ : Poids volumique humide z : profondeur considérée L : longueur de la tranchée z_0 : profondeur de la nappe phréatique	Hypothèse de TERZAGHI + $\frac{z}{L} - \frac{1}{2} \frac{\tan \alpha}{\tan \phi} \geq \frac{z_0}{L} \geq 0$

Tableau 5.5 : Récapitulatif des différentes théories

2.2 - MODELISATION HYDRO-MECANIQUE COUPLEE DU CREUSEMENT D'UNE TRANCHEE REMPLIE DE BOUE DE BENTONITE - CALCUL BIDIMENSIONNEL

2.2.1 - INTRODUCTION

Les théories de SCHNEEBELI et de KOWALEWSKI sont appliquées dans le but d'observer :

- les déplacements horizontaux et verticaux, ainsi que les déplacements de surface générés par le creusement de la tranchée;
- les modifications de l'état de contrainte dans l'argile, liées au creusement de la tranchée, sous boue de bentonite;

- si l'une des deux théories permet de prédire le même type de réponse que la simulation tridimensionnelle réalisée dans le premier chapitre de cette partie.

2.2.2 - PRISE EN COMPTE DE L'EFFET "TRIDIMENSIONNEL" DANS LE CALCUL

Les calculs bidimensionnels prennent comme hypothèse une tranchée infiniment longue. Ils ne permettent pas de simuler la réalité en terme de déplacement. Pour prendre en compte le fait que la tranchée n'est pas infiniment longue, les développements de KOWALEWSKI et de SCHNEEBELI sont utilisés.

Le sol exerce sur le flanc de la tranchée une contrainte qui sera celle calculée par la méthode des différences finies. Il s'agit initialement de la contrainte horizontale totale en tout point du bord de la tranchée. Pour s'opposer à cette contrainte, la boue de bentonite exerce un effort qualifié "d'hydrostatique" puisque la bentonite est un fluide dense.

Vient s'ajouter à l'effet de la bentonite, un effet de soutènement (ou de forme) dû au terrain non excavé qui permet au sol d'être beaucoup plus "stable" qu'il ne l'était considéré jusqu'à maintenant. C'est cet effet que nous quantifions et introduisons dans la résolution de ce problème.

2.2.3 - METHODE

Pour déterminer la contrainte "résistante", que nous appellerons σ'_{3D} , considérons dans un premier temps que, la tranchée étant infinie et le sol en équilibre au repos, le coefficient à prendre en compte est alors celui des terres au repos, c'est à dire K_0 . (Voir figure 5.25a)

Or, la tranchée est de longueur finie. Aussi, après un déplacement suffisant, le sol se trouve en équilibre de poussée, c'est $K_{a_{KOWA}}$ ou $K_{a_{SCHNEEB}}$ qu'il faut utiliser (Figure 5.25b).

L'effet tridimensionnel dû à la longueur du panneau est donc représenté par la grandeur σ'_{3D} ,

avec :

$$\sigma'_{3D_{KOWA}} = \sigma'_{K_0} - \sigma'_{KOWALEWSKI}$$

$$\sigma'_{3D_{SCHNEEB}} = \sigma'_{K_0} - \sigma'_{SCHNEEBELI}$$

Cette contrainte sera ajoutée à la contrainte antagoniste de la boue de bentonite.

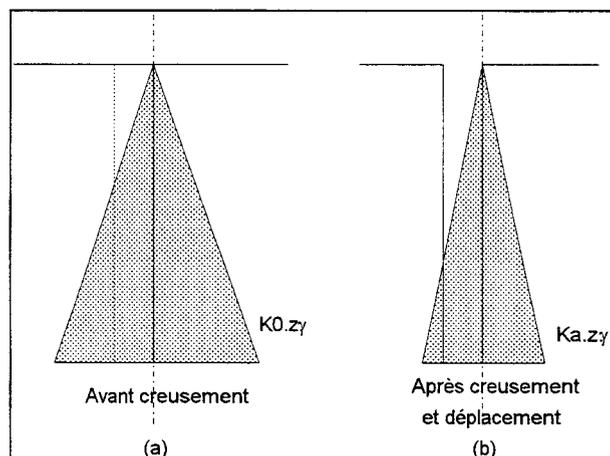


Figure 5.25 : Etat des contraintes avant (repos) et après creusement (poussée)

2.2.4 - REPRESENTATION DES CONTRAINTES $\sigma'_{3D-KOWA}$ ET $\sigma'_{3D-SCHNEEB}$ - CAS DE LA STATION ALMA-GARE

Sur le graphique de la figure 5.26, sont représentés $\sigma'_{3D-KOWA}$ et $\sigma'_{3D-SCHNEEB}$, auxquels a été additionnée la poussée de la boue de bentonite. Les paramètres correspondant à notre étude sont : $\phi_u = 8^\circ$, $L = 3 \text{ m}$, $z = 33.50 \text{ m}$

Les deux courbes ont la même allure; elles présentent une forme légèrement incurvée. Les valeurs des contraintes croissent avec la profondeur. On notera que la contrainte de SCHNEEBELI est dans le cas présent supérieure à celle de KOWALEWSKI.

Un rapide calcul permet de se rendre compte que, en moyenne, l'effet "d'arc" de SCHNEEBELI génère une poussée de stabilisation égale à 0.72 fois la poussée de la boue de bentonite; alors que l'effet de coin de KOWALEWSKI n'est que de 0.54 fois la poussée de cette même boue.

Ceci assure donc dans les deux cas, une poussée totale de stabilisation, comprise (pour cette configuration particulière) entre 1.5 fois et 1.75 fois la poussée de la bentonite.

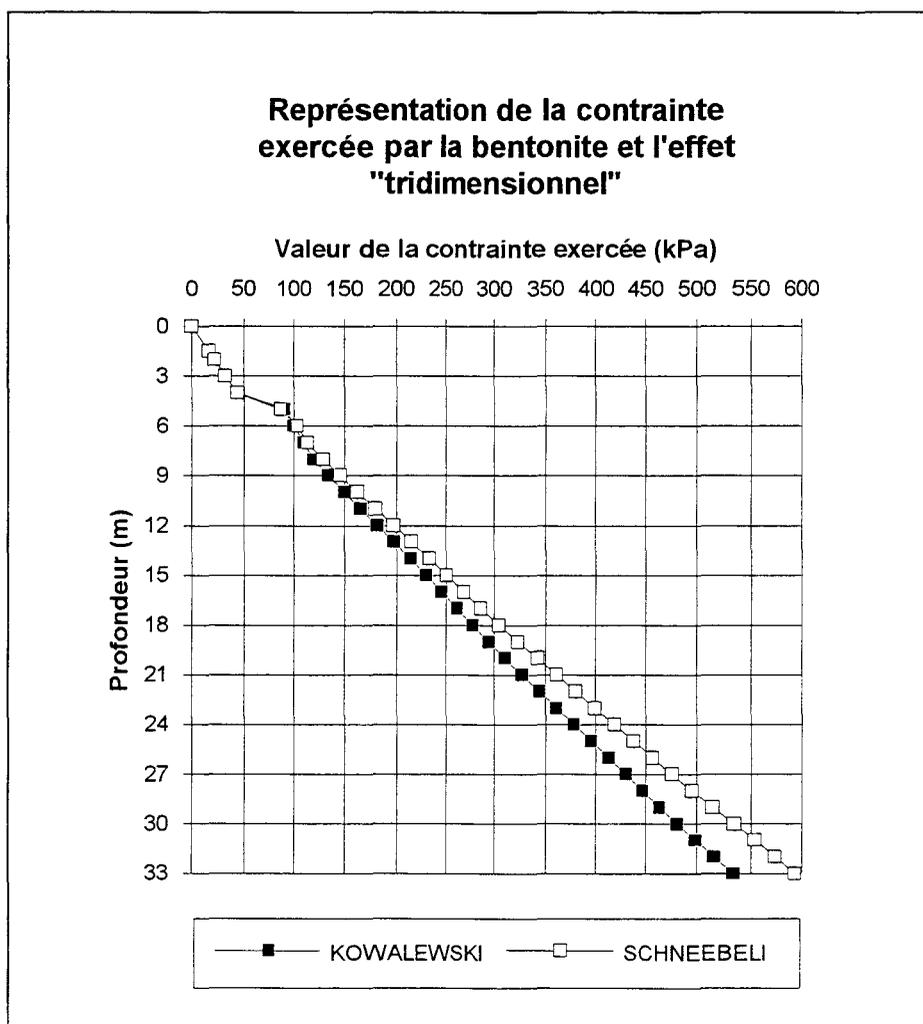


Figure 5.26 : Représentation des contraintes exercées par la bentonite et l'effet de forme

2.2.5 - MODELISATION NUMERIQUE BIDIMENSIONNELLE DU CONTINUUM ELASTOPLASTIQUE

Le sol est modélisé sur une zone de 300 m de profondeur par 300 m d'étendue. La tranchée, considérée comme symétrique, ne sera représentée que par sa moitié. Le calcul est effectué à l'aide d'un logiciel utilisant la méthode des différences finies, bidimensionnel (FLAC 2D version 3.3). Le modèle de comportement du sol est élastique parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB.

La géométrie et les caractéristiques du projet sont conformes à celles des figures 5.1 et 5.4. En ce qui concerne les conditions aux limites, un flux nul est imposé sur toute la frontière du domaine. Ce choix est motivé par la présence de zones étanches (flancs de la tranchée), par des raisons de symétrie, ou encore par la position très éloignée de la frontière inférieure et de celle située à l'opposé de la tranchée.

La figure 5.27 reprend un détail du maillage et des conditions aux limites à la fin des phases de creusement de la tranchée. Y figurent un schéma des forces appliquées pour prendre en compte l'effet tridimensionnel et la poussée de la bentonite, ainsi que les conditions aux limites hydrauliques.

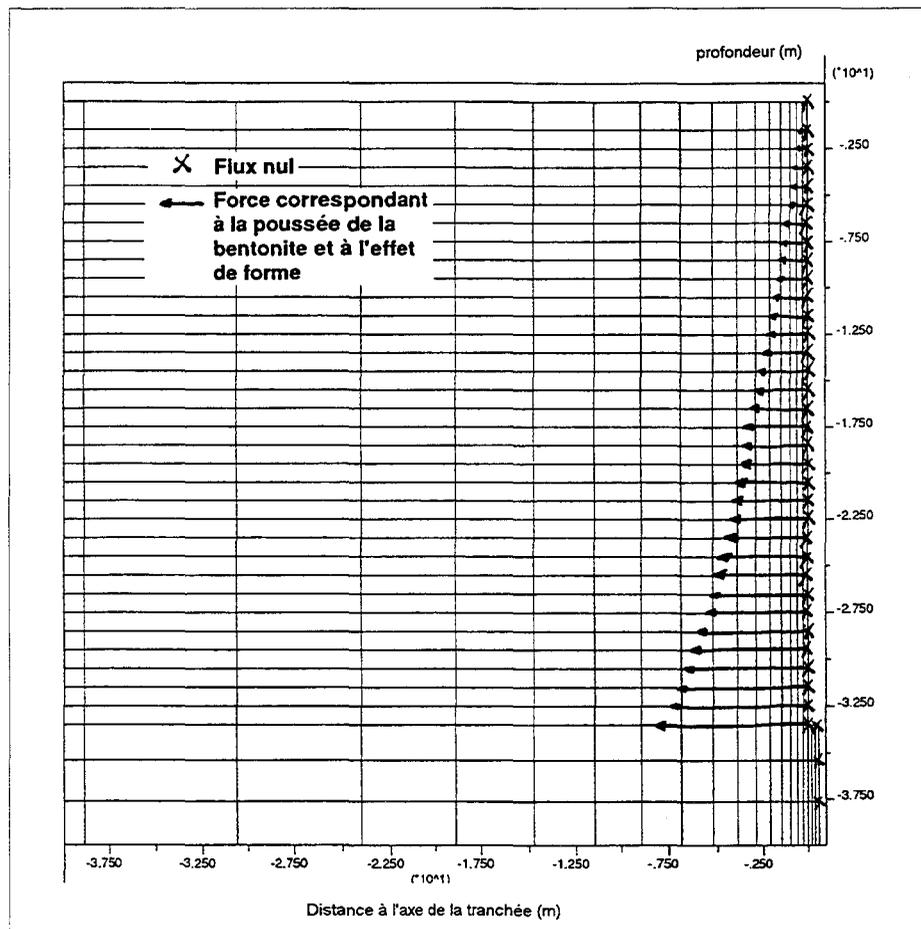


Figure 5.27 : Détail du maillage et des conditions aux limites de la simulation du projet ALMA-GARE

PRISE EN COMPTE DES PHASES DE TRAVAUX

La procédure de creusement de la tranchée est identique à celle définie dans le premier chapitre de cette partie.

2.3 - RESULTATS DES SIMULATIONS BIDIMENSIONNELLES

2.3.1 - INTRODUCTION

Les résultats des calculs effectués avec $\sigma'_{3D-KOWA}$ et $\sigma'_{3D-SCHNEEB}$ sont présentés en parallèle. Les variations subies par le massif suite au creusement de la tranchée, sont observées globalement puis localement.

La réflexion portant sur les similitudes et les différences entre les réponses du modèle tridimensionnel et celles des deux modèles bidimensionnels sera abordée au chapitre 3. Les propos du présent chapitre se veulent descriptifs.

2.3.2 - ETUDE GLOBALE

2.3.2.1 - Les déplacements horizontaux

Les figures 5.28 et 5.29 représentent les déplacements horizontaux à la fin du creusement. Les deux graphiques ont une allure similaire, mais les amplitudes des déplacements sont différentes. Dans les deux cas, les maxima apparaissent au sommet de la tranchée. La solution de KOWALEWSKI révèle près de 12 cm de déplacement; celle de SCHNEEBELI, 8 cm. Ces deux valeurs sont relativement importantes, alors que les pieds de tranchée accusent seulement un léger mouvement (1 à 2 cm) vers l'excavation.

En tout état de cause, et pour les deux théories appliquées, **les déplacements horizontaux au niveau du bord de la tranchée sont supérieurs à $H/1000$** , soit 3.4 cm. L'hypothèse principale, selon laquelle le déplacement de "l'écran" est suffisant pour engendrer dans le massif un état d'équilibre limite, est vérifiée. Rappelons toutefois que notre "écran" est virtuel, il n'est matérialisé que par l'interface sol - boue de bentonite.

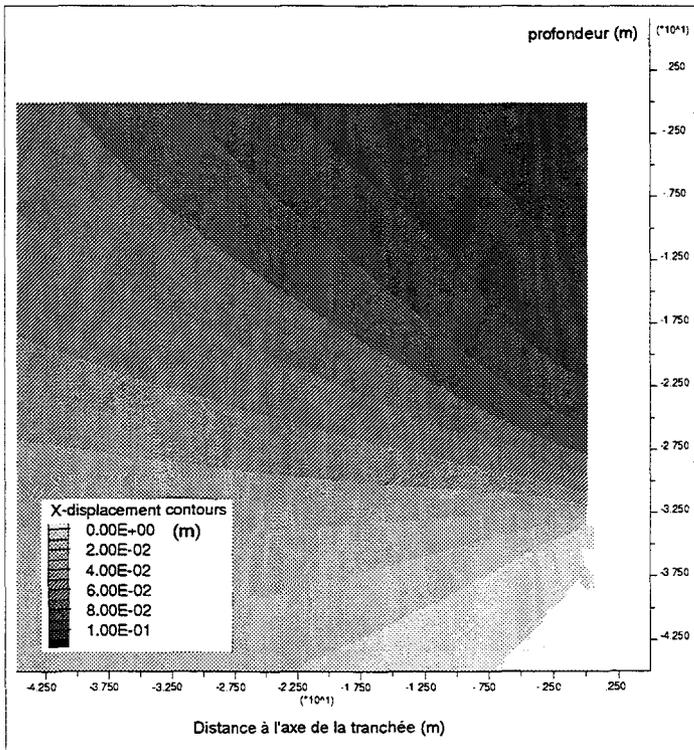


Figure 5.28 : Distribution du déplacement horizontal à la fin du creusement - KOWALEWSKI

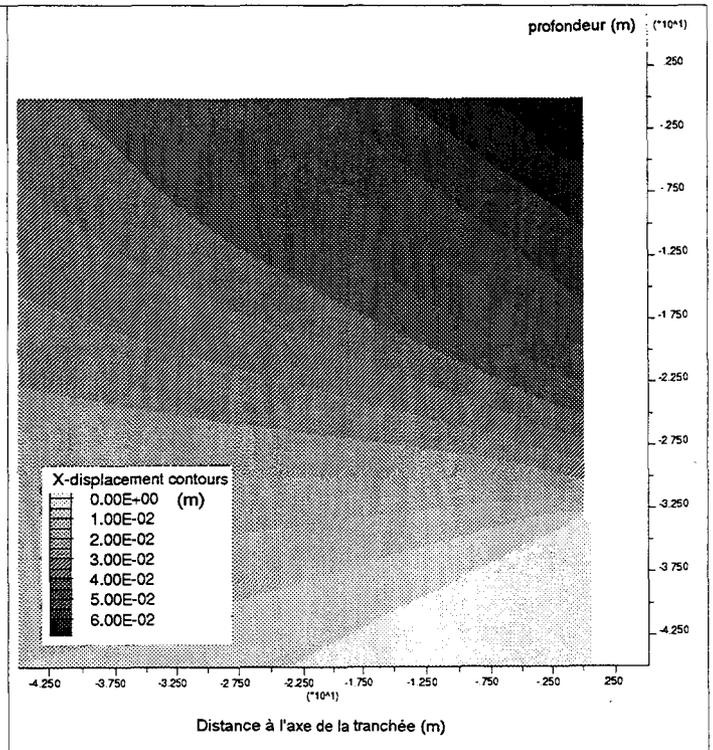


Figure 5.29 : Distribution du déplacement horizontal à la fin du creusement - SCHNEEBELI

2.3.2.2 - Les déplacements verticaux

Les deux graphiques 5.30 et 5.31 qui représentent les déplacements verticaux à la fin du creusement sont semblables. Pourtant, les intensités des mouvements sont différentes.

Dans les deux cas, l'amplitude maximale du déplacement se situe, comme pour les déplacements horizontaux, au sommet de la tranchée. La solution de KOWALEWSKI révèle près de 7 cm de tassement contre 4.5 cm pour celle de SCHNEEBELI. Cela correspond dans les deux cas à un peu plus de la moitié du mouvement horizontal maximal.

Le pied de la tranchée accuse un tassement non négligeable dont les valeurs sont : 4 cm pour KOWALEWSKI et 2.5 cm pour SCHNEEBELI.

L'ensemble du massif situé à proximité immédiate de la tranchée subit ainsi un tassement important au regard des déplacement horizontaux.

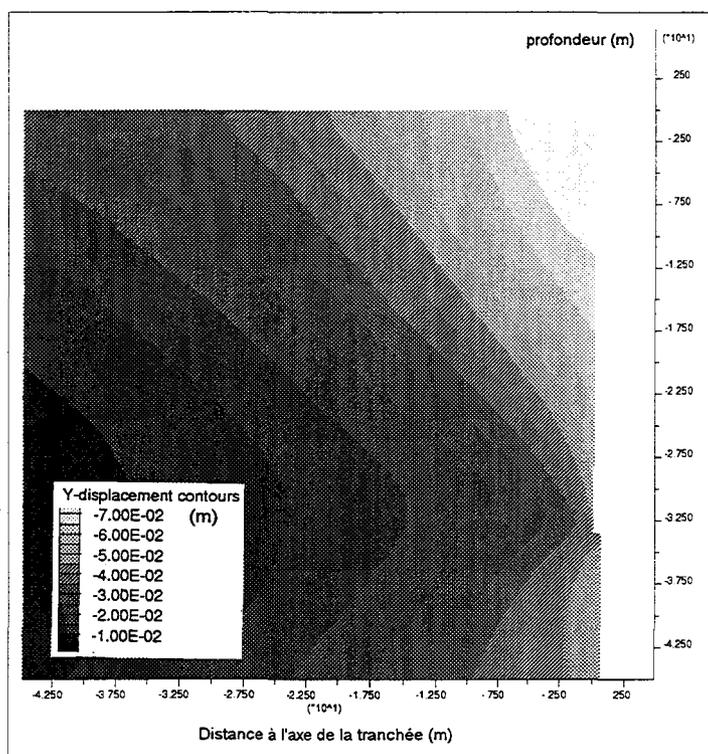


Figure 5.30 : Distribution du déplacement vertical à la fin du creusement - KOWALEWSKI

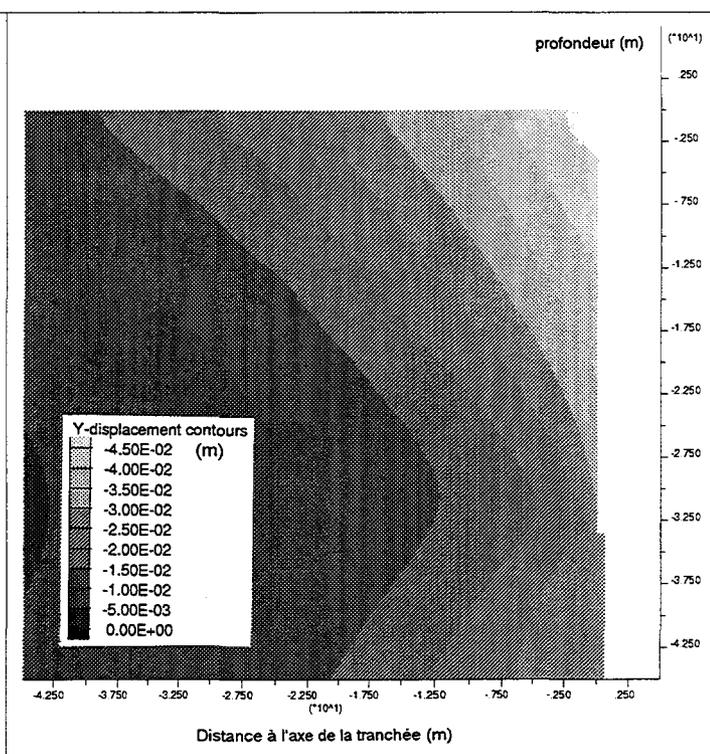


Figure 5.31 : Distribution du déplacement vertical à la fin du creusement - SCHNEEBELI

2.3.2.3 - Les déplacements de surface

Les figures 5.32 et 5.33 représentent respectivement les déplacements de surface horizontaux et verticaux.

Les déplacements de surface horizontaux

Pour les deux approches, la tranchée tend, en surface, à se refermer. Les déplacements de surface, rapportés à H (la hauteur de la tranchée) sont importants puisqu'ils atteignent $3.2 \cdot 10^{-3}$ (~ 12 cm) dans le cas KOWALEWSKI et $2.1 \cdot 10^{-3}$ (~ 7 cm) dans le cas SCHNEEBELI. Sur le chantier du Bell Common Tunnel, la valeur de $7.5 \cdot 10^{-4}$ a été mesurée pour une hauteur d'excavation de 20 m.

Les déplacements de surface verticaux

Les tassements de surface s'accroissent à l'approche de la tranchée. POWRIE et KANTARTZI (1992) prédisent d'une manière générale, que les tassements δ/H maximaux sont de l'ordre de 1.10^{-2} , avec une forme identique à celle que nous observons. Nous obtenons pour notre part $2.2.10^{-3}$ (~ 7 cm) avec l'hypothèse de KOWALEWSKI et $1.4.10^{-3}$ (~ 4.5 cm) avec celle de SCHNEEBELI.

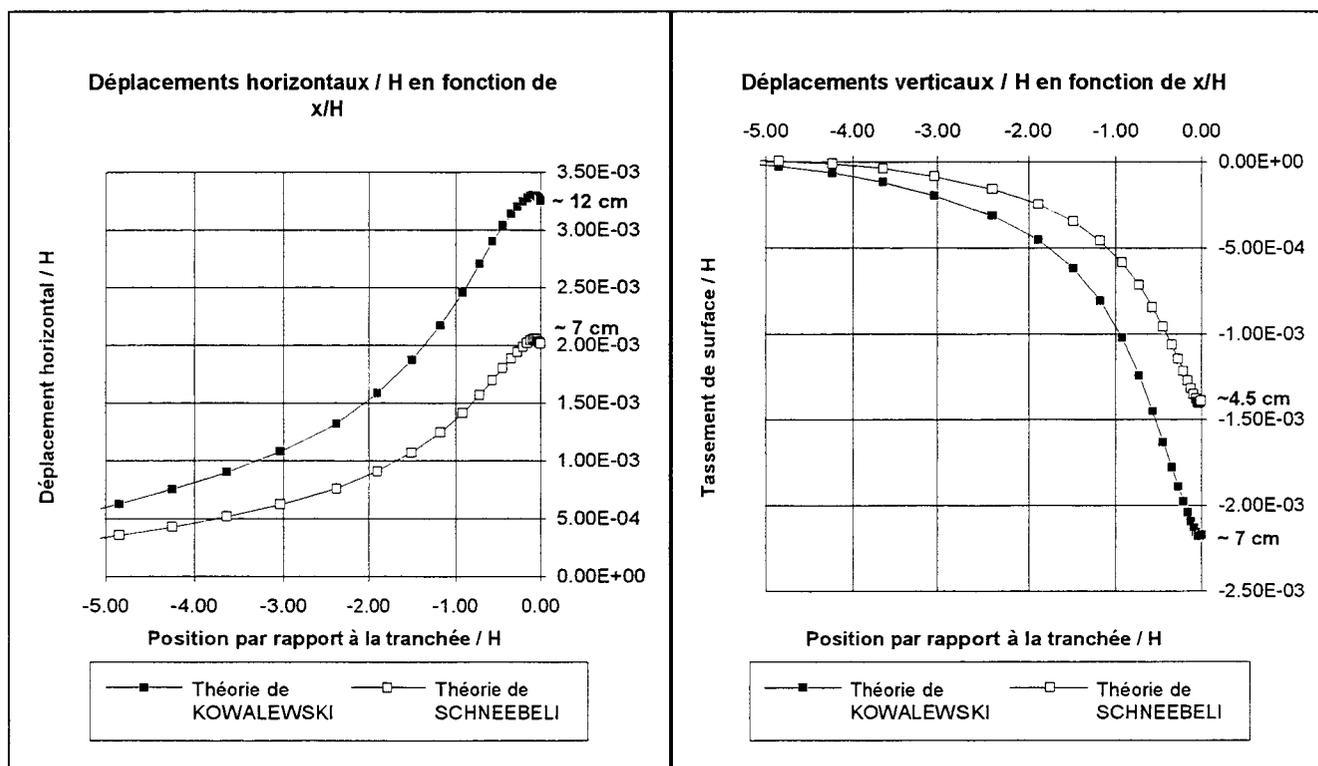


Figure 5.32 : Déplacements horizontaux de surface / H en fonction de x/H

Figure 5.33 : Déplacements verticaux de surface / H en fonction de x/H

2.3.2.4 - Les contraintes totales horizontales à la fin du creusement

D'après les figures 5.34 et 5.35, (et à cette échelle de représentation), la décroissance de la contrainte horizontale totale est plus visible dans la solution de KOWALEWSKI que dans celle de SCHNEEBELI. Pour le cas de SCHNEEBELI, les variations sont seulement perceptibles au niveau du pied de la tranchée. Il est vrai que les contraintes antagonistes de la boue de bentonite et de l'effet "d'arc" sont plus importantes dans la solution de SCHNEEBELI. On observera plus précisément les variations dans l'étude locale.

Il faut remarquer que la variation de la contrainte est assez diffuse; elle se répartit sur une cinquantaine de mètres derrière la tranchée.

2.3.2.5 - Les pressions interstitielles à la fin du creusement

Les figures 5.36 et 5.37 montrent nettement l'effet du creusement de la tranchée sur la répartition des pressions interstitielles. Globalement, la pression interstitielle décroît à l'approche de la tranchée. La décroissance est d'ailleurs plus marquée dans la solution de KOWALEWSKI. Ce phénomène s'étend visuellement dans la solution de KOWALEWSKI jusqu'à une cinquantaine de mètres; trente mètres dans la solution de SCHNEEBELI. Il faut noter toutefois qu'à faible profondeur, dans les formations quaternaires, les pressions restent inchangées. Cet état est dû au fait que dans cette formation, la perméabilité est bien plus élevée que dans l'argile.

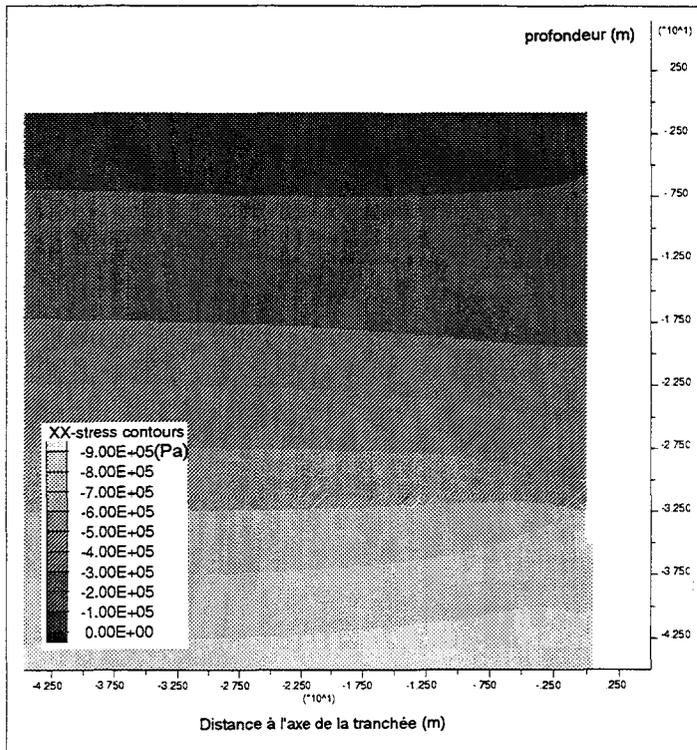


Figure 5.34 : Distribution de la contrainte totale horizontale σ_{xx} à la fin du creusement - KOWALEWSKI

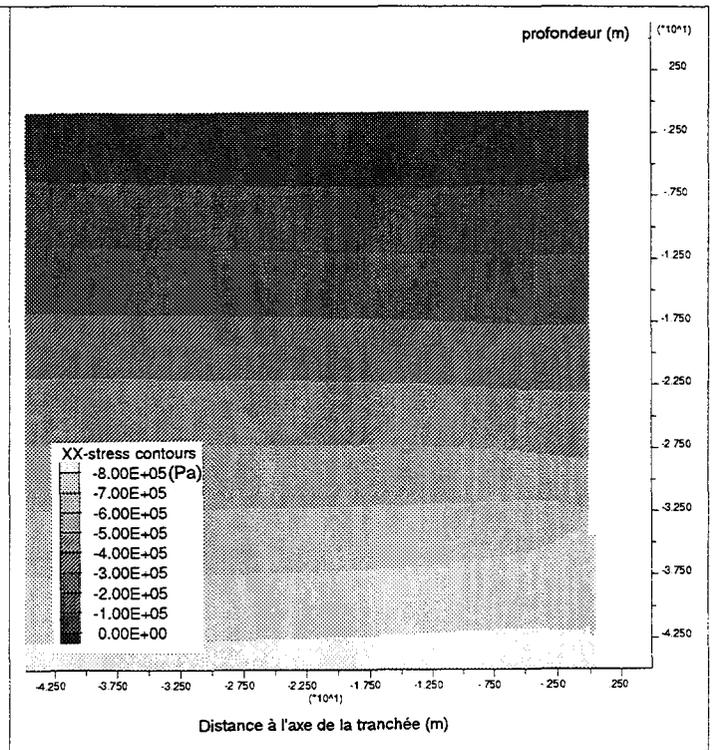


Figure 5.35 : Distribution de la contrainte totale horizontale σ_{xx} à la fin du creusement - SCHNEEBELI

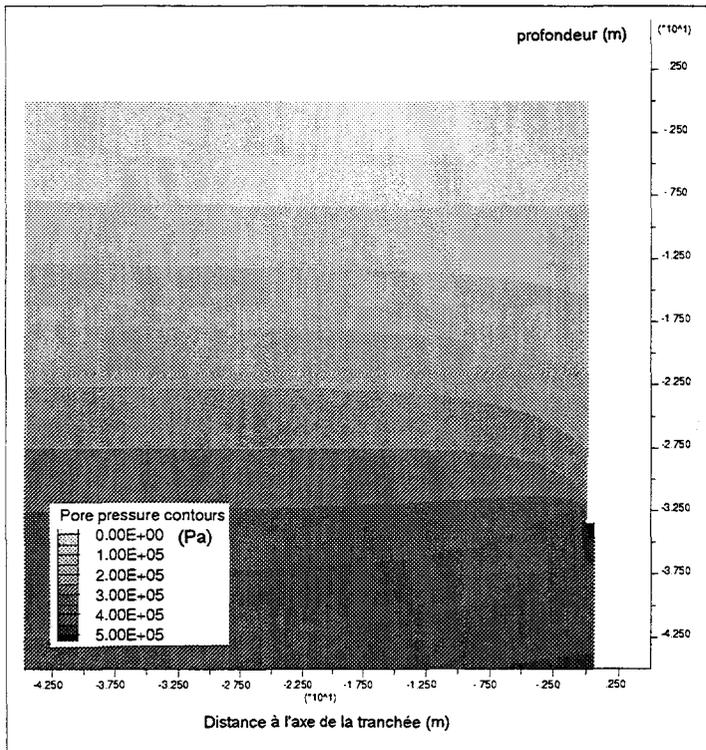


Figure 5.36 : Distribution de la pression interstitielle à la fin du creusement - KOWALEWSKI

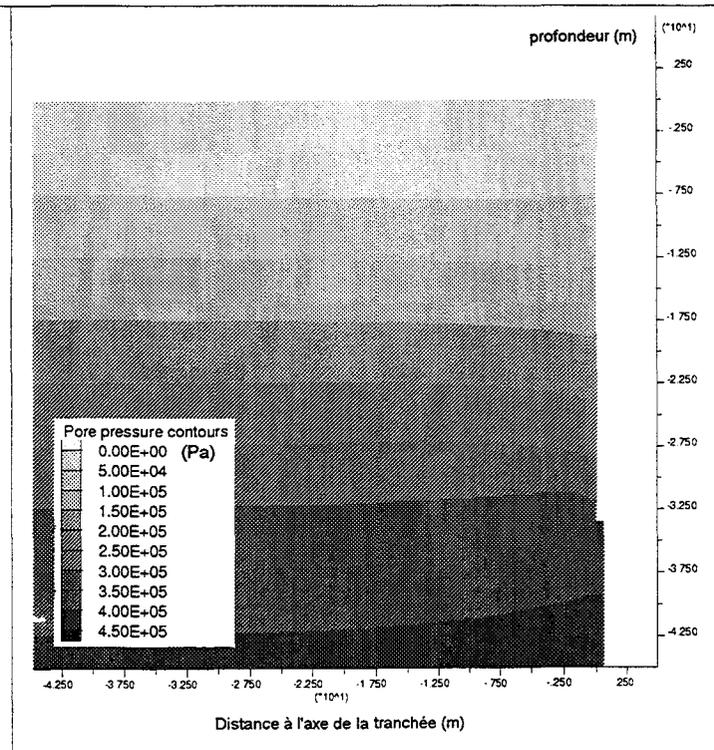


Figure 5.37 : Distribution de la pression interstitielle à la fin du creusement - SCHNEEBELI

2.3.3 - ETUDE LOCALE

2.3.3.1 - Evolution de la contrainte totale horizontale aux points marqués

La figure 5.38 représente l'évolution de la contrainte totale horizontale aux points marqués (voir figure 5.5) en fonction du temps, pour les deux cas traités.

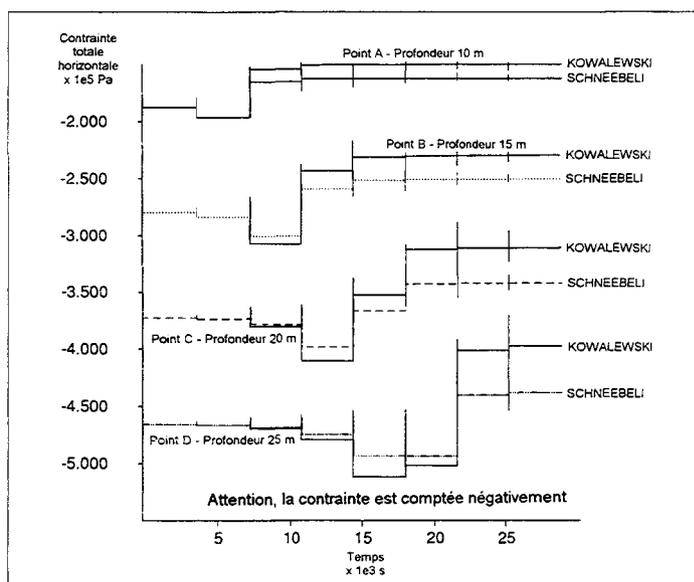


Figure 5.38 : Evolution de la contrainte totale horizontale aux points marqués

Les différentes courbes montrent que, à chaque profondeur, la contrainte totale horizontale commence par croître avant de décroître jusqu'à une valeur minimale. Cette valeur est atteinte dès que l'outil dépasse la profondeur considérée; elle ne sera plus modifiée.

La phase initiale de croissance de la contrainte est, dans presque tous les cas, d'amplitude moitié de la décroissance qui s'ensuit (par rapport à la valeur initiale). Ce phénomène n'est donc pas négligeable.

Le tableau suivant indique en pourcentage, la réduction de la contrainte totale horizontale en fonction de la profondeur considérée, pour chaque cas :

Profondeur	Réduction de σ_{xx} en % - KOWALEWSKI	Réduction de σ_{xx} en % - SCHNEEBELI
Point A - 10 m	19	13
Point B - 15 m	17	10
Point C - 20 m	16	7
Point D - 25 m	13	6

Tableau 5.6 : Réduction de σ_{xx} en %, aux points marqués, à la fin de l'excavation

Ainsi, les deux hypothèses prises en compte aboutissent à des résultats sensiblement différents, avec une réduction moyenne de la contrainte totale horizontale, aux points marqués, de 17 % pour KOWALEWSKI et 9 % pour SCHNEEBELI.

2.3.3.2 - Evolution de la pression interstitielle aux points marqués

La figure 5.39 représente l'évolution de la pression interstitielle aux points marqués en fonction du temps, pour les deux cas traités.

Les différentes courbes montrent un phénomène analogue à celui qui se produit pour la contrainte totale horizontale. A chaque profondeur, la pression interstitielle commence par croître, puis décroît jusqu'à une valeur minimale. Cette valeur est atteinte dès que l'outil dépasse la profondeur considérée, elle n'évolue que très peu ensuite.

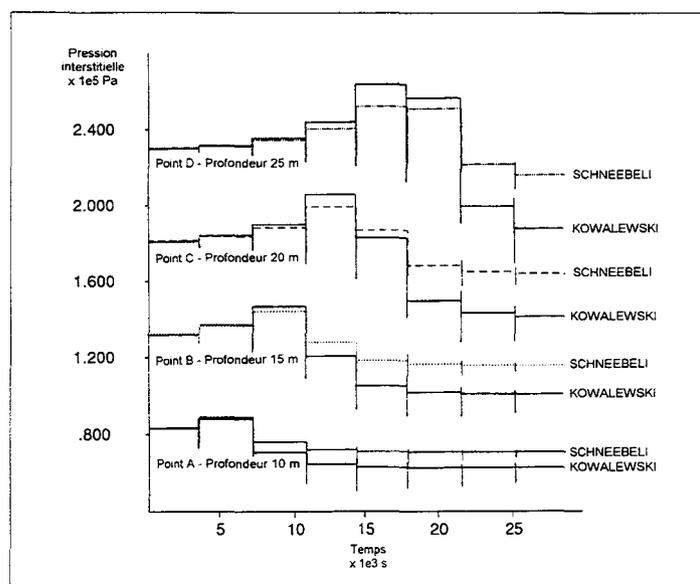


Figure 5.39 : Evolution de la pression interstitielle aux points marqués

La phase initiale de croissance de la pression interstitielle est, dans le cas de KOWALEWSKI, de bien moindre amplitude que la décroissance qui s'ensuit (par rapport à la valeur initiale). Pour SCHNEEBELI, le cas est similaire à celui de la contrainte totale.

Le tableau suivant indique en pourcentage, la réduction de la pression interstitielle en fonction de la profondeur considérée, pour chaque cas :

Profondeur	Réduction de u en % - KOWALEWSKI	Réduction de u en % - SCHNEEBELI
Point A - 10 m	26	16
Point B - 15 m	24	13
Point C - 20 m	21	10
Point D - 25 m	19	6

Tableau 5.7 : Réduction de la pression interstitielle en %, aux points marqués, à la fin de l'excavation

Ainsi, les deux hypothèses prises en compte aboutissent à des résultats sensiblement différents, avec une réduction moyenne de la pression interstitielle de 23 % pour KOWALEWSKI et 11 % pour SCHNEEBELI.

2.3.4 - EVOLUTION DANS LE TEMPS DE LA REPOSE DU MODELE, APRES REMPLISSAGE DE LA TRANCHEE PAR DU BETON

2.3.4.1 - INTRODUCTION

La procédure retenue est la même que celle utilisée pour la simulation tridimensionnelle du premier chapitre de cette partie :

- la mise en place et la prise du béton sont instantanées. Les déplacements des bords de la paroi sont alors fixés. Par ailleurs, et par raison de symétrie, l'eau ne peut pas s'écouler : le flux est pris nul sur le bord de la tranchée.

La période représentée est d'environ trois mois, ce qui correspond globalement à l'intervalle de temps séparant le bétonnage du panneau, des premiers travaux d'excavation de la station de métro.

Compte tenu du fait que l'approche de KOWALEWSKI est à l'origine des plus importantes variations des paramètres, nous avons choisi de n'appliquer qu'à elle seule cette étape de calcul.

2.3.4.2 - LES RESULTATS DE L'EVOLUTION DU MODELE APRES TROIS MOIS

Tout d'abord, comme pour la simulation tridimensionnelle, aucun mouvement, soit-il de surface, n'a été observé sur la simulation durant les trois mois. Ce phénomène est dû au fait que les mouvements des flancs de la tranchée ont été bloqués horizontalement et verticalement.

Il est donc supposé que les mouvements de surface, avant excavation de la station de métro, sont essentiellement dus au creusement de la tranchée sous boue de bentonite. Le temps n'a pas d'effet significatif sur cette courte période.

Les graphiques 5.40 et 5.41 montrent les très faibles évolutions de la contrainte totale horizontale et de la pression interstitielle aux points marqués. Ils sont à comparer aux graphiques 5.21 et 5.22, résultats de l'étude 3D.

La réponse du modèle pour la contrainte totale horizontale est similaire à celle du modèle tridimensionnel. Par contre, la pression interstitielle ne subit que peu de variation, la restabilisation de cette pression semble pouvoir durer un temps extrêmement long...

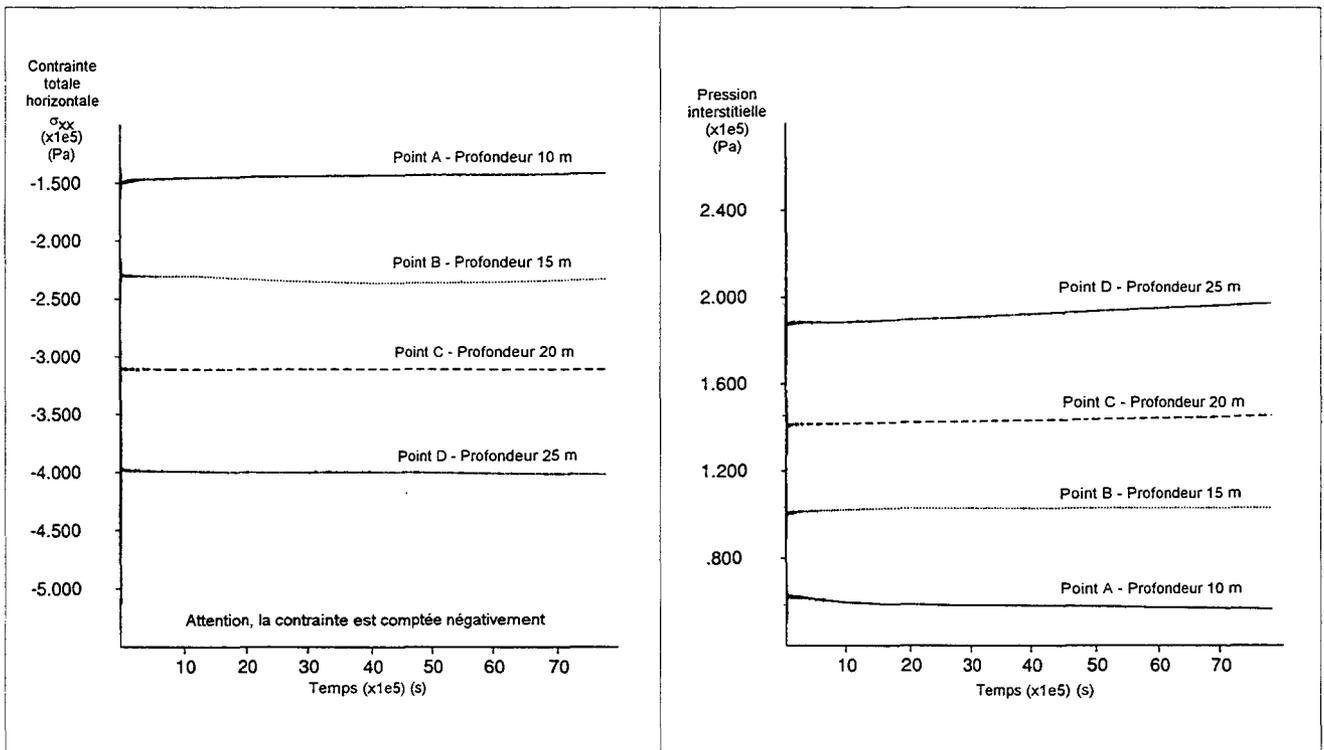


Figure 5.40 : Evolution dans le temps de la contrainte totale horizontale aux points marqués

Figure 5.41 : Evolution dans le temps de la pression interstitielle aux points marqués

2.3.4.3 - CONCLUSION

Le cumul des deux actions suivantes :

- le creusement sous boue de bentonite de la tranchée,
- la mise en place du béton (et la phase d'attente des étapes ultérieures),

a pour effets dans les simulations 2D réalisées :

- des déplacements qui apparaissent dès le creusement de la tranchée sous boue de bentonite,
- une diminution des pressions interstitielles, sans restabilisation rapide sur la période,
- une diminution conséquente de la contrainte totale horizontale.

2.3.5 - SYNTHÈSE

L'application des théories de SCHNEEBELI et de KOWALEWSKI dans le but d'observer l'état du massif de sol après creusement d'une tranchée sous boue de bentonite apporte des informations qu'il faut confronter avec :

- la simulation tridimensionnelle biphasique,
- les mesures *in situ* de chantiers similaires à celui de cette étude.

Ce travail figure dans le troisième chapitre de cette cinquième partie. Les résultats obtenus par l'application desdites méthodes sont rappelés de manière synthétique ci-après.

En ce qui concerne les déplacements, le massif subit un déplacement "d'ensemble" qui s'accroît à chaque nouvelle étape de creusement. Les maxima se situent au sommet de la tranchée.

Les mouvements de surface sont, de ce fait, importants puisqu'ils sont liés aux mouvements du bord de la tranchée. Par ailleurs, ils s'étendent loin au dos de l'excavation et n'évoluent pas dans le temps.

La contrainte totale horizontale, ainsi que la pression interstitielle subissent, *in fine*, une réduction qui s'étend loin du bord de l'excavation. La stabilisation de la pression interstitielle est extrêmement lente.

L'hypothèse de KOWALEWSKI génère à tous les niveaux des "perturbations" (en déplacements et en contraintes), qui sont "le double" de celles de SCHNEEBELI. L'amplitude de ces perturbations semble directement liée à celle de l'effort antagoniste proposé par l'une ou l'autre des théories.

3. ANALYSE COMPAREE DES DIFFERENTES METHODES - CONFRONTATION AVEC DES MESURES DE CHANTIER

3.1 - LES DEPLACEMENTS

3.1.1 - INTRODUCTION

Les résultats des simulations numériques bidimensionnelles, du *continuum* élastoplastique, proposées dans le second chapitre sont, à plusieurs niveaux, en contradiction avec ceux de la simulation tridimensionnelle, et notamment en ce qui concerne les déplacements.

Dans le cas bidimensionnel, le massif subit un déplacement "d'ensemble" qui s'accroît à chaque nouvelle étape du creusement. Les maxima se trouvent au sommet de la tranchée.

Dans le cas tridimensionnel, les déplacements sont locaux et restent liés à chaque incrément de perturbation, en n'affectant que très peu le reste du massif.

Les questions que pose cette constatation méritent d'être discutées.

3.1.2 - JUSTIFICATION DES DIFFERENCES

Les différences sont de deux types : la forme et l'amplitude.

La forme

L'allure de la déformée du massif dans le calcul 2D peut être *approchée* en raisonnant à partir de la théorie des poutres sur appuis simples. En effet, une poutre virtuelle, située à l'interface sol-bentonite, subissant d'un côté la poussée du sol et de l'autre la contre-poussée de la bentonite et de "l'effet de forme" aurait une déformée similaire à celle à laquelle nous aboutissons. La figure 5.42 illustre ce propos.

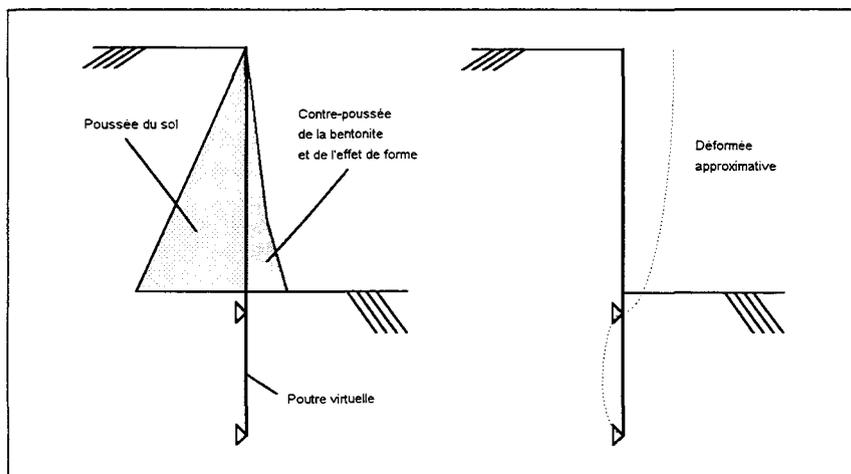


Figure 5.42 : Hypothèse de la poutre virtuelle sur appuis simples

Pourtant, la poutre est virtuelle... Aussi, la "rigidité" dont elle aurait pu faire bénéficier le système n'existe pas. Par ailleurs, l'effet du sol sur la poutre évolue en fonction des déplacements de celle-ci. Il semble donc peu probable que ce type de déformation soit rencontrée dans un cas réel...

La déformation, solution du calcul 3D, est davantage justifiable. En effet, la variation maximale de contrainte s'exerce à la plus grande profondeur de la tranchée. Or, compte-tenu des effets de bords (fond de la tranchée), il semble logique que les déplacements maximaux soient observés près du fond de la tranchée. C'est en effet ce que prévoit le calcul tridimensionnel.

L'amplitude du mouvement

Pour avoir une idée de l'amplitude du déplacement que l'on peut rencontrer avec ce type de méthode, il est intéressant de se rapprocher du problème classique du tube épais en déformation plane soumis à une pression intérieure et extérieure. La figure 5.43 en rappelle le schéma.

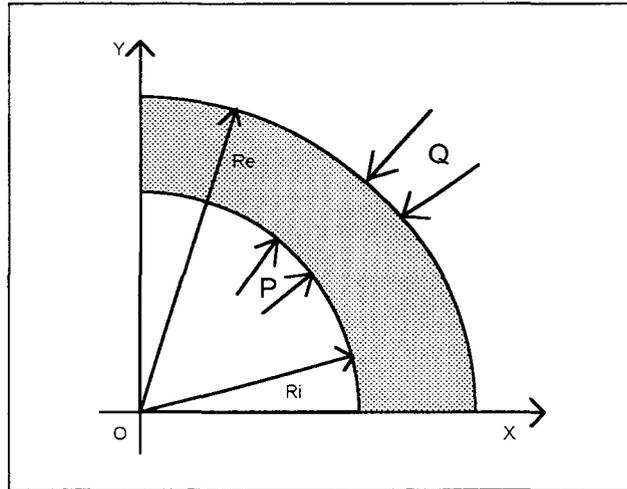


Figure 5.43 : Tube épais en déformation plane soumis à une pression intérieure et extérieure

Le déplacement résultant de ces sollicitations en un point situé à une distance r du point O est donné par la formule suivante : (d'après MESTAT, 1988)

$$u_r = \frac{(1+\nu) \cdot r_e^2 \cdot r_i^2}{E(r_e^2 - r_i^2)} \cdot \left[(1-2\nu) \cdot r \cdot \left(\frac{P}{r_e^2} + \frac{Q}{r_i^2} \right) + \frac{1}{r} \cdot (P+Q) \right]$$

Aussi, dans le cas tridimensionnel, le tube est épais, de rayon intérieur moyen $r_i = 1$ m et de rayon extérieur très grand de l'ordre de $r_e = 10000$ m. A une profondeur donnée, le déplacement résultant u_{r1} en $r = 1$ m peut être évalué.

Le cas bidimensionnel peut être traité de manière similaire. Il faut alors supposer que, compte tenu du fait que la tranchée est considérée comme infiniment longue, le rayon intérieur r_i doit être pris grand. Soit $r_i = 100$ m et $r_e = 10000$ m. Le calcul de u_{r2} en $r = 100$ m est effectué dans les mêmes conditions.

Tous calculs faits, l'estimation aboutit à $u_{r1} = 0.18$ m et $u_{r2} = 18$ m. Soit, $u_{r2} = 100 \cdot u_{r1}$.

Bien que cette approche soit relativement simpliste, elle permet de légitimer le fait que l'application des deux méthodes aboutit à des amplitudes nettement différentes.

3.1.3 - OBSERVATION DE CAS CONCRETS

L'observation de cas concrets peut donner une idée du comportement réel du sol. Mais la rareté des données concernant cette phase particulière, jugée "sans effet" par certains auteurs, rend plus difficile ce travail. Deux sources d'investigation sont à notre disposition :

- des mesures effectuées sur le chantier du tunnel de Bell Common (Londres - 1982),
- une instrumentation installée sur le chantier TOURCOING-CENTRE du métro de Lille (Ligne 2 - Lot 2 - 1995).

Le tunnel de Bell Common

De nombreux relevés ont été réalisés au moment de la construction du tunnel de Bell Common en 1982 pour contrôler le comportement d'un mur de soutènement encastré et celui de l'argile raide dans laquelle il a été construit. Le graphique 5.44 est extrait d'un article de TEDD *et al.* (1984). Il représente les champs de déplacement horizontal et vertical après réalisation de l'écran.

Ces déplacements sont du type de ceux obtenus à partir d'une approche bidimensionnelle. C'est un déplacement d'ensemble avec maximum au sommet de la tranchée. Ce maximum reste pourtant faible avec une valeur horizontale δ/H de $7.5 \cdot 10^{-4}$ contre $2 \cdot 10^{-3}$ pour SCHNEEBELI et $3.2 \cdot 10^{-3}$ pour KOWALEWSKI.

Néanmoins, il faut revenir au mode de réalisation de cet écran. Il s'agit de pieux jointifs réalisés selon le schéma classique "primaire-secondaire". Par ailleurs, les forages sont tubés jusqu'à l'introduction du béton.

Cette technique est très éloignée de celle que nous modélisons, tant par la forme des excavations que par la technique de rétention du sol. Il est donc difficile de tirer des conclusions quant à la validité de l'une ou de l'autre des méthodes numériques appliquées.

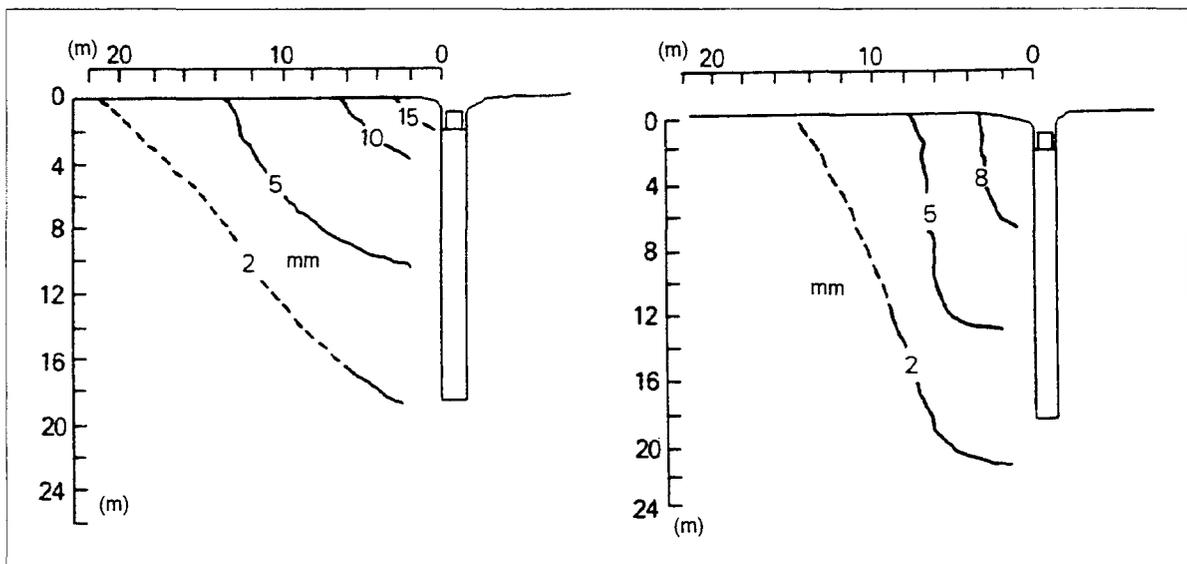


Figure 5.44 : Déplacements horizontaux (a) et verticaux (b) au tunnel de Bell Common, en mm

Le métro de Lille - Station TOURCOING-CENTRE

Les relevés altimétriques effectués sur ce chantier permettent d'avoir une idée de l'amplitude des mouvements générés par le creusement d'une des tranchées de la paroi moulée. Les figures 5.45 et 5.46 représentent respectivement le relevé inclinométrique correspondant et les tassements d'un bâtiment riverain situé à 3 m environ de la tranchée. Le déplacement maximal est de l'ordre de 1 cm vers l'intérieur de la station, ce qui correspond à une valeur horizontale δ/H de $4 \cdot 10^{-4}$.

La forme des déplacements correspond cette fois à celle que l'on a obtenue à partir de l'approche tridimensionnelle. Le maximum se situe près du fond de la tranchée.

Il faut noter que la présence d'un ouvrage fondé sur pieux à proximité de la tranchée peut modifier les déplacements du fait du rôle de rigidification du massif par l'ensemble pieux - bâtiments. Par ailleurs, l'intervalle de tolérance des mesures, en cumulé, est relativement important.

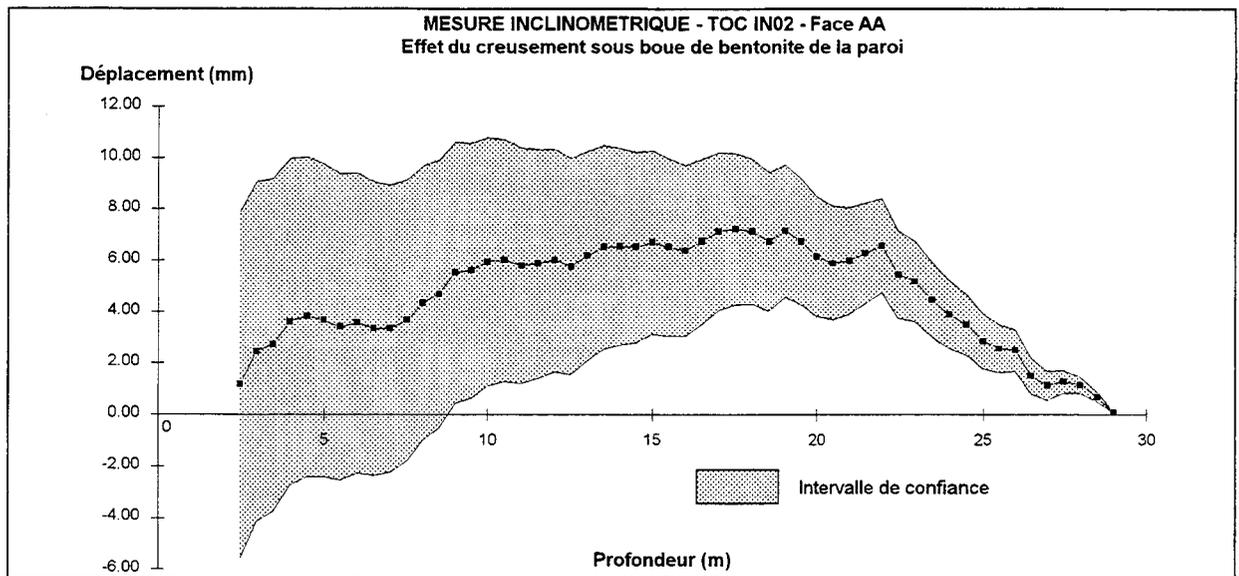


Figure 5.45 : Relevé inclinométrique - Mouvements dus à la réalisation de la tranchée

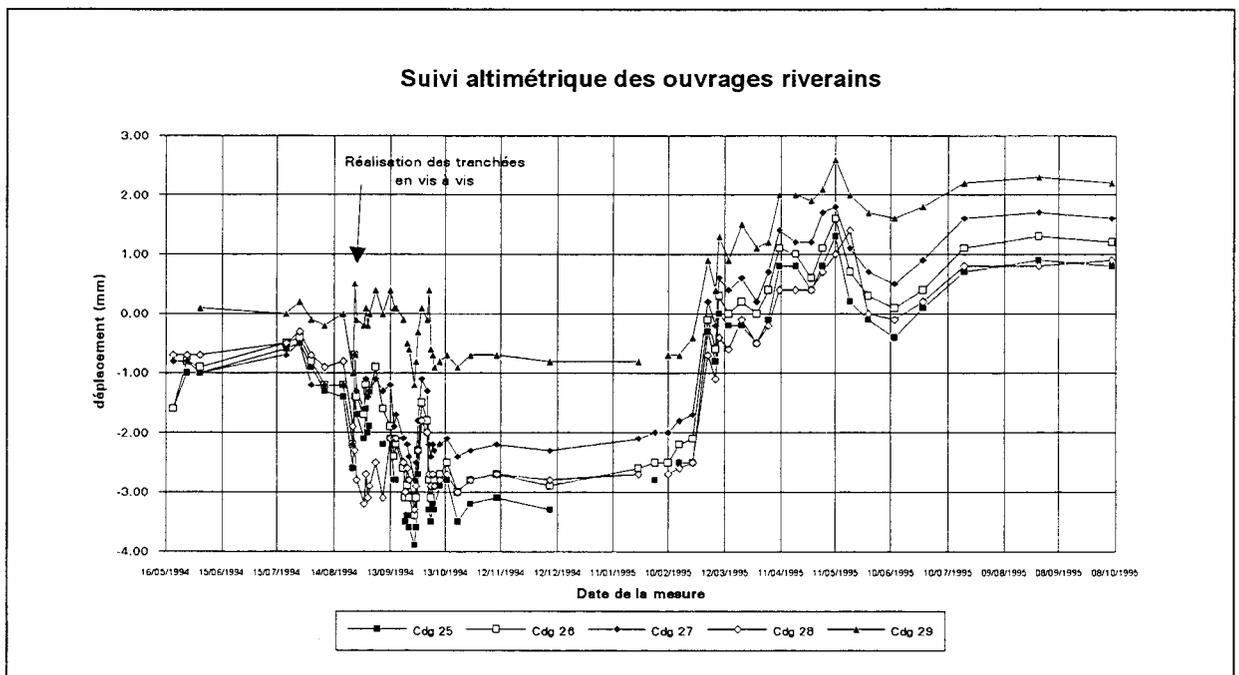


Figure 5.46 : Suivi altimétrique des ouvrages riverains

3.1.4 - CONCLUSION CONCERNANT LES DEPLACEMENTS

Le chantier TOURCOING-CENTRE a été instrumenté dans le but d'observer les déplacements de l'écran et des ouvrages avoisinants. Les informations issues des relevés inclinométriques sont à ce titre très importantes. Elles confirment notamment les suivis altimétriques réalisés dans la même zone.

Quant au tunnel de Bell Common, il semble que malgré les similitudes géométriques, le mode de réalisation de la paroi ne permette pas d'effectuer de réelles comparaisons.

Aussi, nous pouvons raisonnablement penser, dans l'état actuel de nos connaissances, que l'approche tridimensionnelle semble mieux prédire les déplacements générés par la réalisation des tranchées, sous boue de bentonite.

Des mesures réalisées sur d'autres chantiers, seraient toutefois nécessaires, pour confirmer la supériorité, dans le domaine de la prédiction des déplacements, de l'approche tridimensionnelle biphasique couplée.

3.2 - LES CONTRAINTES TOTALES HORIZONTALES

3.2.1 - INTRODUCTION

Les deux approches bidimensionnelles et tridimensionnelles aboutissent à des états de contraintes totales horizontales très différents, surtout près de la tranchée. Pourtant, on observe à la fin du creusement, et dans les deux cas, une décroissance significative à l'approche de la tranchée.

La comparaison des figures 5.14 et 5.34 - 5.35, permet de constater que la décroissance est concentrée sur 5 à 7 m environ dans le cas 3D alors qu'elle est beaucoup plus diffuse dans les cas 2D.

Pour avoir une idée plus précise du phénomène, la figure 5.47 représente les iso-contraintes horizontales totales de la simulation 3D et de celles 2D de KOWALEWSKI.

3.2.2 - COMPARAISON DES REPONSES 2D ET 3D

La figure 5.47 montre que, dans une zone relativement étendue qui va de l'extrémité du maillage (300 m pour le calcul 2D) jusqu'à environ 20 mètres du bord de la tranchée, les valeurs seraient à peu près similaires. A l'approche de la tranchée, les comportements des deux modèles diffèrent complètement.

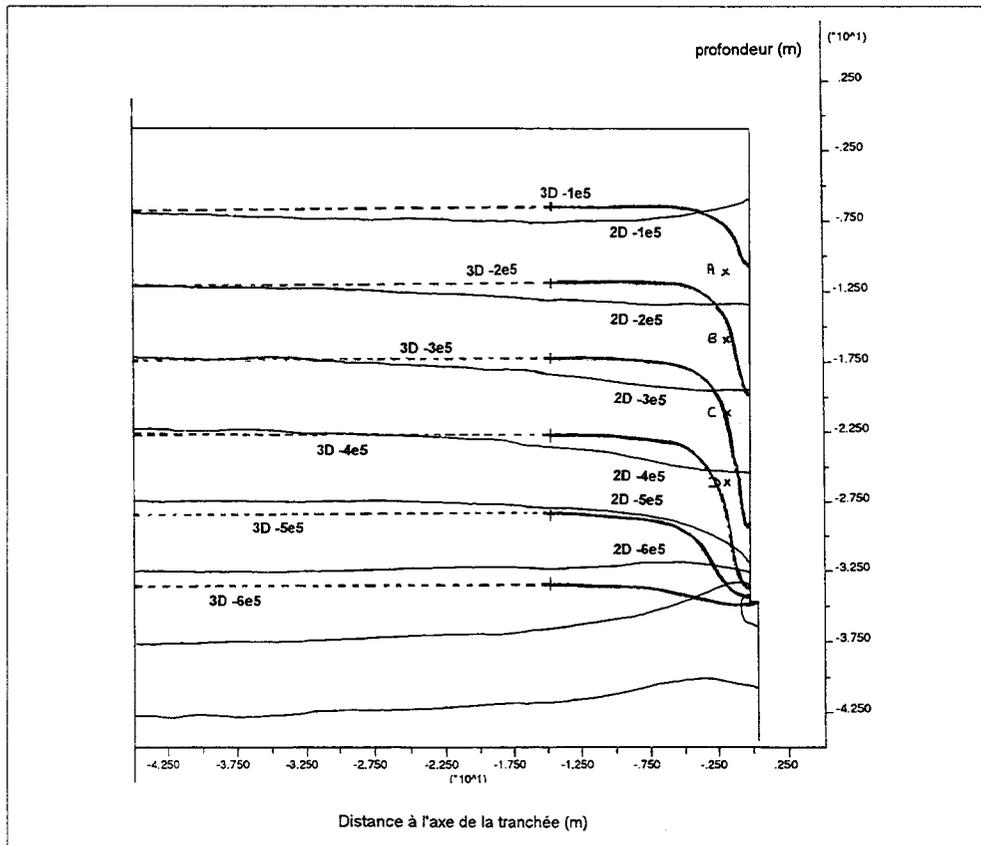


Figure 5.47 : Représentation des isocontraintes σ_{xx} pour les calculs 3D et 2D, avant coulage du béton

La baisse de contrainte est importante et rapide dans le cas tridimensionnel. Dans le cas bidimensionnel, la décroissance se fait plus douce mais démarre de beaucoup plus loin; l'effet est diffus. L'observation des variations aux points A, B, C et D (Voir figures 5.16 et 5.38), indique des diminutions globales de la contrainte qui sont du même ordre de grandeur (22 % en 3D et 17 % en 2D). Il s'agit vraisemblablement d'une coïncidence puisqu'une observation en des points situés plus près de la paroi aurait donné des résultats très différents...

Les simulations basées sur les théories de KOWALEWSKI et de SCHNEEBELI ont donc un défaut majeur qui est lié intrinsèquement au calcul bidimensionnel (tranchée infiniment longue). Elles reflètent très mal l'effet local que l'on observe en 3D.

3.2.3 - CONFRONTATION AVEC LE CHANTIER ALMA-GARE

Des mesures de la contrainte totale horizontale ont été réalisées dans des forages disposés exactement aux points marqués A, B, C et D (Voir annexe II). Bien qu'aucune mesure n'ait été effectuée dans la période de réalisation de la tranchée sous boue de bentonite, nous disposons de valeurs relevées avant les premières étapes d'excavation de la station de métro.

Le tableau 5.8 regroupe les différentes estimations, ainsi que les mesures de σ_{xx} . On y trouve :

- colonne 2 : une estimation des valeurs des contraintes initiales, en aval de tous travaux,
- colonne 3 : les mesures réalisées en forage,
- colonne 4 : les résultats du calcul 2D, hypothèse de KOWALEWSKI,
- colonne 5 : les résultats du calcul 3D.

Point et Profondeur	Contrainte initiale (MPa)	Mesure in situ (MPa)	Calcul 2D (MPa)	Calcul 3D (MPa)
Point A - 10 m	0.190	0.100	0.150	0.150
Point B - 15 m	0.280	0.195	0.230	0.225
Point C - 20 m	0.380	0.180	0.320	0.300
Point D - 25 m	0.470	0.380	0.400	0.370

Tableau 5.8 : Synthèse des différentes estimations de la contrainte totale horizontale

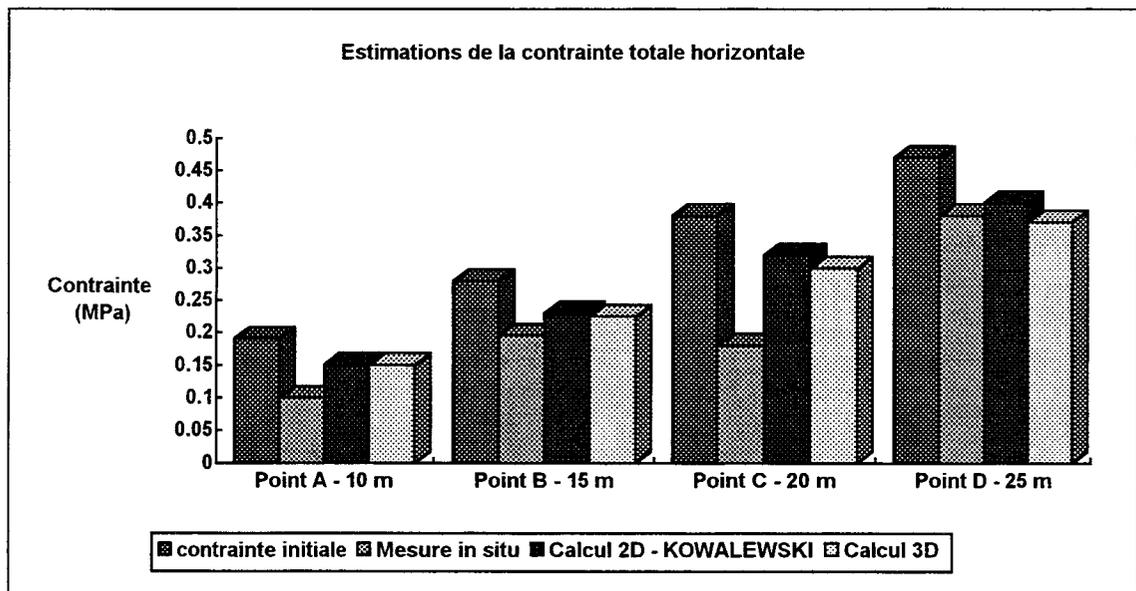


Figure 5.48 : Représentation des différentes estimations de la contrainte totale horizontale

Les valeurs mesurées sur le terrain sont très inférieures à celles estimées comme étant les valeurs initiales.

Les résultats issus des calculs 2D et 3D sont meilleurs, mais l'écart par rapport aux mesures *in situ* n'est pas négligeable. Ainsi, les prédictions proposées pour les profondeurs de 10 m et 20 m sont assez mauvaises, alors que celles de 15 m et 25 m sont acceptables (paragraphes 1.5.4 et 2.3.4.2).

3.2.4 - CONFRONTATION AVEC LE CHANTIER DU TUNNEL DE BELL COMMON

Compte tenu des restrictions de similitude dont il a été fait état dans le paragraphe concernant les déplacements, les mesures du chantier du tunnel de Bell Common demeurent tout de même du plus haut intérêt. Le graphique 5.49, extrait de l'article de TEDD *et al.* (1984), représente la distribution de la contrainte totale horizontale dans le sol en fonction de la distance au dos de l'écran. La phase I correspondant à la réalisation de la paroi (pieux forés, tubés - mode de réalisation primaire - secondaire). Les phases III, IV et VI correspondent à des excavations du tunnel.

Aux profondeurs de 9 et 12 m (dans l'argile de Londres), la décroissance de la contrainte totale horizontale est très nettement marquée. Sur les 3 mètres les plus proches de la paroi, la variation de la contrainte est très brutale, comme celle que l'on observe dans la simulation tridimensionnelle.

Par ailleurs, pour la suite de ce travail de recherche, il faut remarquer que les contraintes mesurées dans les phases III, IV et VI restent conditionnées par la variation subie dans la phase I. Cet exemple montre, une fois de plus, que la prise en compte de l'histoire du chargement importe au plus haut point.

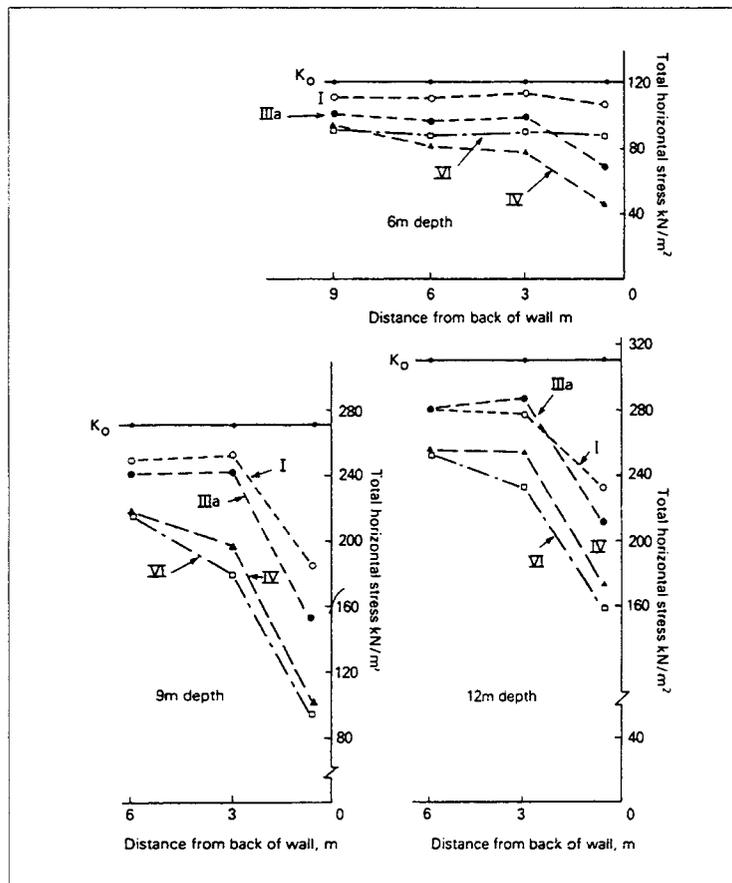


Figure 5.49 : Distribution de la contrainte totale horizontale dans le sol en fonction de la distance au dos de la paroi à 6, 9 et 12 m de profondeur. (d'après TEDD *et al.*, 1984)

3.2.5 - CONCLUSION CONCERNANT LA CONTRAINTE HORIZONTALE TOTALE

Cette fois encore, pour le chantier ALMA-GARE, les mesures disponibles ne sont pas réalisées dans les meilleures conditions pour tirer des conclusions irrévocables. L'intérêt de l'époque pour ces informations n'était pas concordant avec celui de cette étude. Les relevés n'ont donc pas été effectués durant la phase qui nous intéresse. Ainsi privés de mesures initiales, nous ne disposons pas de référence permettant de juger de la réelle décroissance de la contrainte sur le site, ni de son amplitude...

Nonobstant cette remarque, si l'on exclut la mesure effectuée au niveau du point C (graphique 5.48), les simulations 3D et même 2D prédisent moyennement bien les valeurs mesurées sur le site.

Le chantier du tunnel de Bell Common apporte une nouvelle information. Non seulement la répartition des contraintes totales horizontales s'apparente à celle obtenue via la simulation 3D, mais son effet se répercute sur toutes les phases ultérieures de travaux.

3.3 - LES PRESSIONS INTERSTITIELLES

3.3.1 - INTRODUCTION

Comme pour les contraintes totales horizontales, les approches bi et tridimensionnelle aboutissent à des répartitions de la pression interstitielle très différentes. On observe néanmoins à la fin du creusement, et dans les deux cas, une décroissance significative à l'approche de la tranchée.

La comparaison des figures 5.15 et 5.36 - 5.37, permet de constater que la décroissance est concentrée sur 5 à 7 m environ dans le cas 3D alors qu'elle est beaucoup plus diffuse dans les cas 2D. Pour avoir une idée plus claire du phénomène, la figure 5.50 représente les iso-pressions interstitielles de la simulation 3D et de celles 2D de KOWALEWSKI.

3.3.2 - COMPARAISON DES REPONSES 2D ET 3D

La figure 5.50 montre que, même assez loin dans le milieu, les valeurs de la pression interstitielle sont différentes entre les deux approches. Cela est dû au fait que la pression interstitielle décroît, en 2D, très progressivement sur une grande partie du domaine. A l'approche de la tranchée, les comportements des deux modèles diffèrent complètement.

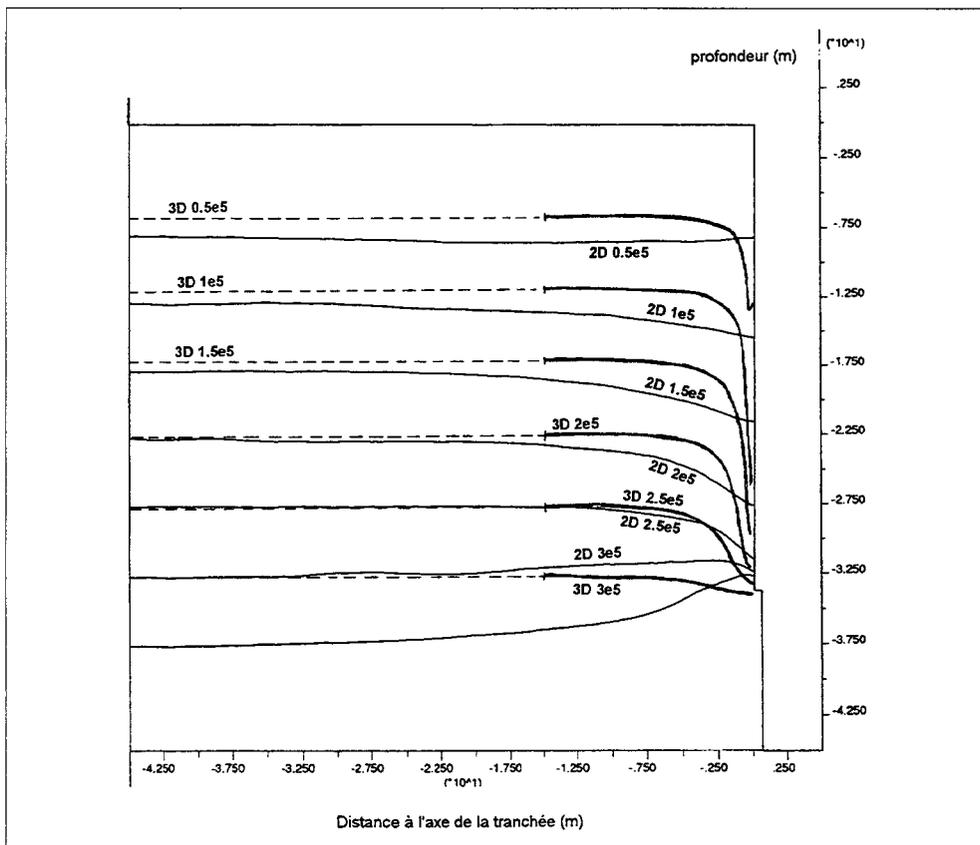


Figure 5.50 : Représentation des iso-pressions interstitielles pour les calculs 3D et 2D après creusement

Les commentaires concernant les contraintes totales horizontales restent valables pour les pressions interstitielles.

Ainsi, les pressions interstitielles, résultats des simulations basées sur les théories de KOWALEWSKI et de SCHNEEBELI souffrent du même défaut que les contraintes totales. L'effet local que l'on observe en 3D n'est pas reproduit par le calcul bidimensionnel.

3.3.3 - CONFRONTATION AVEC LE CHANTIER ALMA-GARE

Des mesures de la pression interstitielle ont été réalisées dans des forages disposés aux points marqués A, B, C et D (Voir annexe II). Bien qu'aucune mesure n'ait été effectuée dans la période de réalisation de la tranchée sous boue de bentonite, nous disposons de valeurs relevées avant les premières étapes d'excavation de la station de métro. Il s'agit donc des valeurs obtenues bien après la mise en place et la prise du béton dans la tranchée.

Le tableau 5.9 regroupe les différentes estimations, ainsi que les mesures de la pression interstitielle. On y trouve :

- colonne 2 : une estimation des valeurs des pressions interstitielles, en aval de tous travaux,
- colonne 3 : les mesures réalisées en forage,
- colonne 4 : les résultats du calcul 2D, hypothèse de KOWALEWSKI,
- colonne 5 : les résultats du calcul 3D.

Point et Profondeur	Pression interstitielle (MPa)	Mesure <i>in situ</i> (MPa)	Calcul 2D ⁽⁸⁾ (MPa)	Calcul 3D ⁽⁹⁾ (MPa)
Point A - 10 m	0.083	0.079	0.063	0.080
Point B - 15 m	0.132	0.132	0.100	0.127
Point C - 20 m	0.181	0.180	0.142	0.172
Point D - 25 m	0.230	0.222	0.188	0.219

Tableau 5.9 : Synthèse des différentes estimations de la pression interstitielle

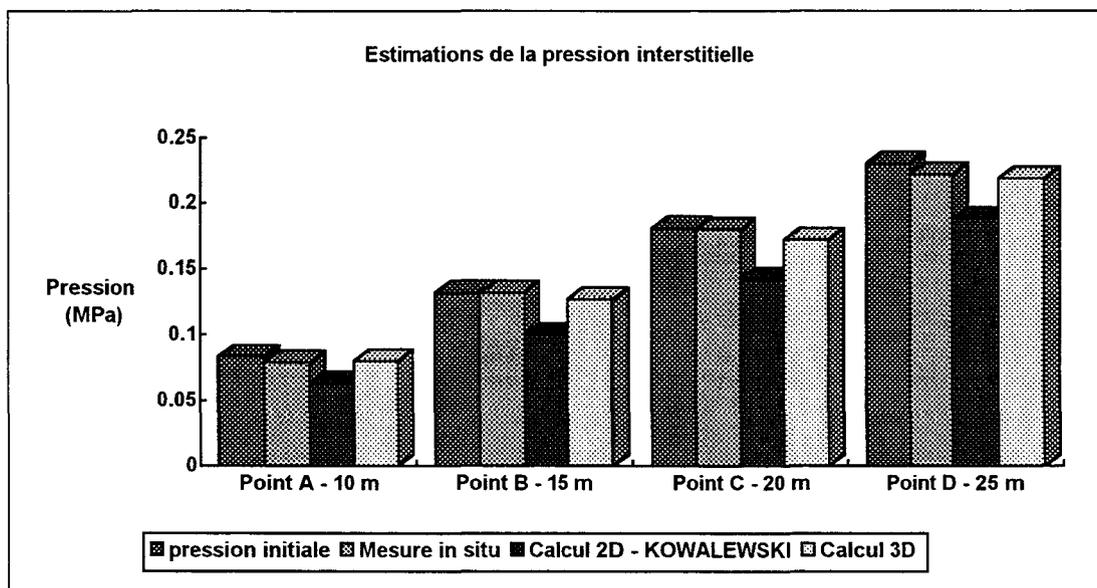


Figure 5.51 : Représentation des différentes estimations de la pression interstitielle

⁸Calcul intégrant le bétonnage et l'attente de 3 mois, 2D

⁹Calcul intégrant le bétonnage et l'attente de 3 mois, 3D

Les calculs 2D et 3D aboutissent à des résultats contradictoires. La simulation 3D prédit une augmentation de la pression interstitielle au cours des trois mois séparant la réalisation de la paroi, des premières excavations de la station. La simulation 2D prévoit une quasi constance de ces pressions. Ce comportement est sans doute lié à l'étendue du phénomène dans le calcul bidimensionnel.

L'augmentation de la pression n'est pas visible sur les mesures *in situ* compte tenu du fait qu'aucune mesure n'a eu lieu durant cette phase. Pourtant, les valeurs relevées juste avant les premières étapes d'excavation de la station devraient représenter la réalité en terme de pression. Ce sont ces valeurs que nous avons comparées aux deux calculs.

3.3.4 - CONFRONTATION AVEC LE CHANTIER DU TUNNEL DE BELL COMMON

Comme pour les contraintes totales, il est tenu compte dans le raisonnement des différences entre les techniques utilisées sur le chantier ALMA-GARE et sur le chantier du tunnel de Bell Common. Le graphique 5.52, extrait de l'article de TEDD *et al.* (1984), représente la distribution de la pression interstitielle aux différentes étapes évoquées dans le paragraphe 3.2.4. Les mesures ont été effectuées à 0.6 m au dos de l'écran.

Du côté non excavé (à gauche), la pression interstitielle après réalisation de la paroi, est légèrement plus faible que la valeur initiale. Cela correspond au type de réponse prédit par la simulation tridimensionnelle (pour le cas ALMA-GARE).

Du côté excavé, les valeurs proposées sont trop peu nombreuses pour que l'on puisse tirer des conclusions. Il semblerait pourtant logique de rencontrer une certaine symétrie entre les deux côtés de la paroi pour cette phase particulière qu'est la phase I.

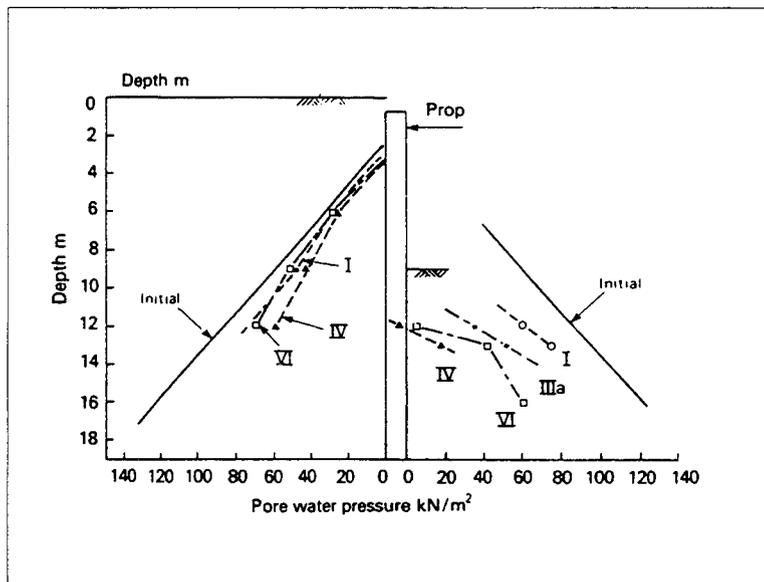


Figure 5.52 : Distribution de la pression interstitielle à 0.6 m du dos du mur, à différentes étapes

3.3.5 - CONCLUSION CONCERNANT LA PRESSION INTERSTITIELLE

Les mesures ont été menées à des dates et dans des conditions qui ne nous permettent pas d'apporter une conclusion sans appel. Pourtant, l'évolution de la pression interstitielle semble relativement bien reproduite par la simulation numérique tridimensionnelle du *continuum* élastoplastique.

3.4 - CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

L'absence de mesures réalisées dans des conditions spécifiques, spécialement étudiées pour cette étape particulière, rend toute conclusion sujette à controverse. Il est pourtant nécessaire de faire le point sur les résultats de ce travail et de prendre parti en se basant sur les informations dont nous disposons.

Le tableau suivant regroupe les différents arguments en faveur de l'une ou l'autre des méthodes.

	Arguments en faveur de l'approche 2D	Arguments en faveur de l'approche 3D
Prédiction des déplacements	Mesures du site de Bell Common. <u>Attention</u> : réserve quant à la possibilité de comparaison avec Bell Common	Mesures du site de TOURCOING-CENTRE Réalisme physique
Prédiction de la répartition de la contrainte totale horizontale		Mesures des sites de ALMA-GARE et de Bell Common. <u>Attention</u> : Réserve quant à la possibilité de comparaison avec Bell Common
Prédiction de la répartition de la pression interstitielle		Mesures des sites de ALMA-GARE et de Bell Common. <u>Attention</u> : Réserve quant à la possibilité de comparaison avec Bell Common

Tableau 5.10 : Arguments en faveur des méthodes 2D et 3D

Compte tenu de toutes les remarques que nous avons pu formuler jusqu'à présent, l'approche tridimensionnelle apparaît être celle qui reflète le mieux le comportement supposé réel du milieu, durant la réalisation d'un panneau de paroi moulée.

Pourtant, cette méthode nécessite des moyens de calculs relativement lourds⁽¹⁰⁾. Il serait donc intéressant d'employer une approche bidimensionnelle non conventionnelle qui, intégrant une méthodologie particulière, permettrait de s'affranchir de la simulation 3D. Pour concevoir cette méthodologie, il sera nécessaire de revenir aux causes des divergences entre les deux approches.

Une méthode nouvelle, ainsi que son application, sont proposées dans la sixième partie de ce document.

¹⁰ durée = 7 jours sur un PC PENTIUM 90 MHz. L'augmentation de la puissance des calculateurs favorisera sans aucun doute la vulgarisation des calculs tridimensionnels.

CONCLUSION GENERALE SUR LES MODELISATIONS 2D ET 3D DU CONTINUUM ELASTOPLASTIQUE

La simulation numérique tridimensionnelle biphasique couplée de la réalisation d'une tranchée sous boue de bentonite conforte les résultats de la littérature. Le processus de l'installation d'un panneau de paroi moulée dans une argile raide cause d'une part des déplacements non négligeables dans le milieu environnant, d'autre part, des réductions conséquentes et durables des contraintes horizontales totales et effectives.

Chaque étape de creusement de la tranchée est à l'origine de phénomènes localisés; qu'il s'agisse des déplacements ou des variations de contraintes. La forme de la tranchée conditionne la réponse de certains facteurs, comme la pression interstitielle par exemple.

Par ailleurs, on a montré que l'évolution dans le temps du comportement du modèle s'accompagne d'une tendance à la restabilisation des pressions interstitielles. Mais, la contrainte totale horizontale n'évolue pas sur la période séparant le bétonnage du panneau, des premiers travaux d'excavation de la station de métro.

Les simulations 2D, en application des théories de SCHNEEBELI et de KOWALEWSKI aboutissent à des résultats en contradiction avec l'approche tridimensionnelle.

En ce qui concerne les déplacements, le massif subit un déplacement "d'ensemble" qui s'accroît à chaque nouvelle étape de creusement. Les mouvements de surface sont de ce fait importants, puisqu'ils sont liés aux mouvements du bord de la tranchée. Par ailleurs, ils s'étendent loin au dos de l'excavation et n'évoluent pas dans le temps. La contrainte totale horizontale, ainsi que la pression interstitielle subissent, *in fine*, une réduction qui s'étend loin du bord de l'excavation. La restabilisation de la pression interstitielle est extrêmement lente.

La confrontation des résultats de ces deux approches 2D et 3D avec des mesures et des observations des sites de TOURCOING-CENTRE, de ALMA-GARE et de "Bell Common tunnel" permet de conclure que la simulation tridimensionnelle reflète le mieux le comportement supposé réel du milieu.

Compte tenu des lourds moyens de calcul qu'il est nécessaire de déployer pour une résolution 3D, une approche axisymétrique biphasique couplée est proposée dans la sixième partie du document.

Enfin, la réalisation complète d'une paroi moulée nécessite la mise en oeuvre de plusieurs panneaux juxtaposés. Les phénomènes rencontrés dans le cadre de la réalisation d'un panneau sont-ils extrapolables à n panneaux? La partie suivante du mémoire propose l'étude dans sa globalité d'un cas simple de paroi moulée dans l'argile. Elle prend en compte, outre la mise en oeuvre des panneaux, leur exploitation ultérieure (excavation et butonnage).

SIXIEME PARTIE

INFLUENCE DE LA PRISE EN COMPTE DE LA REALISATION D'UNE PAROI MOULEE, DANS L'ARGILE RAIDE SATUREE, SUR SON EXPLOITATION

**+ MODELISATION NUMERIQUE TRIDIMENSIONNELLE
BIPHASIQUE TOTALEMENT COUPLEE
DU *CONTINUUM* ELASTOPLASTIQUE**

**+ MODELISATION NUMERIQUE BIDIMENSIONNELLE
BIPHASIQUE TOTALEMENT COUPLEE
DU *CONTINUUM* ELASTOPLASTIQUE**

INCERTITUDE :

Il n'est pas certain que tout soit certain.

*PASCAL, mathématicien, physicien, philosophe et
écrivain français, 1623-1662*

INTRODUCTION

La réalisation d'un panneau de paroi moulée sous boue de bentonite génère des déplacements et des perturbations au niveau des contraintes dans le milieu avoisinant. Cette conclusion, résultat de l'étude figurant dans la cinquième partie, soulève la question de l'influence de la réalisation d'une paroi moulée complète dans une argile raide saturée.

Cette partie a pour but d'étudier ce point particulier et de montrer quelles sont les incidences de l'étape de mise en place de l'écran de soutènement dans le sol, sur son exploitation.

L'organisation de cette partie est similaire à la précédente. Quatre simulations numériques biphasiques totalement couplées du *continuum* élastoplastique ont été réalisées.

Dans le premier chapitre, deux simulations 3D (Logiciel FLAC 3D V1.05) sont présentées. L'une étudie la mise en oeuvre complète de la paroi moulée, suivie de son fonctionnement (excavations et butonnages). L'autre considère une mise en place instantanée de la paroi dans le sol, puis son fonctionnement.

Dans le second chapitre, la procédure suivie est identique pour les deux approches 2D biphasiques (Logiciel FLAC 2D V3.3).

Le troisième chapitre étudie les différences entre ces approches.

Enfin, un dernier chapitre propose au concepteur un outil simple lui permettant d'appréhender les effets de la réalisation d'un panneau de paroi moulée sur les structures avoisinantes.

1. MODELISATION NUMERIQUE TRIDIMENSIONNELLE BIPHASIQUE, DE LA REALISATION COMPLETE D'UNE PAROI MOULEE ET DE SON EXPLOITATION

1.1 - INTRODUCTION

La première modélisation reproduit la réalisation complète de la paroi, suivie de son exploitation. Comme précisé dans la partie précédente, les parois moulées sont réalisées par panneaux successifs. Dans le souci de prendre en compte les phases de travaux, la simulation a été menée de la manière suivante (voir Figure 6.1) :

1. Partie A

- Creusement, sous boue de bentonite, du panneau 1. La procédure est décrite au chapitre 1.3.3 de la 5^{ème} partie;
- Remplissage, par du béton, du panneau 1. La procédure est décrite au chapitre 1.5.1 de la 5^{ème} partie;
- Creusement, sous boue de bentonite, du panneau 3;
- Remplissage, par du béton, du panneau 3;
- Consolidation autorisée pendant 10 jours. Ce temps est une estimation de la durée nécessaire à la réalisation de tous les autres panneaux primaires;
- Creusement, sous boue de bentonite, du panneau 2;
- Remplissage, par du béton, du panneau 2;
- Consolidation autorisée pendant 2 mois.

2. Partie B

- Excavation du niveau 1 (EXC1), Butonnage du niveau 1 (BUT1), Consolidation de 10 jours;
- Excavation du niveau 2 (EXC2), Butonnage du niveau 2 (BUT2), Consolidation de 10 jours;
- Excavation du niveau 3 (EXC3), Butonnage du niveau 3 (BUT3), Consolidation de 10 jours.

Dans la seconde modélisation numérique, la mise en place de la paroi moulée est supposée instantanée. Ainsi, la partie A disparaît. Elle est remplacée par :

- Positionnement instantané de la paroi moulée en béton dans le sol.

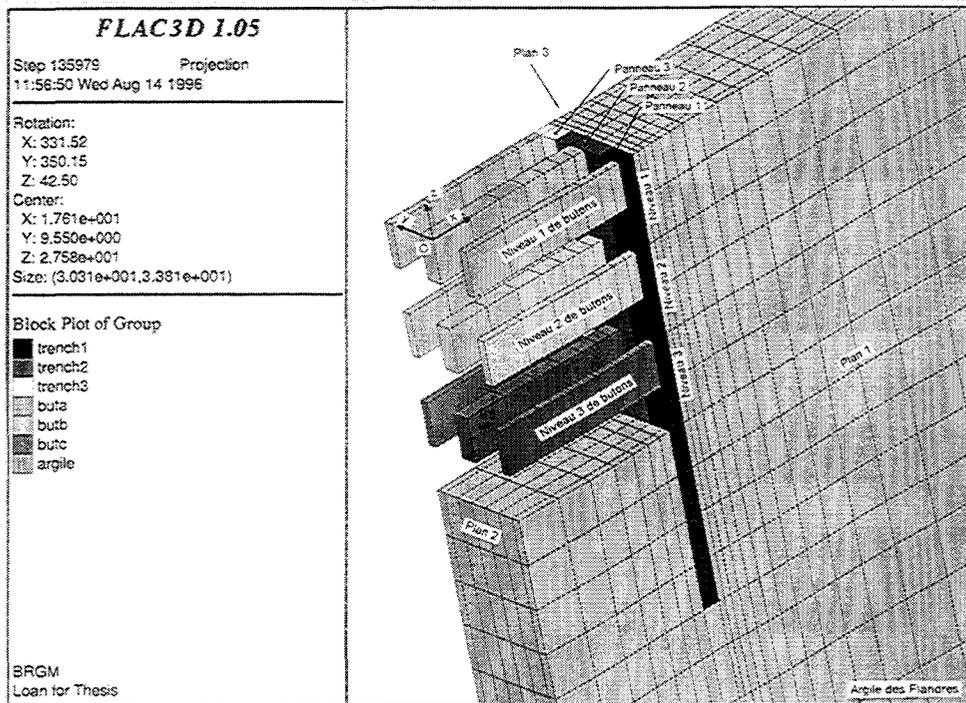


Figure 6.1 : Représentation du maillage tridimensionnel

1.2 - MISE EN OEUVRE DE LA MODELISATION DE LA PAROI MOULEE ET DE SON EXPLOITATION

1.2.1 - GEOMETRIE ET CONDITIONS AUX LIMITES

L'objectif de cette étude n'est pas de réaliser une modélisation fine. Il s'agit de comparer différentes approches. Aussi, les maillages sont volontairement lâches et les domaines peu étendus. Les restrictions liées à ces approximations sont connues (effets des limites du domaine sur les déplacements, par exemple). Elles s'appliquent aussi bien aux calculs 3D qu'aux calculs 2D. Nous vérifions cependant que ces limitations ne rendent pas les résultats inexploitable. Il est ainsi possible de comparer assez correctement les différents résultats.

En considérant 3 plans de symétrie (Plans 1, 2 et 3), l'étendue du domaine suivant (Ox, Oy, Oz) est limitée à 36m x 6m x 45m (Figure 6.1). Les déplacements sur les frontières sont imposés nuls de manière classique. Les flux sont nuls sur les frontières. Les conditions hydrauliques et de chargement mécanique sont identiques à celles adoptées au chapitre 1.3 de la partie 5 pour les panneaux. La hauteur de la paroi est de 25 m. Les dimensions des panneaux sont : 3m x 1m x 25m. Les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des panneaux sont : $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$ $K = 11.12 \text{ GPa}$ $G = 8.34 \text{ GPa}$ $n = 0.50$ Perméabilité = 10^{-8} m/s

En ce qui concerne les structures métalliques, les butons ont un déplacement imposé nul suivant Ox dans le plan (yOz). Leur longueur est de 20 m, les dimensions sont 2.5m x 1.0m. Ils ne contiennent pas d'eau. Leurs caractéristiques mécaniques (Modules de compressibilité et de cisaillement) sont : $K = 196.6 \text{ MPa}$, $G = 90.86 \text{ MPa}$, de manière à ce que leur produit EI soit cohérent avec celui de butons en acier couramment utilisés.

Durant les phases d'exploitation de l'ouvrage, une pression interstitielle nulle est imposée sur le bord libre de la paroi moulée.

1.2.2 - CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU MILIEU

Le milieu est entièrement constitué d'Argile des Flandres. Les paramètres du modèle élastique parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB, sont rappelés :

$$K = 11.12 \text{ MPa} \quad G = 8.34 \text{ MPa} \quad \phi' = 25^\circ \quad \psi = 10^\circ \quad C' = 26 \text{ kPa} \quad n = 0.48 \quad \text{Perméabilité} = 10^{-10} \text{ m/s.}$$

Le poids volumique sec du matériau est de 14.2 kN/m^3 . La nappe est affleurante.

1.2.3 - OBSERVATION DE LA REPOSE DES DEUX MODELES 3D

Les graphiques proposés regroupent les résultats des 2 calculs 3D. Pour fixer les idées, le premier calcul incluant la réalisation complète des panneaux sera nommé 3D_RCP. Le second calcul, avec mise en place instantanée de la paroi sera appelé 3D_I.

Dans les deux cas, les événements générés par les 3 phases d'excavation et de butonnage sont observés. Les différents facteurs retenus sont :

- les déplacements horizontaux de la paroi moulée, du côté excavé (mouvements observés verticalement, au centre du panneau 2);
- les contraintes dans les lits de butons (valeurs relevées dans les lits de butons du panneau 2);
- les contraintes totales horizontales à la fin des travaux dans le plan (xOz);
- les pressions interstitielles à la fin des travaux dans le plan (xOz);
- les déplacements horizontaux et verticaux dans le massif, plan (xOz).

1.3 - LES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX DE LA PAROI MOULEE

La figure 6.2 représente les déplacements horizontaux de la paroi moulée en fonction des phases de travaux pour les deux calculs proposés. Pour le calcul 3D RCP, les déplacements générés par la phase de réalisation de la paroi ont été réinitialisés avant l'exploitation. Les déplacements des calculs 3D_I et 3D_RCP peuvent ainsi être comparés.

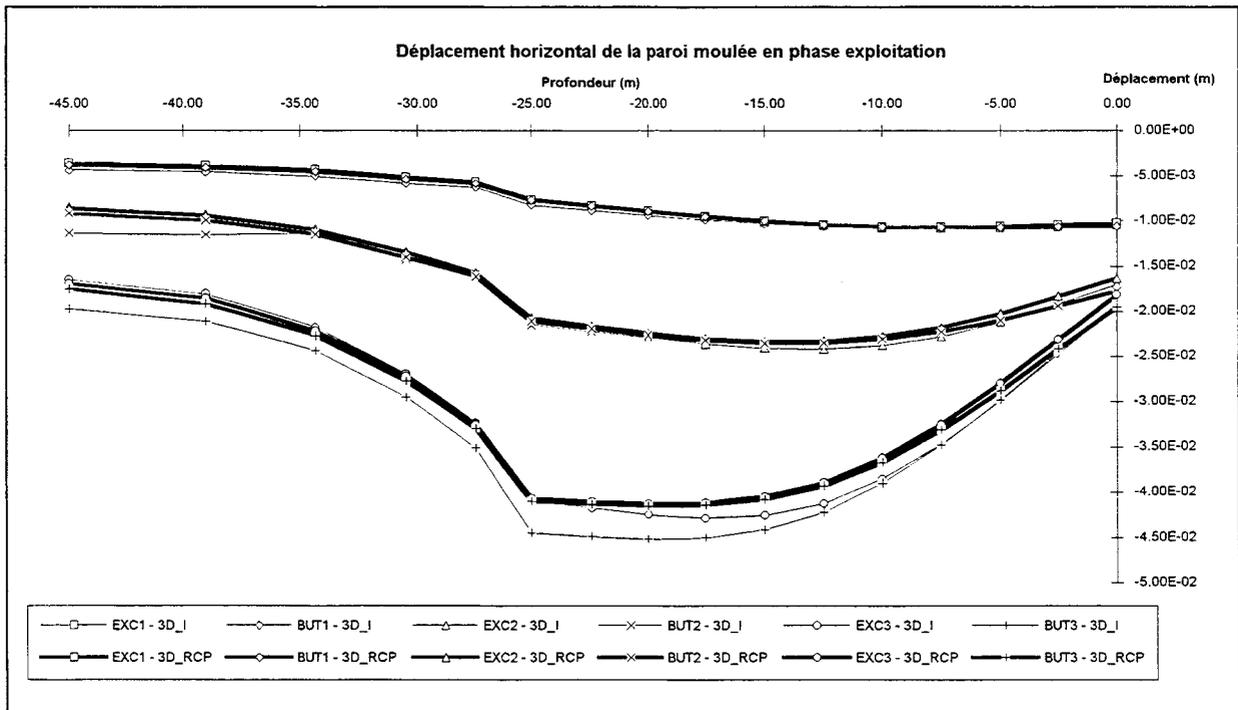


Figure 6.2 : Déplacements horizontaux de la paroi moulée en phase exploitation - Calcul 3D

La prise en compte dans le calcul, de la mise en place des panneaux de la paroi n'a que très peu d'influence. En effet, il n'y a que dans les phases "Excavation 3" et "Butonnage 3" que l'on constate une légère différence de mouvement de l'écran.

Pourtant, les états de contraintes initiaux (avant la première excavation) des deux calculs sont très différents (comme le montre la figure 6.3) car dans le calcul 3D_I, les isovaleurs de la contrainte σ_{xx} sont horizontales (non représentées). Il aurait pu sembler logique que les valeurs plus faibles de σ_{xx} (calcul 3D_RCP) induisent des déplacements plus faibles... Il n'en est rien, ce qui implique qu'une partie importante du massif participe au mouvement. La baisse de contrainte proche du bord de la paroi a donc peu d'influence au niveau des déplacements.

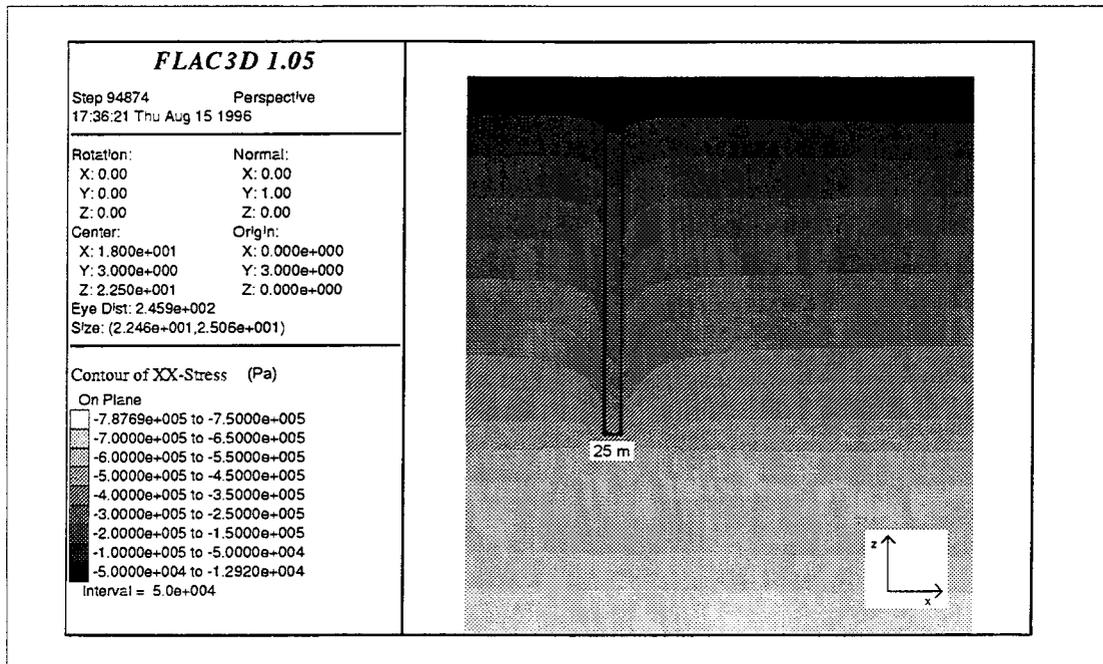


Figure 6.3 : Etat de la contrainte totale horizontale σ_{xx} dans le plan (xOz), avant exploitation de la paroi. - Calcul 3D_RCP

1.4 - LES CONTRAINTES DANS LES LITS DE BUTONS

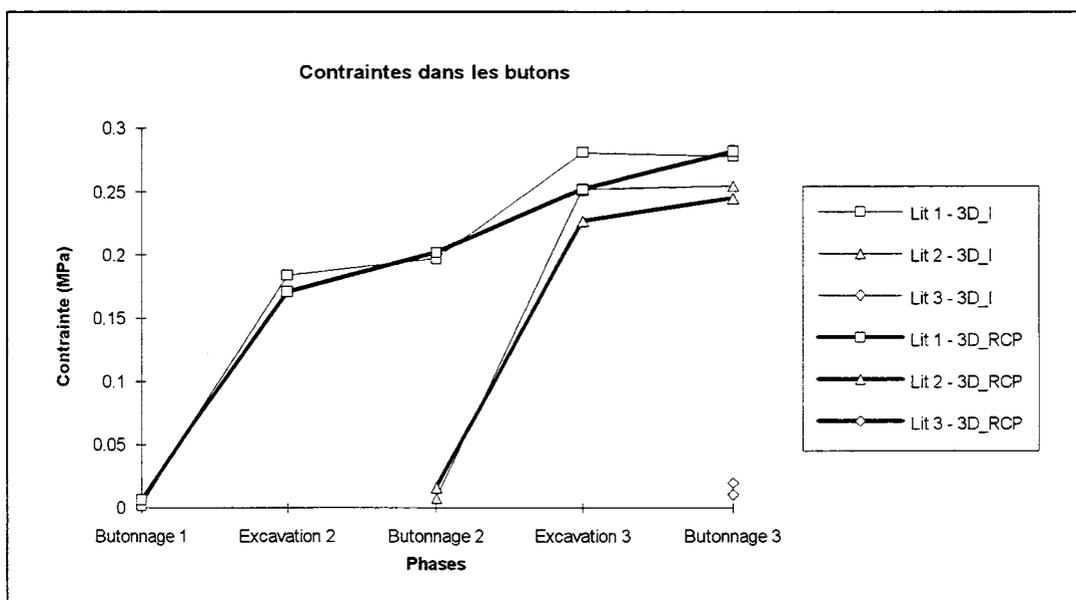


Figure 6.4 : Contraintes générées dans les lits de butons durant l'exploitation de la paroi moulée - Calcul 3D

Les contraintes dans les butons sont intrinsèquement liées aux déplacements de l'écran puisqu'ils sont fixés à sa surface. Il est alors normal de constater peu de différences entre les valeurs du calcul 3D_I et celles du calcul 3D_RCP.

La prise en compte de la mise en place des panneaux de la paroi n'affecte donc pas sensiblement les contraintes dans les butons.

1.5 - LES CONTRAINTES TOTALES HORIZONTALES A LA FIN DES TRAVAUX

Les figures 6.5 a) et b) représentent les contraintes totales horizontales σ_{xx} à la fin des 3 excavations et butonnages. Le plan d'observation est (xOz). Bien que les déplacements et les contraintes dans les butons soient très semblables, les répartitions des isocontraintes de pression totale horizontale σ_{xx} révèlent des différences notoires.

Le graphique 3D_RCP (Figure 6.5 b)) montre une perturbation des pressions totales localisée près de la paroi. Par ailleurs, on note des variations importantes en fiche.

Dans le cas du calcul 3D_I (Figure 6.5 a)), la perturbation est plus diffuse et plus étendue. Il n'y a pas d'effet remarquable dans la partie en fiche de l'écran.

Les contraintes totales horizontales sont donc perturbées par la réalisation de la paroi moulée. Cette étape se répercute sur les contraintes observées durant et après les phases de travaux. Ce fait avait déjà été remarqué sur les graphiques 5.49 proposés par TEDD *et al.* (1984). (5^{ème} partie du mémoire).

1.6 - LES PRESSIONS INTERSTITIELLES A LA FIN DES TRAVAUX

Le plan d'observation est le même que celui utilisé pour les contraintes totales horizontales. Les figures 6.6 a) et b) représentent la répartition des pressions interstitielles après les travaux. Les graphiques sont similaires. On remarque simplement le fait que la pression interstitielle devient négative en fond de fouille. Dans ce cas où la perméabilité est très faible, l'évolution de la pression interstitielle en fond de fouille est sans doute mal traitée par le code de calcul. Aussi, les zones à pression négative, liées à la décompression réelle du terrain peuvent être différentes de celles obtenues.

Les pressions interstitielles ne sont donc pas modifiées par la prise en compte de la réalisation de la paroi moulée.

1.7 - LES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX DANS LE MASSIF

Le plan d'observation est (xOz). Les déplacements horizontaux et verticaux dans le massif sont peu affectés par la réalisation de la paroi moulée dans le sol (sauf dans la partie en fiche). Ce point, étudié localement au paragraphe 1.3 se généralise ici à l'ensemble du milieu.

Le fond de fouille subit une forte remontée qui ne doit pas être observable dans la réalité. En effet, les engins de chantier égalisent la zone en cours d'exploitation. Le fond de fouille devient alors horizontal, mais la décompression est tout de même effective. Ce point rejoint la remarque formulée sur les pressions interstitielles négatives.

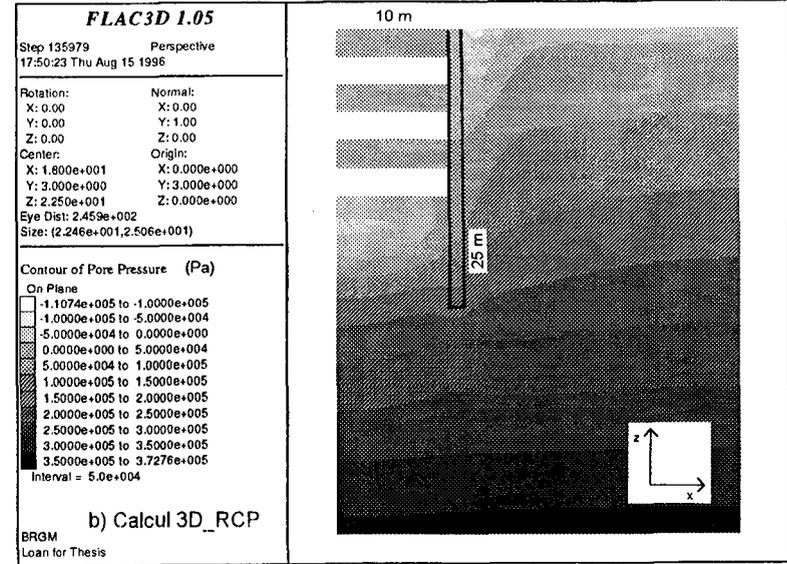
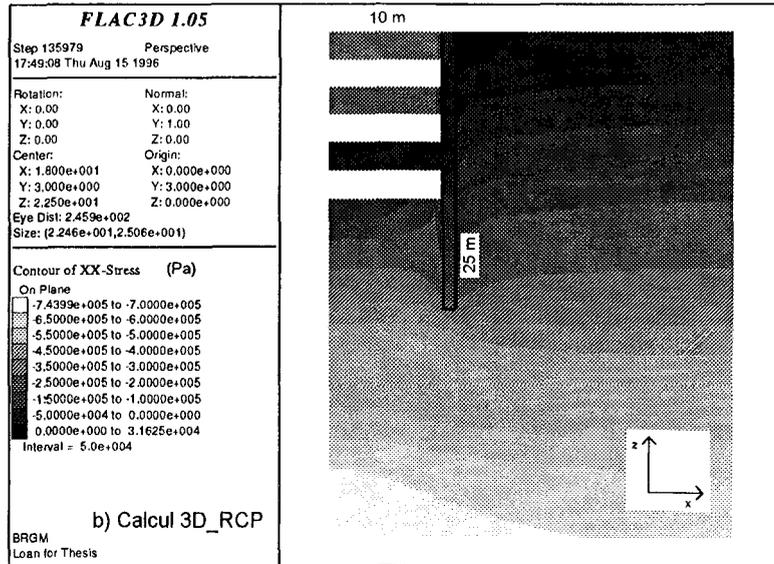
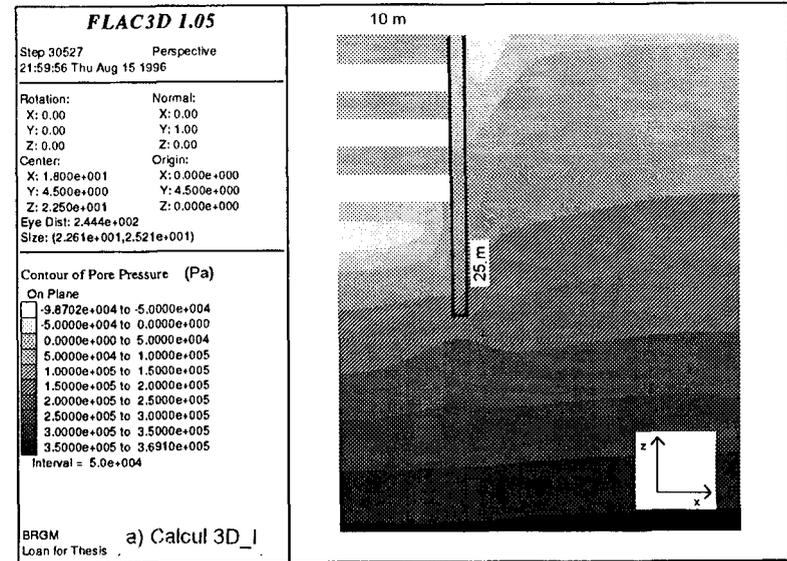
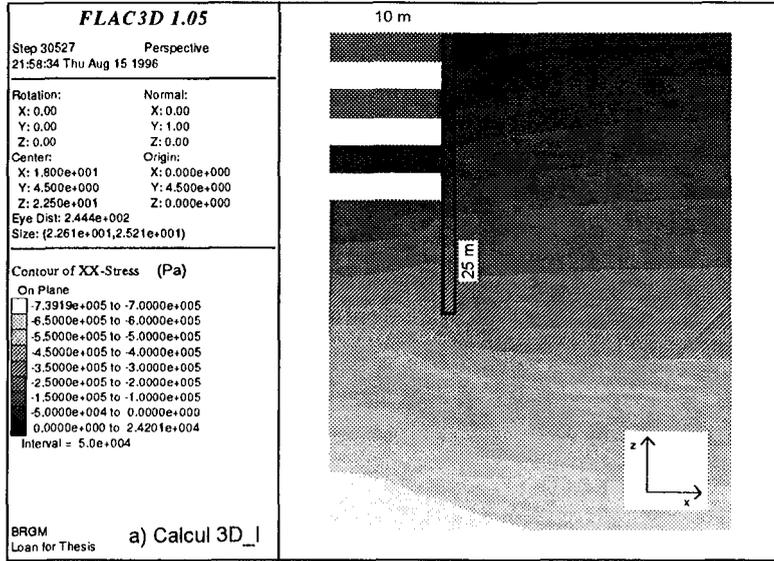


Figure 6.5 : Contraintes totales horizontales σ_{xx} à la fin des travaux - Calcul 3D

Figure 6.6 : Pressions interstitielles à la fin des travaux - Calcul 3D

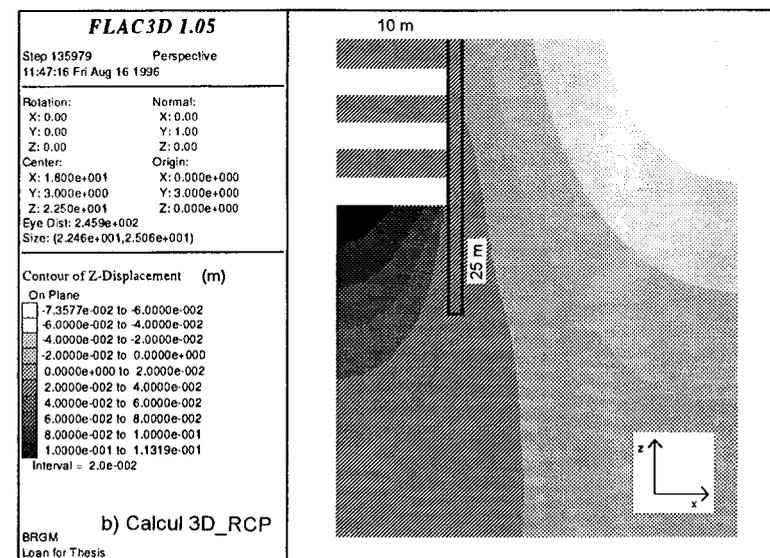
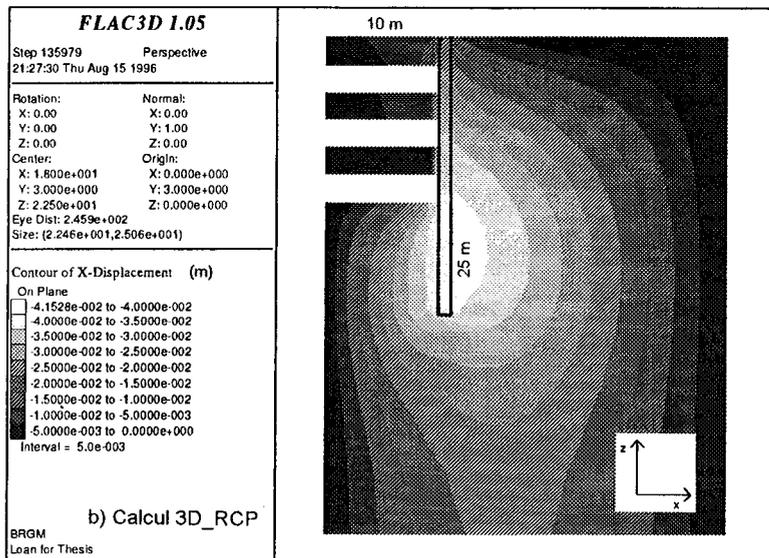
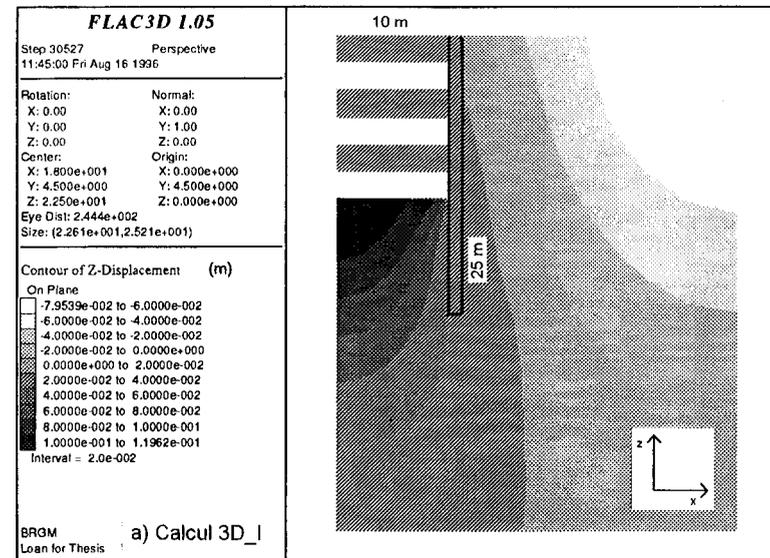
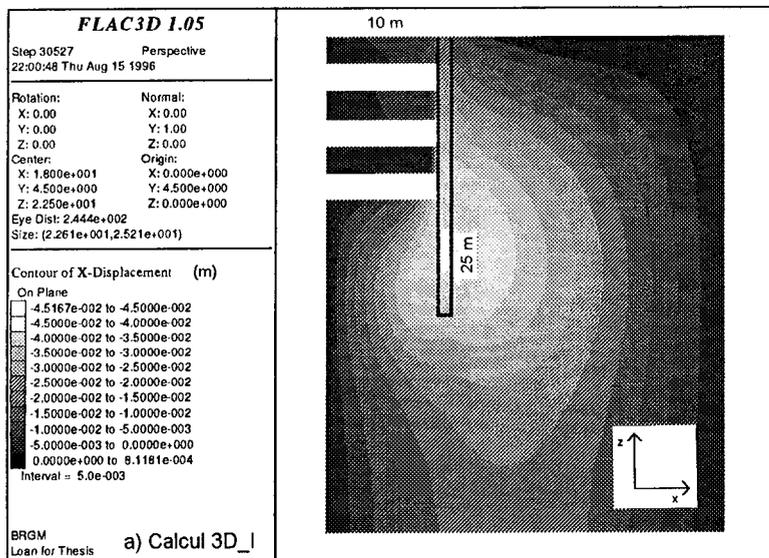


Figure 6.7 : Déplacements horizontaux dans le massif à la fin des travaux - Calcul 3D

Figure 6.8 : Déplacements verticaux dans le massif à la fin des travaux - Calcul 3D

1.8 - CONCLUSION

Ces deux modélisations tridimensionnelles biphasiques couplées apportent plusieurs informations importantes. La prise en compte de la phase de réalisation de la paroi moulée en béton dans le sol entraîne, par rapport au calcul avec mise en place instantanée de l'écran :

- une modification locale et persistante de la contrainte totale horizontale, avec perturbation en fiche;
- peu de modification des déplacements horizontaux et verticaux à l'intérieur du massif;
- aucune influence sur la répartition des pressions interstitielles dans le milieu;
- peu d'influence sur les contraintes dans les butons.

Il ne faut toutefois pas oublier que la comparaison ici faite, s'appuie seulement sur l'exploitation de la paroi moulée. Les mouvements dans le massif, générés lors du creusement des panneaux et du bétonnage doivent être pris en compte (Voir 5^{ème} partie). Il viennent s'ajouter à ceux observés sur les figures 6.7 b) et 6.8 b).

Il semble donc que la modélisation numérique de la phase de réalisation de la paroi moulée en 3D ne soit nécessaire que s'il est important de connaître avec précision les mouvements induits à proximité immédiate de l'écran. Citons par exemple le cas du chantier TOURCOING-CENTRE dans lequel une fondation sur pieux avoisine l'une des parois moulées.

2. MODELISATION NUMERIQUE BIDIMENSIONNELLE BIPHASIQUE, DE LA REALISATION COMPLETE D'UNE PAROI MOULEE ET DE SON EXPLOITATION

2.1 - INTRODUCTION

La méthode de travail suivie dans ce second chapitre correspond à celle du chapitre précédent. La première modélisation 2D reproduit la réalisation complète de la paroi, suivie de son exploitation. Contrairement au travail réalisé dans la cinquième partie de mémoire, aucune correction "tridimensionnelle" n'est ajoutée à la poussée de la bentonite dans la tranchée. Les théories de SCHNEEBELI et de KOWALEWSKI ne sont donc pas introduites dans cette étude.

Compte tenu du caractère bidimensionnel de l'étude, le protocole suivi est :

1. Partie C
 - Creusement, sous boue de bentonite, de la tranchée (une seule puisque l'hypothèse 2D induit une tranchée infiniment longue). La procédure est décrite au chapitre 1.3.3 de la 5^{ème} partie;
 - Remplissage par du béton. La procédure est décrite au chapitre 1.5.1 de la 5^{ème} partie;
 - Consolidation autorisée pendant 2 mois.
2. Partie D
 - Excavation du niveau 1 (EXC1), Butonnage du niveau 1 (BUT1), Consolidation de 10 jours;
 - Excavation du niveau 2 (EXC2), Butonnage du niveau 2 (BUT2), Consolidation de 10 jours;
 - Excavation du niveau 3 (EXC3), Butonnage du niveau 3 (BUT3), Consolidation de 10 jours.

Dans la seconde modélisation numérique du *continuum* élastoplastique, la mise en place de la paroi moulée est supposée instantanée. Ainsi, la partie C disparaît. Elle est remplacée par :

- Positionnement instantané de la paroi moulée en béton dans le sol.

2.2 - MISE EN OEUVRE DE LA MODELISATION DE LA PAROI MOULEE ET DE SON EXPLOITATION

2.2.1 - GEOMETRIE ET CONDITIONS AUX LIMITES

Comme déjà signalé dans le premier chapitre de cette partie, l'objectif de cette étude n'est pas de réaliser une modélisation fine. Aussi, le maillage représenté sur la figure 6.9 ne comporte que peu d'éléments. Il est identique à celui utilisé pour les calculs 3D (dans le plan xOy par exemple).

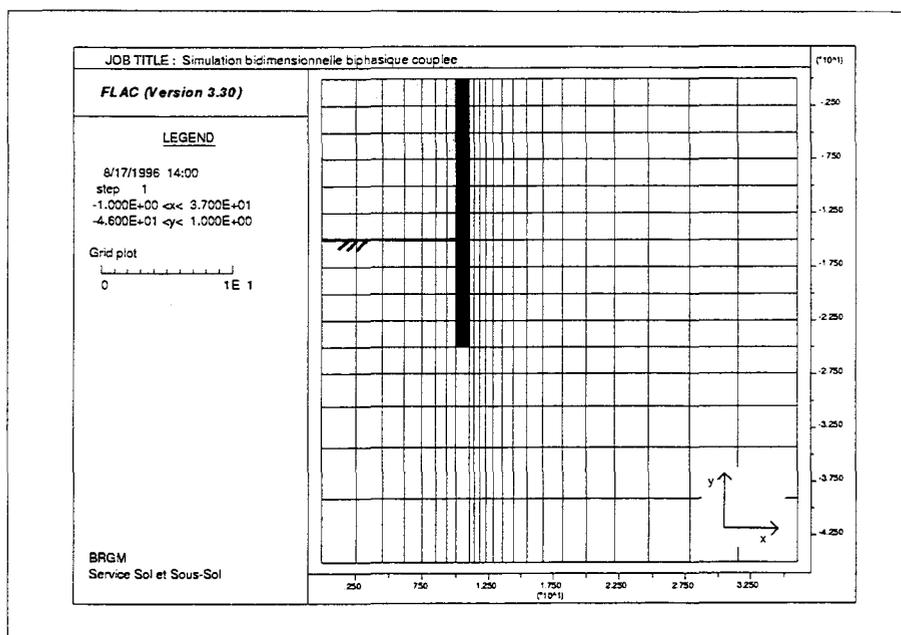


Figure 6.9 : Représentation du maillage utilisé dans les calculs 2D

La face gauche du maillage est un axe de symétrie. L'étendue du domaine est limitée à 36m x 45 m. Les déplacements des faces latérales sont imposés nuls suivant Ox. Le fond du maillage est fixé suivant Oy. Les conditions hydrauliques et de chargement mécanique sont identiques à celles adoptées au chapitre 1.3 de la partie 5 pour la tranchée. Les dimensions de la paroi sont de 25m x 1m. Les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des panneaux sont :

$$K = 11.12 \text{ GPa} \quad G = 8.34 \text{ GPa} \quad n = 0.50 \quad \text{Perméabilité} = 10^{-8} \text{ m/s} \quad \gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$$

En ce qui concerne les structures métalliques, les butons ont un déplacement imposé nul suivant Ox dans le plan (yOz). Ils ne contiennent pas d'eau. Leurs caractéristiques mécaniques (modules de compressibilité et de cisaillement) sont :

$$K = 196.6 \text{ MPa} \quad G = 90.86 \text{ MPa}$$

Durant les phases d'exploitation de l'ouvrage, une pression interstitielle nulle est imposée sur le bord libre de la paroi moulée.

2.2.2 - CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU MILIEU

Le milieu est entièrement constitué d'Argile des Flandres. Les paramètres du modèle élastique parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB, sont rappelés au paragraphe 1.2.2.

2.2.3 - OBSERVATION DE LA REPONSE DES DEUX MODELES 2D

Les graphiques proposés regroupent les résultats des 2 calculs 2D. Pour fixer les idées, le premier calcul incluant la réalisation complète des panneaux sera nommé 2D_RCP. Le second calcul, avec mise en place instantanée de la paroi sera appelé 2D_I.

Dans les deux cas, les événements générés par les 3 phases d'excavation et de butonnage sont observés. Les différents facteurs retenus sont :

- les déplacements horizontaux de la paroi moulée, du coté excavé;
- les contraintes dans les lits de butons;
- les contraintes totales horizontales à la fin des travaux;
- les pressions interstitielles à la fin des travaux;
- les déplacements horizontaux et verticaux dans le massif.

2.3 - LES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX DE LA PAROI MOULEE

La figure 6.10 représente les déplacements horizontaux de la paroi moulée en fonction des phases de travaux pour les deux calculs proposés. En ce qui concerne le calcul 2D_RCP, les déplacements générés par la phase de réalisation de la paroi ont été réinitialisés avant l'exploitation. Les déplacements des calculs 2D_I et 2D_RCP peuvent ainsi être confrontés.

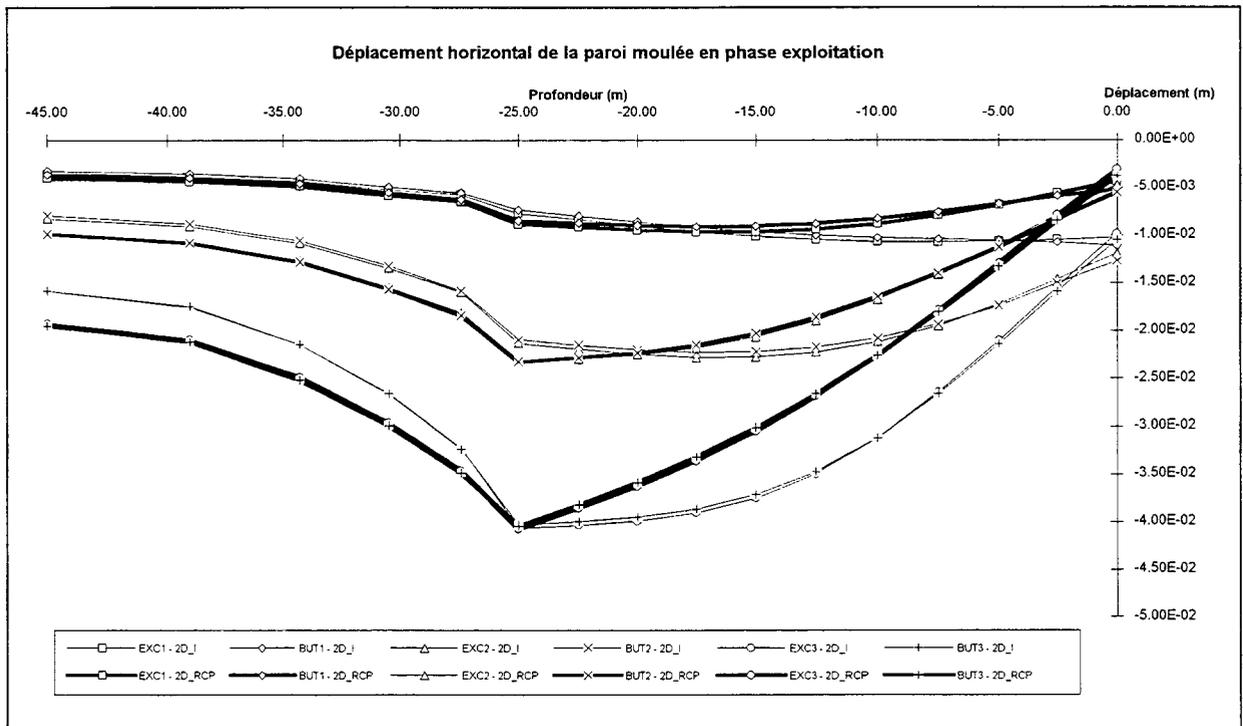


Figure 6.10 : Déplacements horizontaux de la paroi moulée en phase exploitation - Calcul 2D

En 2 dimensions, la prise en compte de la mise en place des panneaux de la paroi induit des phénomènes importants au niveau des déplacements de l'écran. Dans le calcul 2D_RCP, les déplacements liés aux phases d'exploitation de la paroi sont beaucoup plus faibles que dans le cas 2D_I. Ce fait est sans doute lié à la réduction de l'état de contrainte totale horizontale, sur une zone étendue, causée par la réalisation des panneaux. Le lecteur pourra se reporter à la figure 5.36 pour se remémorer l'allure de la distribution de la contrainte σ_{xx} dans le cas d'un calcul 2D.

Dans le cas du calcul 2D_RCP, comme dans celui du calcul 3D_RCP, il semble qu'une partie importante du massif participe à la création du mouvement de l'écran. Mais, on observe que l'effet est davantage marqué en 2D qu'en 3D, compte tenu de l'extension de la zone de modification des états de contrainte.

2.4 - LES CONTRAINTES DANS LES LITS DE BUTONS

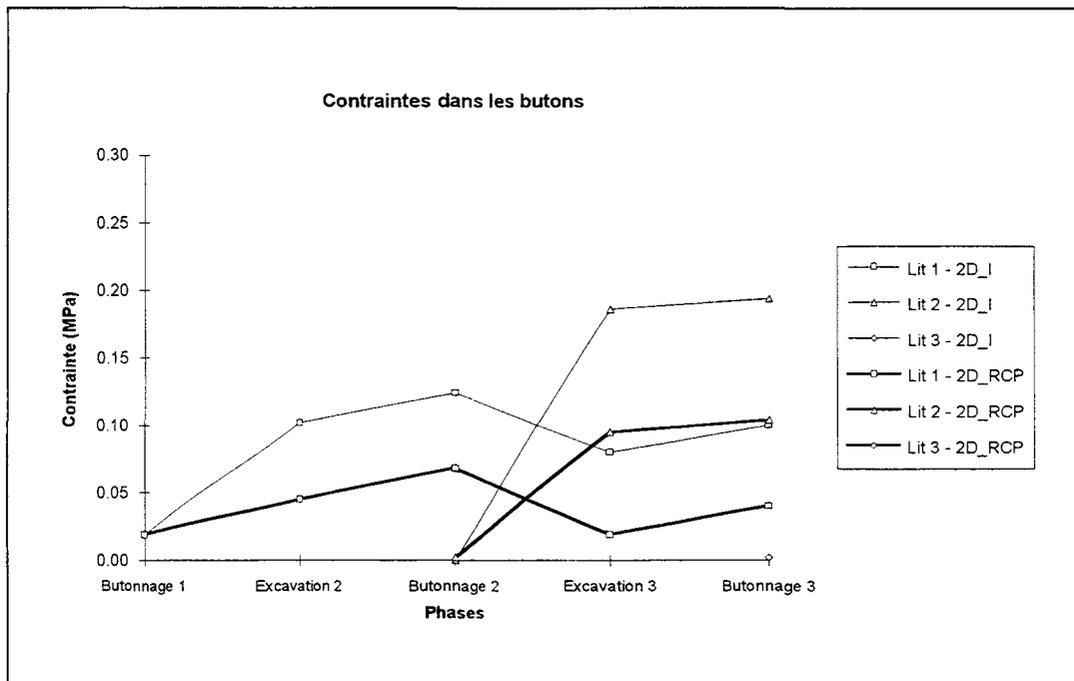


Figure 6.11 : Contraintes générées dans les lits de butons durant l'exploitation de la paroi moulée - Calcul 2D

Le lien direct entre les déplacements de l'écran et les contraintes dans les butons se vérifie sur la figure 6.11. Les contraintes encaissées par les butons dans le calcul 2D_I sont le double de celles du calcul 2D_RCP.

Il est, à ce stade, nécessaire de connaître les effets réels induits sur les chantiers par la mise en place des panneaux de parois moulées dans le sol. Ne disposant pas de ces informations, il est difficile de déterminer quelle est la bonne approche : 2D_I ou 2D_RCP ? Il sera toutefois possible de confronter ces calculs avec ceux 3D réalisés dans le premier chapitre de cette partie.

2.5 - LES CONTRAINTES TOTALES HORIZONTALES A LA FIN DES TRAVAUX

Les figures 6.12 a) et b) représentent les contraintes totales horizontales σ_{xx} à la fin des 3 excavations et butonnages. On retrouve à ce niveau de fortes différences sur leur répartition. Les variations sont néanmoins assez diffuses et étendues dans les deux cas.

Le graphique 2D_RCP (Figure 6.12b) montre une perturbation des pressions totales importantes en fiche. Ce phénomène n'apparaît pas sur le graphique du calcul 2D_I.

Par ailleurs, il semble que les contraintes relevées sur le graphique 2D_RCP soient globalement plus faibles que celles du calcul 2D_I. Nous rencontrons ici une des limites de notre modèle géométrique peu étendu.

Les contraintes totales horizontales sont donc réduites par la réalisation de la paroi moulée. Cette étape se répercute sur les contraintes observées durant et après les phases de travaux. Ce fait a déjà été remarqué par TEDD *et al.* (1984). (Graphiques 5.49 - 5^{ème} partie du mémoire)

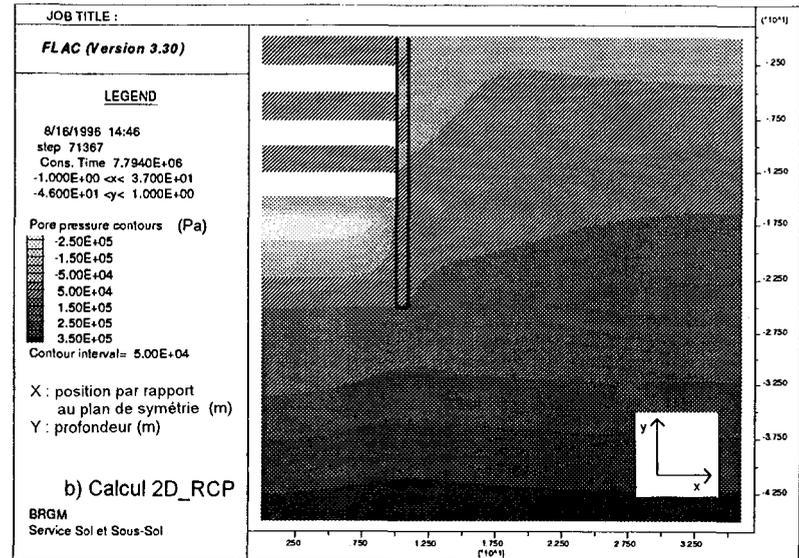
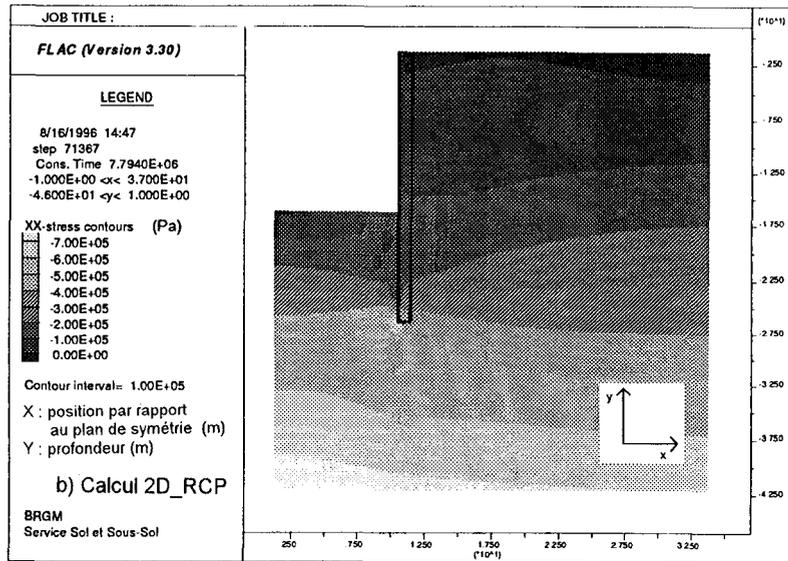
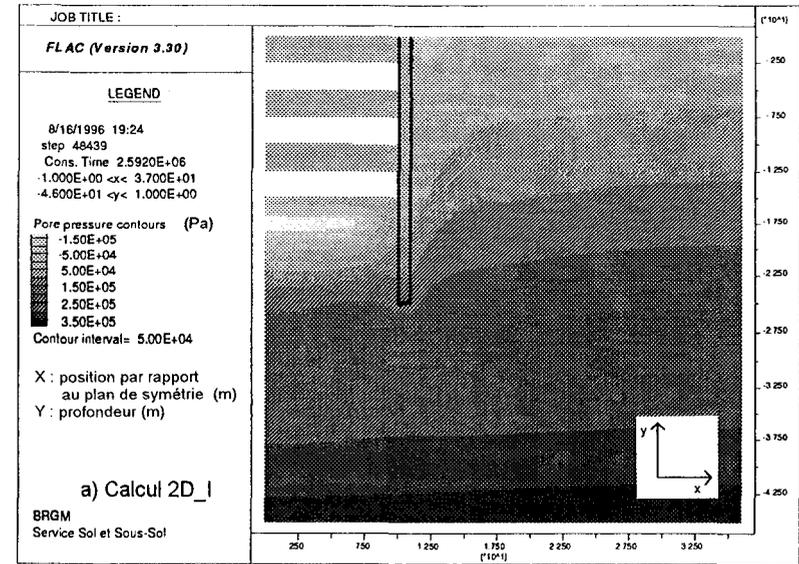
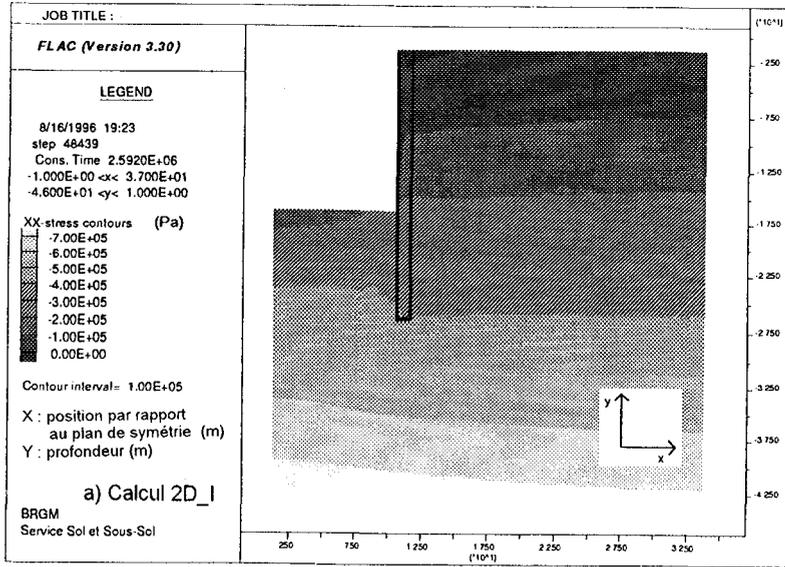


Figure 6.12 : Contraintes totales horizontales σ_{xx} à la fin des travaux - Calcul 2D

Figure 6.13 : Pressions interstitielles à la fin des travaux - Calcul 2D

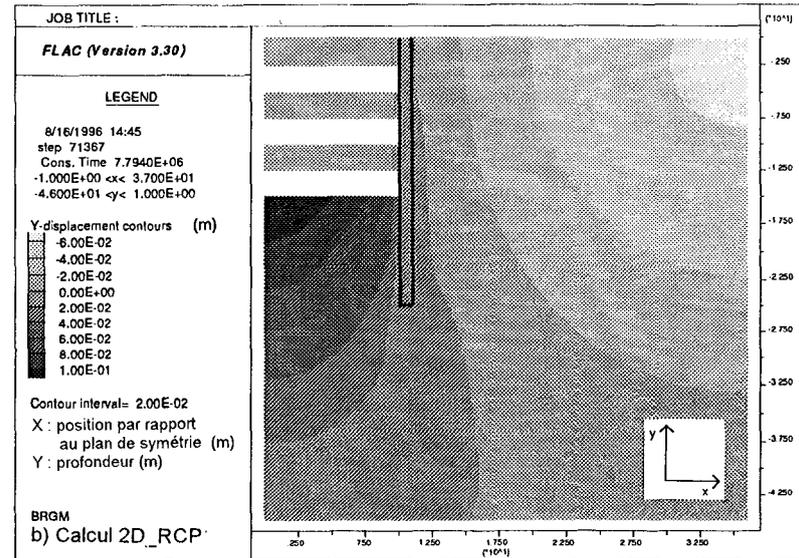
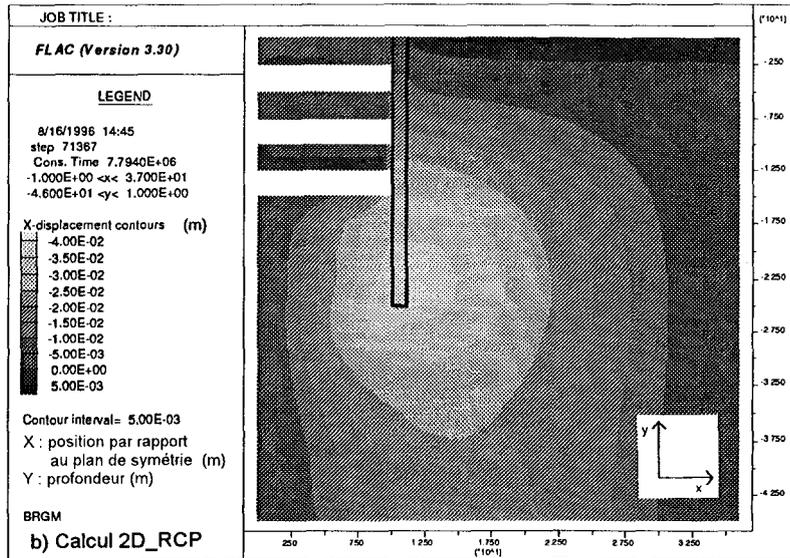
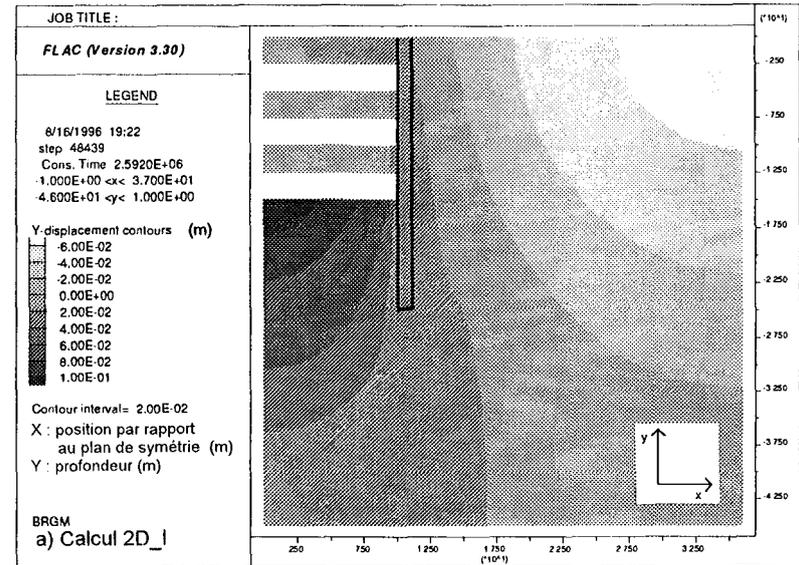
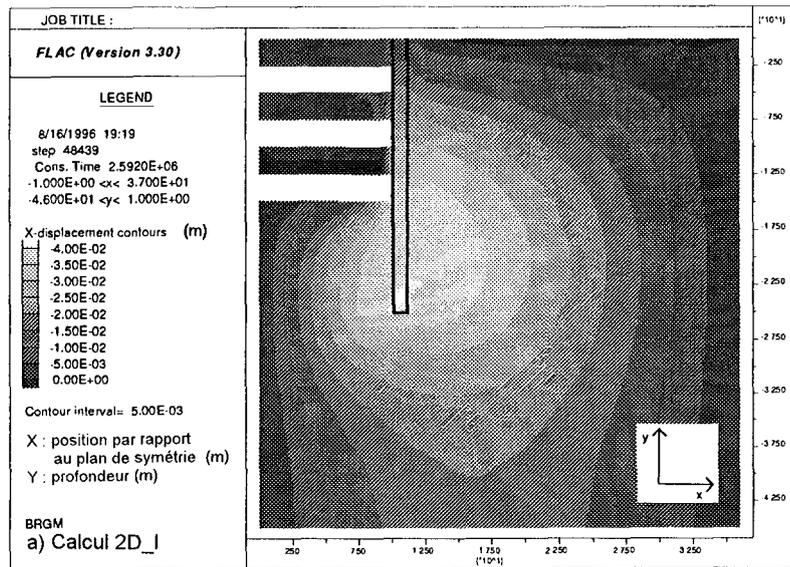


Figure 6.14 : Déplacements horizontaux dans le massif à la fin des travaux - Calcul 2D

Figure 6.15 : Déplacements verticaux dans le massif à la fin des travaux - Calcul 2D

2.6 - LES PRESSIONS INTERSTITIELLES A LA FIN DES TRAVAUX

Les figures 6.13 a) et b) représentent la répartition des pressions interstitielles après les travaux. Comme pour les contraintes totales horizontales, on retrouve des différences importantes. On note, à l'identique des calculs 3D, le fait que la pression interstitielle devient négative en fond de fouille. Les zones à pression négative, liées à la décompression réelle du milieu peuvent toutefois être différentes de celles prédites par le calcul.

Les pressions interstitielles sont donc modifiées par la prise en compte de la réalisation de la paroi moulée.

2.7 - LES DEPLACEMENTS HORIZONTALS ET VERTICAUX DANS LE MASSIF

Les déplacements dans le massif, horizontaux et verticaux, sont affectés par la réalisation de la paroi moulée dans le sol. Ce point, étudié localement au paragraphe 2.3 se généralise ici à une partie importante du milieu. La frontière droite du domaine dont les déplacements horizontaux ont été fixés, perturbe quelque peu les résultats des calculs.

Le fond de fouille subit une forte remontée qui ne doit pas être observable dans la réalité. En effet, les engins de chantier égalisent la zone en cours d'exploitation. Le fond de fouille devient alors horizontal, mais la décompression est tout de même effective.

2.8 - CONCLUSION

Ces deux modélisations bidimensionnelles biphasiques couplées apportent plusieurs informations importantes. La prise en compte de la phase de réalisation de la paroi moulée en béton dans le sol entraîne par rapport au calcul avec mise en place instantanée de l'écran :

- des modifications des déplacements horizontaux et verticaux à l'intérieur du massif,
- une forte influence sur les contraintes dans les butons, liées aux déplacements de l'écran;
- une modification étendue et persistante de la contrainte totale horizontale, avec perturbation en fiche;
- une modification de la répartition des pressions interstitielles dans le milieu.

Ces différents aspects méritent d'être confrontés avec les résultats des calculs tridimensionnels. Le troisième chapitre de cette partie compare les différentes approches proposées dans les 2 premiers chapitres. Il s'interroge sur la nécessité d'intégrer dans les procédures de dimensionnement, la phase de mise en place dans le sol, des parois moulées en béton.

3. ANALYSE COMPAREE DES APPROCHES 3D ET 2D

3.1 - INTRODUCTION

L'objectif de cette troisième partie est de déterminer quelle est l'approche à mettre en oeuvre dans la procédure de conception et de dimensionnement des parois moulées dans les argiles raides. Faut-il intégrer ou non, la phase de réalisation *in situ* de la paroi moulée? Pour répondre à cette question, il est nécessaire, mais certes pas suffisant, de confronter les approches tridimensionnelles et bidimensionnelles proposées précédemment.

3.2 - LES DEPLACEMENTS HORIZONTALS DE LA PAROI MOULEE

Les figures 6.2 et 6.10 montrent que les comportements des modèles 3D et 2D sont en contradiction sur plusieurs points. Tout d'abord, le fait de prendre en compte la réalisation de l'écran dans le sol n'a quasiment pas d'effet sur le résultat final de la simulation tridimensionnelle. Il en est tout autrement pour les modélisations bidimensionnelles qui sembleraient montrer qu'il est absolument nécessaire de tenir compte de cette étape de travaux.

Par ailleurs, les déplacements prédits par les modèles 3D_I et 2D_I ne sont pas identiques. Ce fait est illustré sur la figure 6.16. Il semble bien ici que l'approche 3D ne reproduise pas l'exploitation d'une paroi infiniment longue. Ce fait pourrait également être expliqué en partie par la proximité des limites du domaine représenté, ce qui induit un *effet de bord*.

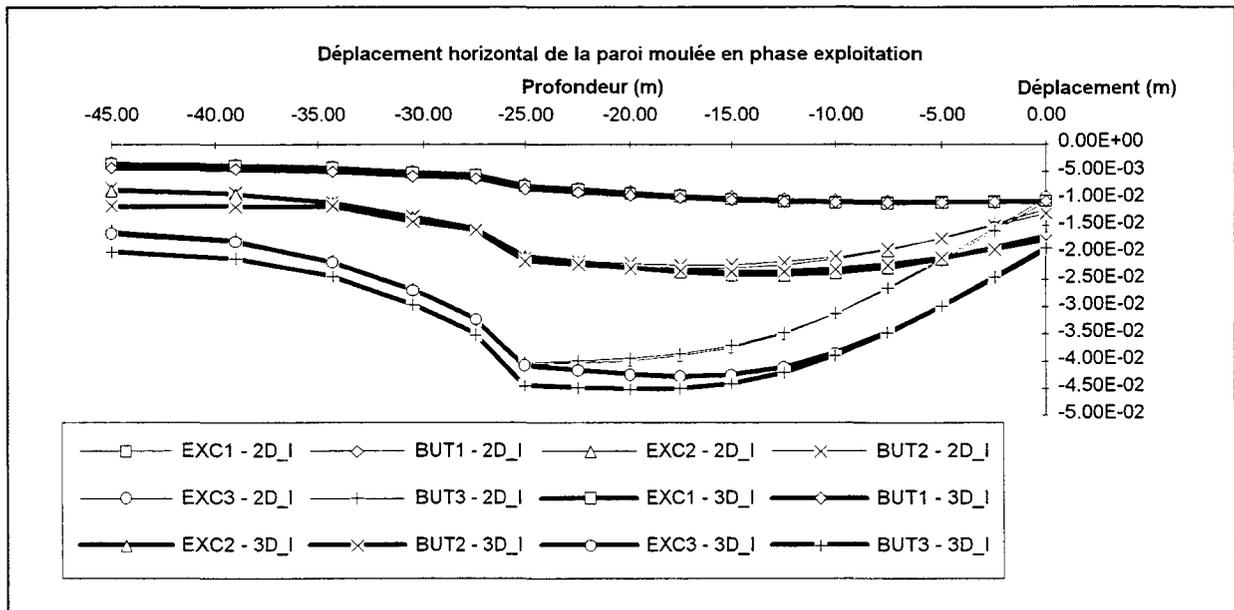


Figure 6.16 : Déplacements horizontaux de la paroi moulée en phase exploitation - Calculs 3D_I et 2D_I

Il faut noter que les approches 3D prédisent des déplacements de l'écran supérieurs aux approches 2D.

3.3 - LES CONTRAINTES DANS LES LITS DE BUTONS

Les figures 6.4 et 6.11 confortent les informations concernant les déplacements de l'écran. Les contraintes dans les butons sont directement liées aux déplacements de l'écran. Les mêmes faits amènent les mêmes conclusions que dans le paragraphe précédent.

3.4 - LES CONTRAINTES TOTALES HORIZONTALES A LA FIN DES TRAVAUX

L'observation des figures 6.5 et 6.12 montre que les états de contraintes, que ce soit dans les calculs 3D_I et 2D_I ou 3D_RCP et 2D_RCP, sont totalement différents. Bien qu'il ne soit pas nécessaire de les comparer (nous ne disposons pas de mesure en place pour référence), on remarquera la même allure des isovaleurs entre les graphiques 3D_I et 2D_I.

3.5 - LES PRESSIONS INTERSTITIELLES A LA FIN DES TRAVAUX

En l'absence de toute preuve matérielle (mesures ou données bibliographiques), et compte tenu des fortes similitudes entre les graphiques 6.6 et 6.13, nous ne pouvons tirer aucune conclusion quant au réalisme de l'une ou l'autre des solutions.

3.6 - LES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX DANS LE MASSIF

L'analyse des mouvements à l'intérieur du massif révèle des déplacements horizontaux plus importants pour les calculs 3D. Ce point se vérifie particulièrement dans la partie en fiche de l'écran. Les mouvements verticaux sont aussi supérieurs dans les calculs 3D que 2D.

Cette observation généralise à l'ensemble du massif les données relevées au bord de l'écran.

3.7 - CONCLUSION

Ce travail montre que selon l'approche utilisée, les prédictions en retour sont fortement différentes. Les modélisations 3D_I et 3D_RCP aboutissent à des résultats similaires, ce qui tendrait à montrer que l'étape RCP⁽¹⁾ influence peu le dimensionnement global de la paroi moulée et de ses ancrages (butons métalliques dans ce cas).

Au contraire, les calculs 2D_I et 2D_RCP laissent entendre que l'étape RCP est primordiale pour le dimensionnement de ces écrans de soutènement et de leurs ancrages dans ce type de matériau.

Bien que la méthode de calcul 3D se soit révélée plus "réaliste" dans la partie précédente, nous ne pouvons apporter de réponse dans ce cas précis. Il est nécessaire de travailler sur des chantiers réels et d'essayer, dans la mesure des moyens techniques disponibles, de confronter ces méthodes. Ce travail fera l'objet de la septième partie du mémoire.

Nonobstant les remarques précédentes, il nous semble important d'apporter au concepteur un outil issu des travaux de la précédente partie du mémoire.

En effet, à la lumière des études réalisées dans la cinquième partie du mémoire, nous avons conclu que le processus de l'installation d'un panneau de paroi moulée dans une argile raide cause des déplacements non négligeables dans le milieu environnant la tranchée. Par ailleurs, nous avons vérifié que cette étape est la cause d'importantes et durables réductions des contraintes totales horizontales et effectives, à proximité, dans le massif. La confrontation avec des mesures de chantiers laisse penser que l'approche tridimensionnelle est à privilégier.

La lourdeur des calculs 3D risque, pour quelque temps encore, de rebuter le concepteur. Aussi, compte tenu du fait que les ouvrages sont réalisés le plus souvent en site urbain, il nous semble nécessaire de proposer au modélisateur une méthode simplifiée lui permettant simplement d'estimer les effets de cette première étape sur les bâtiments voisinant la paroi. Cette méthode est présentée dans le quatrième chapitre.

¹¹ RCP : Réalisation Complète de la Paroi

4. APPROCHE AXISYMETRIQUE POUR LE CREUSEMENT D'UNE TRANCHEE PARALLELEPIPEDIQUE SOUS BOUE DE BENTONITE DE BENTONITE

4.1 - INTRODUCTION

Compte tenu des limites des approches bidimensionnelles (voir 5^{ème} partie) et de la lourdeur du calcul 3D, on recherche dans ce quatrième chapitre, un modèle axisymétrique permettant de s'affranchir de la simulation tridimensionnelle. Rappelons que l'on se limite à l'étude d'un seul panneau de paroi moulée.

Le principal problème rencontré est le suivant :

- Comment reproduire le comportement d'une excavation parallélépipédique à partir d'un modèle d'excavation cylindrique ?

Autrement formulé, cela revient à se demander s'il est possible de trouver une relation permettant de déterminer un rayon R_{MK} relié aux dimensions L et l de la tranchée parallélépipédique. La figure 6.17 illustre ce propos.

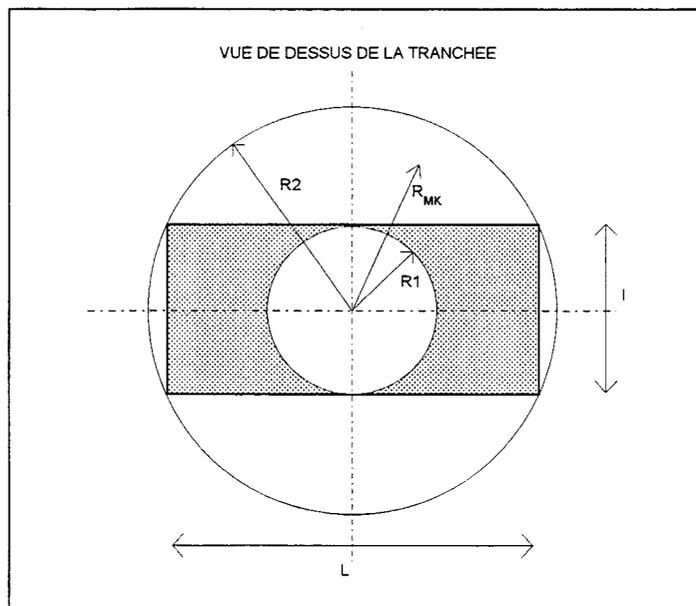


Figure 6.17 : Illustration de la représentation de rayons équivalents

Pour mener à bien ce projet, quatre étapes ont été réalisées :

- simplification complète du modèle utilisé dans la 5^{ème} partie, tant rhéologique que géométrique;
- simulations tridimensionnelles biphasiques avec un jeu de couples $\{(L,l)\}$;
- simulations axisymétriques biphasiques avec un jeu de rayons $\{R\}$;
- détermination d'une règle reliant les deux approches.

Tout d'abord, le modèle de comportement a été simplifié. En effet, les observations du modèle tridimensionnel ont montré que le sol est presque toujours sollicité dans le domaine élastique. Seule une petite zone située à proximité des bords se plastifie. Cet aspect sera donc négligé en utilisant un modèle rhéologique plus simple, le modèle élastique biphasique couplé.

Le modèle géométrique a, lui aussi, été simplifié : le sol est formé d'une seule couche d'Argile des Flandres.

Dans un deuxième temps, des simulations tridimensionnelles biphasiques couvrant quelques cas types de tranchées ont été réalisées. Les couples de valeurs suivants ont été retenus :

$$\begin{aligned} & \{(a,a) ; (a,2a) ; (a,3a) ; \\ & (a/2,a/2) ; (a/2,a) ; (a/2,3a/2) ; (a/2, 2a) \\ & (a/4,a/4) ; (a/4, a/2) ; (a/4, 3a/4) ; (a/4;a)\} \end{aligned} \quad \text{avec } a = 1 \text{ m}$$

La troisième étape consiste en la réalisation de simulations axisymétriques biphasiques dont les rayons sont : $\{ a/10 ; a/4 ; a/2 ; a ; 2a ; 3a ; 4a ; 5a ; 6a ; 7a ; 8a \}$ avec $a = 1 \text{ m}$

Enfin, on a cherché à formuler une règle régissant la détermination du rayon R_{MK} . Ce rayon doit être une fonction des deux côtés (L, l) du rectangle. Il doit par ailleurs répondre à certaines préoccupations que nous définirons ultérieurement.

Dans cette dernière étape, il faudra vérifier si cette approche axisymétrique répond correctement aux points suivants :

- les champs de déplacement, de contrainte et de pression interstitielle sont-ils conformes, ou au moins similaires, à ceux du calcul tridimensionnel ?
- le calcul reflétant l'évolution du modèle dans le temps est-il nécessaire et suffisant ?

Pouvons-nous raisonnablement utiliser les résultats de ce calcul ?

4.2 - SIMPLIFICATION DU MODELE

4.2.1 - GEOMETRIE ET GEOLOGIE DU MODELE TRIDIMENSIONNEL

Il s'agit de la réalisation, sous boue de bentonite, d'une tranchée parallélépipédique dont les dimensions sont L, l et H . Elle est représentée sur la figure 6.18.

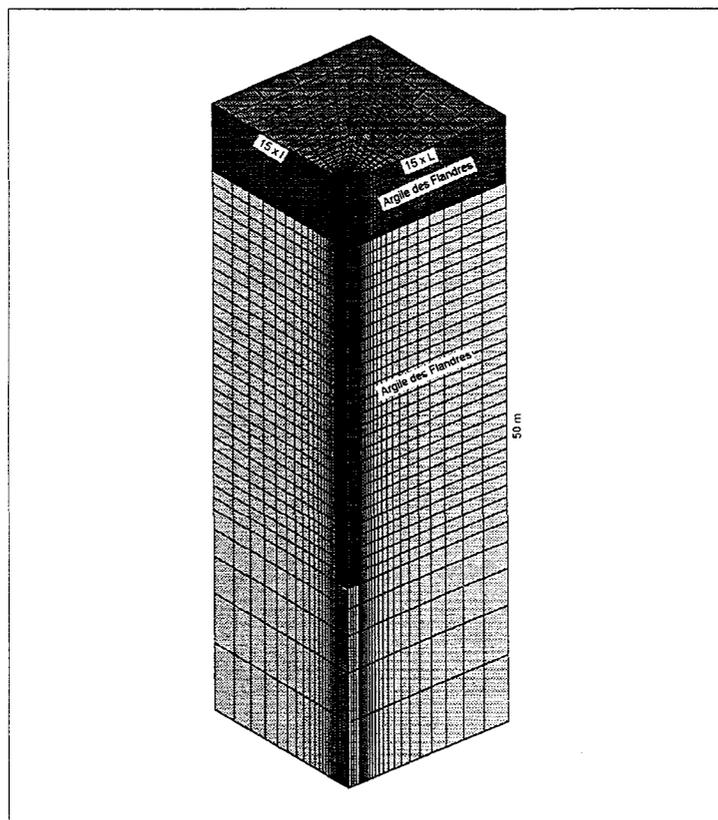


Figure 6.18 : Représentation du maillage tridimensionnel du modèle simplifié

L'étendue du domaine est de 15.1 x 15.L x 50 m. Le modèle rhéologique dans tout le domaine est élastique biphasique. Les conditions aux limites mécaniques sont classiques et les conditions hydrauliques sont : flux nul partout. Pour plus de détails, le lecteur pourra se reporter à la cinquième partie du mémoire.

4.2.2 - GEOMETRIE ET GEOLOGIE DU MODELE AXISYMETRIQUE BIPHASIQUE

On modélise dans ce cas, la réalisation d'une tranchée cylindrique, sous boue de bentonite. Les dimensions de ce cylindre sont : rayon R et hauteur H. La figure 6.19 illustre le maillage dont les dimensions sont 55 m x 65 m.

Le modèle est axisymétrique, élastique biphasique. Les conditions aux limites mécaniques sont représentées sur le maillage. Les conditions aux limites hydrauliques sont : flux nul partout.

Le milieu est constitué d'Argiles des Flandres.

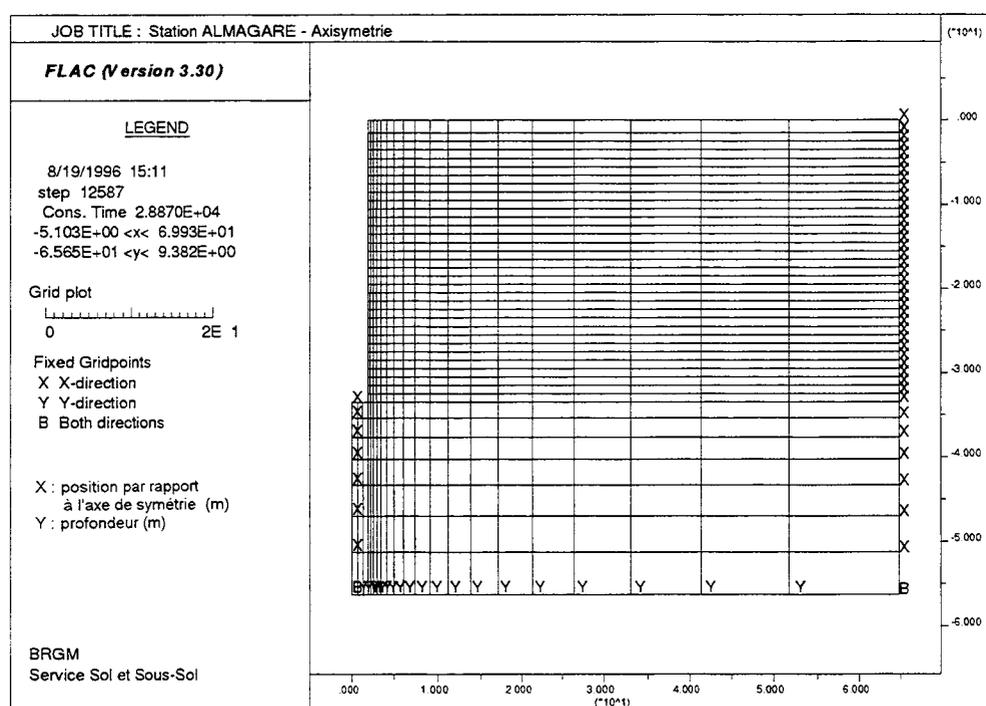


Figure 6.19 : Représentation du maillage axisymétrique du modèle simplifié

4.2.3 - PROCEDURE SUIVIE DURANT LES SIMULATIONS

Que ce soit pour les simulations tridimensionnelles ou axisymétriques, la procédure décrite au paragraphe 1.3.3 de la cinquième partie est utilisée.

4.3 - RESULTATS DES SIMULATIONS AXISYMETRIQUES

4.3.1 - INTRODUCTION

Les résultats de ces calculs sont présentés de manière globale. Des représentations permettant de se faire une idée d'ensemble du comportement de ce modèle sont utilisées. Le comportement général de ce modèle est défini en s'appuyant sur les résultats obtenus pour le calcul dont le rayon $R_{MK} = 2a$.

4.3.2 - LES DEPLACEMENTS

La figure 5.8 permet de se remémorer l'allure des déplacements obtenus par la simulation tridimensionnelle. La simulation axisymétrique, contrairement aux simulations 2D, est satisfaisante en ce qui concerne l'allure des déplacements prédits. La figure 6.20 représente la répartition des déplacements radiaux obtenus pour $R_{MK} = 2a$.

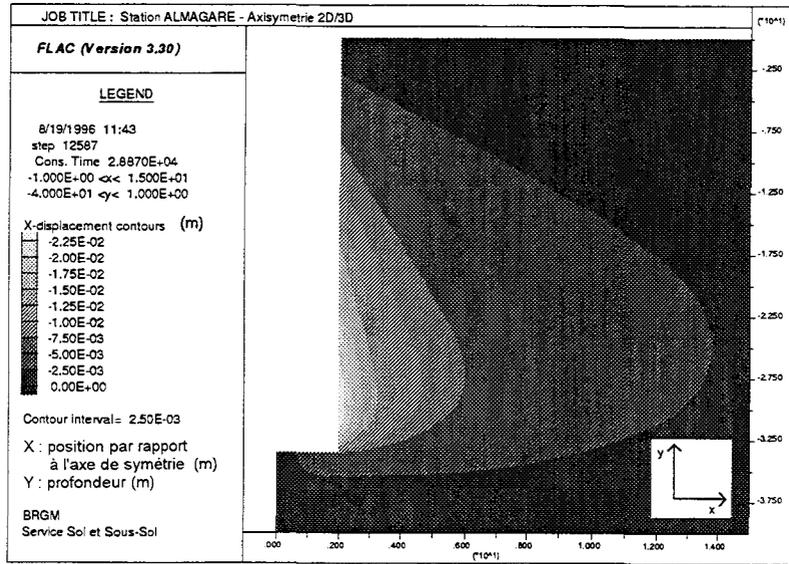


Figure 6.20 : Représentation des déplacements radiaux - Calcul axisymétrique - $R_{MK} = 2a$

La forme cylindrique de la tranchée se rapproche plus de la forme parallélépipédique réelle que celle de la tranchée infiniment longue. Aussi, il est normal que ce modèle soit "meilleur", en terme de concept, que l'approche bidimensionnelle simple.

La détermination du rayon R_{MK} passe par l'observation de la réponse des 11 simulations que nous avons réalisées. Le tableau 6.1 et les graphiques suivants permettent de relier le déplacement maximum horizontal, ainsi que sa position, au rayon R utilisé.

Rayon (m)	Profondeur du déplacement maximum (m)	Valeur du déplacement maximum (cm)
0.1	32.5	0.166
0.25	32.5	0.397
0.5	32.5	0.724
1	30.5	1.338
2	29.5	2.458
3	28.5	3.449
4	28.5	4.330
5	27.5	5.127
6	27.5	5.847
7	27.5	6.509
8	26.5	7.113

Tableau 6.1 : Valeurs des maxima de déplacements radiaux en fonction de R pour les simulations axisymétriques

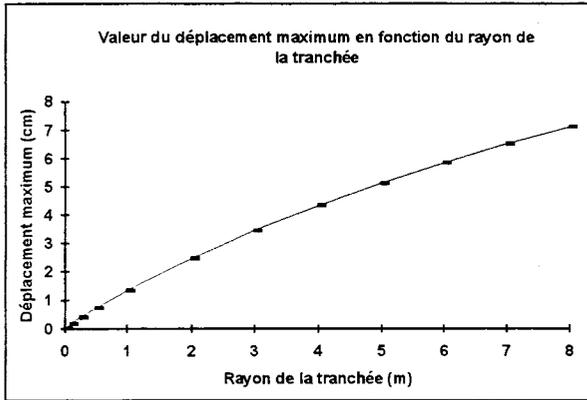


Figure 6.21 : Représentation des valeurs du déplacement maximum en fonction du rayon R

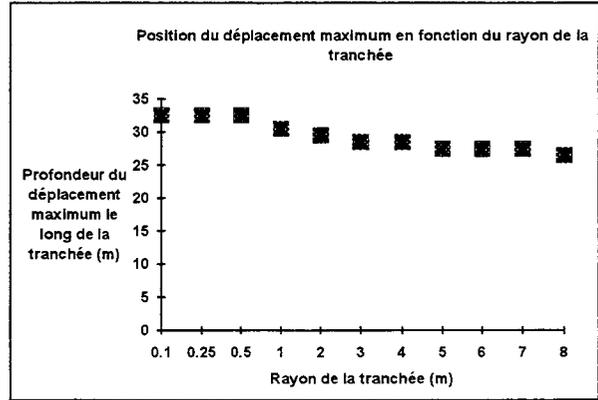


Figure 6.22 : Représentation de la position (cote) du déplacement maximum en fonction du rayon R

Deux conclusions peuvent être déduites des deux graphiques précédents.

Tout d'abord, le déplacement maximum horizontal est une fonction croissante du rayon R.

Deuxièmement, la position du maximum semble être liée à la valeur du rayon R. Plus R est grand, plus l'effet de bord dû au fond de l'excavation cylindrique influence la position du maximum. Ainsi, plus R est grand, plus le maximum est éloigné du fond de la tranchée. Ce phénomène a aussi été observé dans les simulations tridimensionnelles.

4.3.3 - LES CONTRAINTES TOTALES RADIALES

De la même manière, la figure 5.12 permet d'avoir à l'esprit la distribution de la contrainte totale horizontale, après le creusement, issue du calcul tridimensionnel.

La distribution de la contrainte totale radiale, prédite par le calcul axisymétrique, est similaire à celle observée en 3D, comme le montre la figure 6.23.

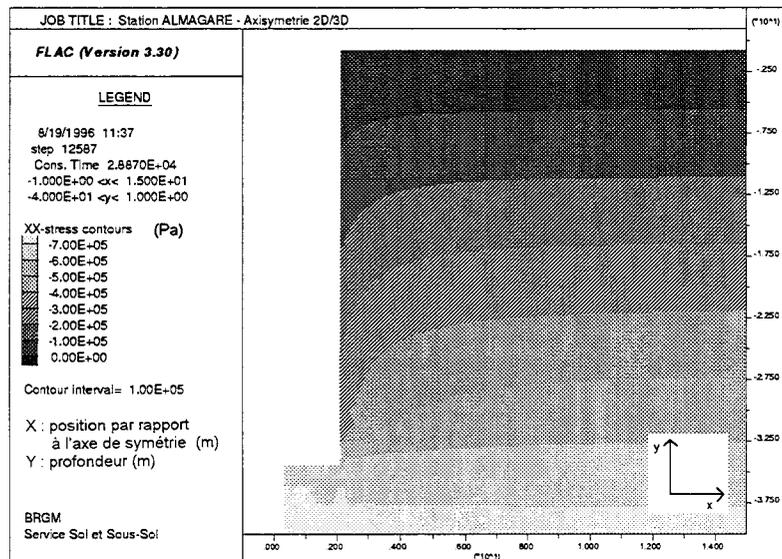


Figure 6.23 : Représentation de la distribution de la contrainte totale radiale
Calcul axisymétrique - $R_{MK} = 2a$

Le modèle axisymétrique se comporte donc en ce qui concerne les contraintes totales radiales, de manière similaire au modèle tridimensionnel.

4.3.4 - LES PRESSIONS INTERSTITIELLES

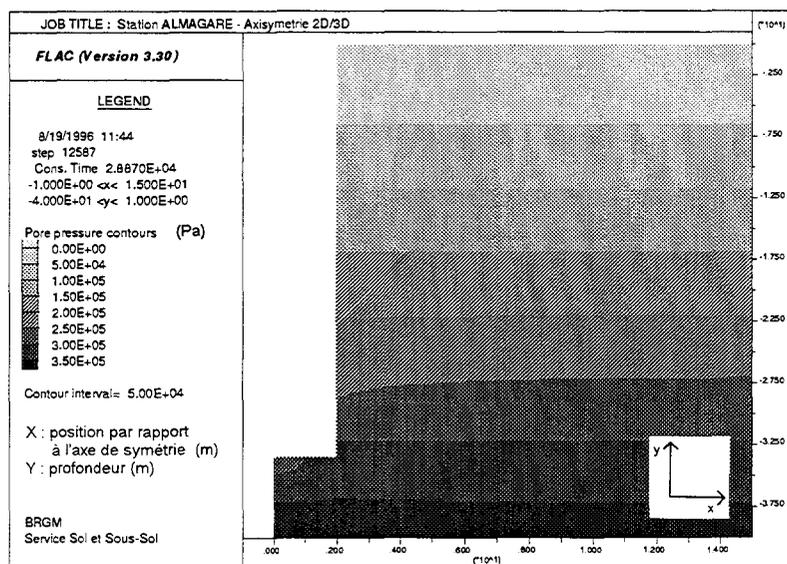


Figure 6.24 : Représentation de la distribution de la pression interstitielle
Calcul axisymétrique - $R_{MK} = 2a$

Les pressions interstitielles semblent peu influencées par la réalisation de la tranchée cylindrique sous boue de bentonite. La prédiction de ce modèle, pour ce paramètre, ne correspond pas à celle du modèle tridimensionnel (cf. figure 5.13 de la cinquième partie).

L'état représenté sur la figure 6.24 serait plutôt similaire à celui de la figure 5.20 qui reproduit, pour le modèle tridimensionnel, l'état des pressions interstitielles trois mois après le remplissage de la tranchée par le béton.

Il serait incorrect de considérer que ce modèle permet de s'affranchir de l'étape de remplissage de la tranchée par du béton, ainsi que de l'étape d'attente de la suite des travaux.

4.4 - REGLE DE DETERMINATION DE R_{MK}

Les multiples simulations numériques qui ont été réalisées, aussi bien en 3D qu'en axisymétrique, permettent de déterminer une règle reliant les paramètres (L, l) de la tranchée tridimensionnelle, au paramètre R_{MK} , rayon à prendre en compte dans l'approche axisymétrique.

Le critère principal retenu est le déplacement maximum sur le bord de la tranchée. D'autres critères, tel que la répartition de la contrainte totale horizontale, auraient pu être retenus, mais le déplacement maximum est facilement identifiable et "unidimensionnel", contrairement à la contrainte totale horizontale qui nécessite la superposition de deux représentations planes.

La figure 6.25 illustre le tableau 6.2 qui regroupe les déplacements correspondants aux multiples simulations tridimensionnelles (colonnes 1 et 2). La colonne 3 contient les rayons équivalents ($R_{\text{éq.}}$) qu'il aurait été nécessaire d'utiliser dans une approche axisymétrique pour retrouver le même déplacement maximum que dans l'analyse tridimensionnelle. Ces valeurs sont issues, par interpolation, de la figure 6.21.

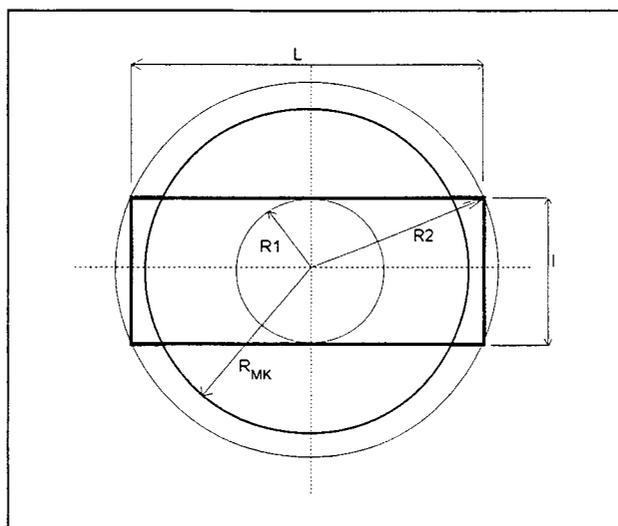


Figure 6.25 : Schéma de la tranchée parallélépipédique illustrant le tableau 6.2

L x l (m)	X _{disp} (cm)	R _{éq.} (m)	R ₁ (m)	R ₂ (m)	R _{MK} (m)
2 x 2	1.592	1.225	1	1.414	1.34
4 x 2	2.536	2.060	1	2.230	2.12
6 x 2	3.216	2.735	1	3.160	3.00
1 x 1	0.854	0.633	0.5	0.717	0.67
2 x 1	1.442	1.100	0.5	1.118	1.06
3 x 1	1.938	1.520	0.5	1.581	1.50
4 x 1	2.356	1.893	0.5	2.061	1.96
0.5 x 0.5	0.442	0.322	0.25	0.353	0.33
1 x 0.5	0.789	0.583	0.25	0.559	0.53
1.5 x 0.5	1.094	0.820	0.25	0.790	0.75
2 x 0.5	1.306	0.990	0.25	1.031	0.98

Tableau 6.2 : Valeurs des déplacements et des rayons pris en compte dans les deux approches

Les colonnes 4 et 5 contiennent les rayons R_1 et R_2 qui sont identifiés sur la figure 6.25. Elles permettent de se rendre compte du fait que le rayon R_{MK} recherché est "proche" du rayon R_2 . Ainsi, on propose la règle suivante pour le rayon R_{MK} :

$$R_{MK} = 0.95R_2 = 0.95 \left(\sqrt{\frac{L^2}{4} + \frac{l^2}{4}} \right) \quad \{\text{VI.1}\}$$

Les valeurs de rayon R_{MK} correspondantes sont inscrites dans la colonne 6 du tableau 6.2.

La figure 6.26 représente d'une part la courbe des rayons équivalents (interpolation axisymétrique - figure 6.21) en fonction des cas considérés en 3D, d'autre part les valeurs de R_{MK} évaluées à partir de la formule précédente.

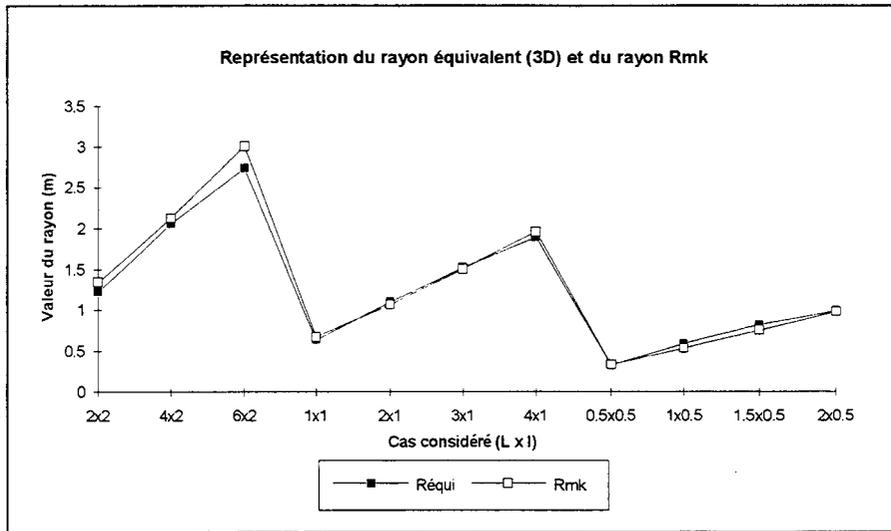


Figure 6.26 : Représentation du rayon équivalent (3D) et de R_{MK}

L x l (m)	$R_{\text{équivalent}}$ (m)	R_{MK} (m)	Erreur (%)
2 x 2	1.225	1.34	-9.7
4 x 2	2.060	2.12	-3.1
6 x 2	2.735	3.00	-9.8
1 x 1	0.633	0.67	-6.1
2 x 1	1.100	1.06	3.4
3 x 1	1.520	1.50	1.2
4 x 1	1.893	1.96	-3.4
0.5 x 0.5	0.322	0.33	-4.3
1 x 0.5	0.583	0.53	8.9
1.5 x 0.5	0.820	0.75	8.4
2 x 0.5	0.990	0.98	1.1

Tableau 6.3 : Valeurs de $R_{\text{équivalent}}$, de R_{MK} et de l'erreur commise

Le tableau 6.3 indique que l'erreur moyenne commise entre le rayon R_{MK} déterminé par la formule {VI.1} et le rayon équivalent issu de la comparaison entre les approches axisymétrique et 3D n'est en moyenne que de 5%. Cette valeur apparaît acceptable.

Il ne faut toutefois pas oublier que la formule {VI.1}, permettant d'évaluer le rayon R_{MK} à prendre en compte dans une approche axisymétrique, a été développée dans un cadre particulier lié au chantier ALMA-GARE. Cette formulation est donc tributaire des caractéristiques des matériaux, de l'état du milieu, et des simplifications apportées au modèle. **Il pourrait être dangereux de généraliser cette formulation à d'autres cas.**

Aussi, ce modèle doit être testé et validé par de nombreuses approches avant de pouvoir être utilisé en temps que tel. Dans cette optique, nous appliquons pour une première validation, cette manière de procéder à un chantier similaire à celui de ALMA-GARE : le chantier TOURCOING-CENTRE.

4.5 - UNE PREMIERE VALIDATION DE L'APPROCHE AXISYMETRIQUE DE RAYON R_{MK}

4.5.1 - INTRODUCTION

Le chantier TOURCOING-CENTRE a été présenté dans la première partie du document. La figure 6.27 rappelle pour mémoire la géométrie du milieu. Elle montre également la position du bâtiment proche de l'écran de soutènement, qui pourrait être perturbé par la réalisation de la paroi moulée.

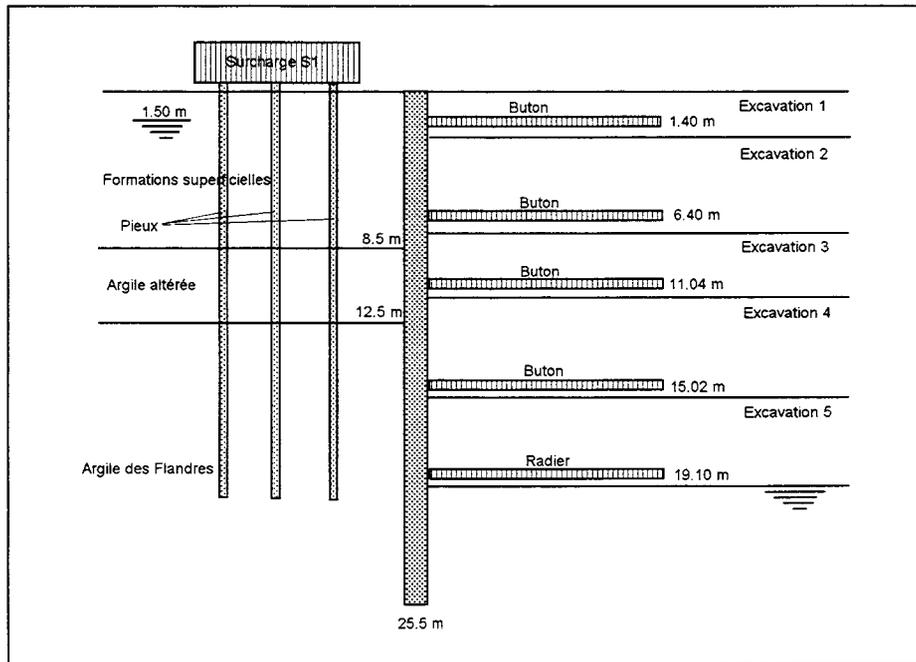


Figure 6.27 : Coupe de la station TOURCOING-CENTRE et de son voisinage

Dans cette approche axisymétrique, le chargement lié au bâtiment voisin de la tranchée intervient sous forme d'une surcharge uniformément répartie allant de 2,5 m à 27,50 m de la tranchée. Son intensité est de $4 \cdot 10^4$ N/ml. Les pieux ne seront pas modélisés. En effet, nous ne souhaitons pas introduire de facteurs que nous maîtrisons mal.

Les panneaux ont pour dimensions ($L \times l \times H$) = (2,60m x 0,82m x 25,5m). Aussi, le rayon R_{MK} défini

par la relation :

$$R_{MK} = 0,95 \left(\sqrt{\frac{L^2}{4} + \frac{l^2}{4}} \right) = 1,30m.$$

La simulation axisymétrique est réalisée avec un modèle de comportement des couches de sol élastoplastique, critère de MOHR-COULOMB. Les paramètres sont déterminés à partir des essais de laboratoire ou *in situ* effectués sur des matériaux du site de TOURCOING-CENTRE. Ils correspondent aux paramètres utilisés dans la quatrième partie du mémoire, chapitre 2.

4.5.2 - RESULTATS

Les mesures inclinométriques effectuées sur le site de TOURCOING-CENTRE constituent un moyen de comparaison entre le calcul et les phénomènes réels. Ainsi, la figure 6.28 représente d'une part, les prédictions du déplacement du milieu à l'endroit exact où a été installé l'inclinomètre; d'autre part les mesures inclinométriques après la réalisation de ladite tranchée (et de ses voisines).

Les changements de concavité de la courbe issue du calcul, sont liés au fait que le matériau est multicouches. Ainsi, la limite à 12,5 m de profondeur est-elle assez marquée.

Bien que les surcharges aient été modélisées par un chargement surfacique, et non par l'introduction de forces liées aux pieux, le déplacement issu du calcul est particulièrement satisfaisant. Les allures près de la surface et du pied de l'inclinomètre sont tout à fait conformes aux mesures. Par ailleurs, les maxima estimés et mesurés sont identiques. La position du maximum de déplacement ne coïncide pas. Ce point particulier est sans doute lié au mode de prise en compte des surcharges.

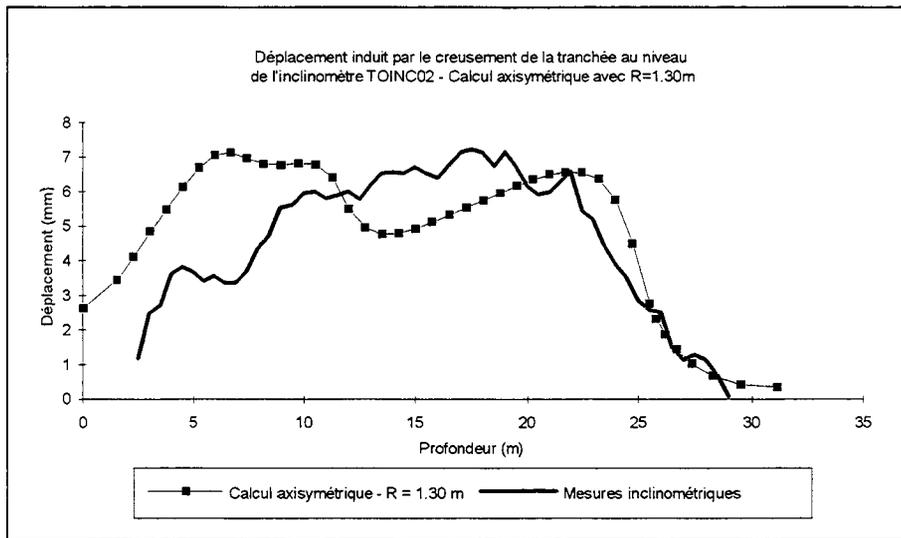


Figure 6.28 : Déplacements induits par le creusement de la tranchée au niveau de l'inclinomètre Chantier TOURCOING-CENTRE

La première figure de l'annexe XV représente la répartition des déplacements radiaux dans le milieu après réalisation de la tranchée sous boue de bentonite. Cette répartition est assez différente de celle obtenue sur le cas du chantier ALMA-GARE. En effet, la prise en compte des surcharges, des trois couches de sols et d'un modèle de comportement élastoplastique, modifie sensiblement la réponse du modèle.

La seconde figure de l'annexe XV représente la répartition de la contrainte totale radiale après réalisation de la tranchée sous boue de bentonite. Cette répartition est de la même forme que celle obtenue dans le cas du chantier ALMA-GARE.

4.6 - CONCLUSION SUR L'APPROCHE AXISYMETRIQUE

L'approche axisymétrique, basée sur l'utilisation du rayon R_{MK} , est satisfaisante en ce qui concerne la prédiction des déplacements au niveau de l'inclinomètre à TOURCOING-CENTRE. Elle l'est, sans doute aussi, en ce qui concerne la déformation des flancs de la tranchée.

Pour la répartition des contraintes totales radiales, nous ne disposons pas de mesure permettant de valider la réponse de ce modèle. Toutefois, l'évaluation de ce paramètre est globalement conforme à celle du calcul tridimensionnel.

Le champ des pressions interstitielles ne satisfait pas nos exigences de conformité vis à vis du modèle 3D. Il n'y a donc pas lieu d'envisager ici une évolution du modèle dans le temps.

D'autres tests seront nécessaires pour confirmer la validité de cette approche. Par ailleurs, et compte tenu du manque d'expérimentation de cette méthode, la plus grande prudence devra être retenue par le projeteur qui souhaiterait utiliser les résultats de ces calculs comme état initial d'une modélisation reproduisant la réalisation complète d'un ouvrage protégé et maintenu par une paroi moulée.

CONCLUSIONS

La prise en compte de la phase de réalisation complète de la paroi moulée dans le sol, dans les modélisations numériques du *continuum* élastoplastique, induit des phénomènes différents selon que le problème est traité en 3D ou en 2D.

Les deux approches tridimensionnelles aboutissent à des résultats assez similaires. Cette remarque supposerait donc que l'étape en question influence peu le dimensionnement global de la paroi moulée et de ses ancrages.

Les deux modélisations bidimensionnelles laissent entendre, au contraire, que l'étape de réalisation complète de la paroi moulée est primordiale pour le dimensionnement des écrans de soutènement et de ses ancrages.

Il n'y a évidemment qu'une seule vérité qui est celle décrite par les faits. Toutefois, dans les cas concrets, nous ne disposons pas de mesures en place et cette approche n'est donc pas suffisante pour conclure sur la validité de l'une ou l'autre des méthodes de résolution de ce problème.

Même si la méthode de calcul tridimensionnelle s'est révélée la plus réaliste dans l'étude de la cinquième partie, il nous semble nécessaire de se caler le plus possible sur des cas concrets. Cette nouvelle étape pourrait permettre de déterminer l'influence réelle de la mise en place d'une paroi moulée, dans une argile raide, sur son fonctionnement. Les chantiers de référence que nous utilisons dans la septième partie sont ceux de ALMA-GARE et de TOURCOING-CENTRE.

Compte tenu des conclusions de ce travail, l'approche axisymétrique proposée dans le dernier chapitre, devrait permettre au concepteur de parois de prédire correctement les effets induits par la réalisation **d'un panneau** de paroi moulée. Les résultats issus de l'application de cette méthode sont surtout intéressants en terme de déplacements. Ils devront néanmoins être confirmés par d'autres tests.

SEPTIEME PARTIE

APPLICATION DE LA METHODE NUMERIQUE DU *CONTINUUM* ELASTOPLASTIQUE AUX DIFFERENCES FINIES

+ AU CHANTIER TOURCOING-CENTRE

+ AU CHANTIER ALMA-GARE

SUGGESTION :

*La suggestion consiste à faire dans l'esprit des autres
une petite incision où l'on met une idée à soi.*

Victor HUGO, écrivain français, 1802-1885

INTRODUCTION

Cette dernière partie du mémoire a pour objectif de répondre, par l'application de la méthode du *continuum* élastoplastique aux différences finies, à certaines questions qui sont restées sans réponse dans les parties précédentes.

Il s'agit tout d'abord de savoir si les modèles de comportement de sol retenus sont valides pour le dimensionnement global des parois moulées dans les argiles raides. En effet, les calages des paramètres des modèles de comportement (MOHR-COULOMB et CAM-CLAY) ont été menés avec soin (voir seconde partie du mémoire), et ils ont montré leur validité dans le cadre de la simulation d'un essai pressiométrique. Mais, les chemins de contraintes suivis lors de la réalisation d'une excavation maintenue par une paroi moulée multibutonée, sont différents de ceux suivis lors d'un essai pressiométrique MENARD.

L'application de la méthode du *continuum* élastoplastique aux différences finies, aux chantiers ALMA-GARE et TOURCOING-CENTRE, permettra d'évaluer les différences fondamentales, tant au niveau qualitatif que quantitatif, par rapport à la méthode aux coefficients de réaction. Les informations obtenues sont-elles plus nombreuses et plus précises ou ne reflètent-elles qu'un comportement global du milieu? Cette étude, que nous menons d'une part avec un modèle de comportement de sol biphasique couplé, d'autre part en monophasique, permettra de définir s'il est préférable de dimensionner "en contraintes totales" ou "en contraintes effectives".

Basé sur deux cas concrets, ce travail s'attachera également à déterminer l'influence, sur son exploitation, de la mise en place d'une paroi moulée dans l'Argile des Flandres. Les limites techniques des outils dont nous disposons nous obligeront toutefois à effectuer certaines simplifications.

La présentation de ce travail et de ses résultats est identique à celle adoptée dans la quatrième partie. Toutefois, compte tenu du fait que nous considérons les déplacements du massif et de l'écran comme un facteur essentiel, le chantier TOURCOING-CENTRE est abordé en premier. Nous nous référerons aux mesures de la déformée des inclinomètres TOC IN01 et IN02 (Voir en annexe III), ainsi qu'aux mouvements des ouvrages voisins (annexes IV et V).

Cinq simulations numériques des phases de travaux du chantier TOURCOING-CENTRE, utilisant les modèles élastique et de MOHR-COULOMB, sont présentées dans un premier temps. Leur analyse permet de définir la meilleure marche à suivre dans l'application de la méthode du *continuum* élastoplastique aux différences finies. Ensuite, nous étudions, par une méthode simplifiée, l'influence de la prise en compte de la réalisation de la paroi moulée dans le sol. Enfin, le modèle de CAM-CLAY est appliqué au chantier TOURCOING-CENTRE. Nous pourrions ainsi définir si l'utilisation de ce modèle pour ce type de problème présente un intérêt.

Les enseignements issus de l'étude du chantier TOURCOING-CENTRE sont alors appliqués au chantier ALMA-GARE, en exploitant les mesures en place regroupées dans l'annexe II.

Enfin, dans un dernier chapitre, une confrontation entre l'approche "aux coefficients de réaction" et l'approche numérique du *continuum* élastoplastique aux différences finies, appliquée dans cette septième partie, permettra d'élaborer une méthodologie de dimensionnement dans les argiles raides. Cette méthodologie doit tenir compte des besoins du concepteur et de la précision recherchée.

1. APPLICATION DE LA METHODE AUX DIFFERENCES FINIES AU CHANTIER TOURCOING-CENTRE

1.1 - INTRODUCTION

Les étapes de réalisation de la station TOURCOING-CENTRE sont simulées avec le logiciel FLAC V3.3. Dans ce chapitre, seules les phases suivant la construction des panneaux des parois moulées sont reproduites : excavation, pompage, butonnage, consolidation.

Le modèle de comportement du sol est élastique parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB; sauf indication contraire. Les caractéristiques des couches de sol sont définies dans le tableau 7.1. L'épaisseur de la paroi moulée est de 0.82 m. Les butons sont espacés de 5 mètres. Les niveaux 2, 3 et 4 de butons sont préchargés. Les niveaux des excavations et des pompages sont listés dans le tableau 7.2. La localisation et les propriétés des butons sont présentées dans le tableau 7.3.

	Module de compressibilité K (MPa)	Module de cisaillement G (MPa)	Masse volumique sèche γ_d (kN/m ³)	Angle de frottement ϕ' (°)	Angle de dilataance ψ (°)	Cohésion C' (kPa)	Porosité n	Perméabilité (m/s)
Formations quaternaires	8.50	3.93	14.8	32	20	5	0.44	2.10 ⁻⁸
Argile altérée	6.92	5.20	13.5	26	15	28	0.50	1.10 ⁻⁹
Argile des Flandres	11.12	8.34	14.0	28	10	50	0.49	1.10 ⁻¹⁰

Tableau 7.1 : Caractéristiques mécaniques et hydrauliques des couches de sol à TOURCOING-CENTRE

Numéro et nom de l'étape	Profondeur d'excavation et de pompage (m)
Etape 1 - Exc 1	2.10
Etape 2 - Exc 2	7.10
Etape 3 - Exc 3	11.74
Etape 4 - Exc 4	15.72
Etape 5 - Exc 5	19.15

Tableau 7.2 : Niveau des excavations et des pompages - TOURCOING-CENTRE

Numéro du lit de butons	Profondeur (m)	Aire (m ²)	Moment d'inertie (m ⁴)	Valeur de la précharge (kN)
1 - But 1	1.40	8.25e-3	5.70e-4	0
2 - But 2	6.40	1.81e-2	3.73e-4	850
3 - But 3	11.04	1.81e-2	3.73e-4	800
4 - But 4	15.02	2.01e-2	5.13e-3	600
5 (Radier) - But 5	19.10	5.00e-1	1.04e-2	0

Tableau 7.3 : Propriétés des lits de butons - TOURCOING-CENTRE

1.2 - GEOMETRIE ET CONDITIONS AUX LIMITES

La géométrie du problème est rappelée sur la figure 7.1. Le bâtiment fondé sur pieux, situé à proximité immédiate de la paroi moulée, est modélisé par une surcharge surfacique de valeur 4.10⁴ N/ml.

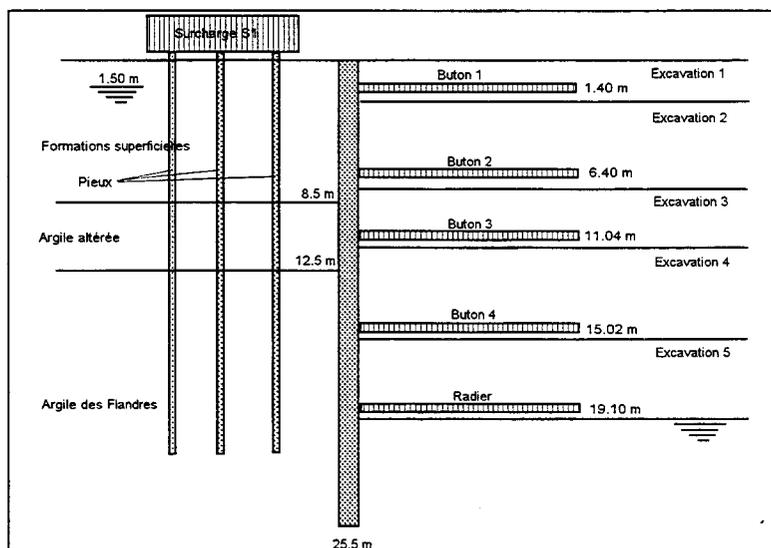


Figure 7.1 : Coupe de la station TOURCOING-CENTRE

Le modèle géométrique utilisé est représenté sur la figure 7.2. Le calcul est bidimensionnel, la tranchée est supposée infiniment longue. L'étendue du maillage est de 100m x 100m. La frontière de droite constitue un axe de symétrie. Le maillage est constitué de 1274 noeuds et de 1200 éléments quadrilatères à 4 noeuds.

Les conditions aux limites mécaniques sont classiques. Les mouvements horizontaux sont imposés nuls sur les bords latéraux. Le fond du maillage est fixé suivant l'axe vertical.

Les conditions aux limites hydrauliques sont : flux nul partout. La pression interstitielle est fixée, et imposée nulle sur le bord libre de la paroi moulée durant les phases d'exploitation de l'ouvrage.

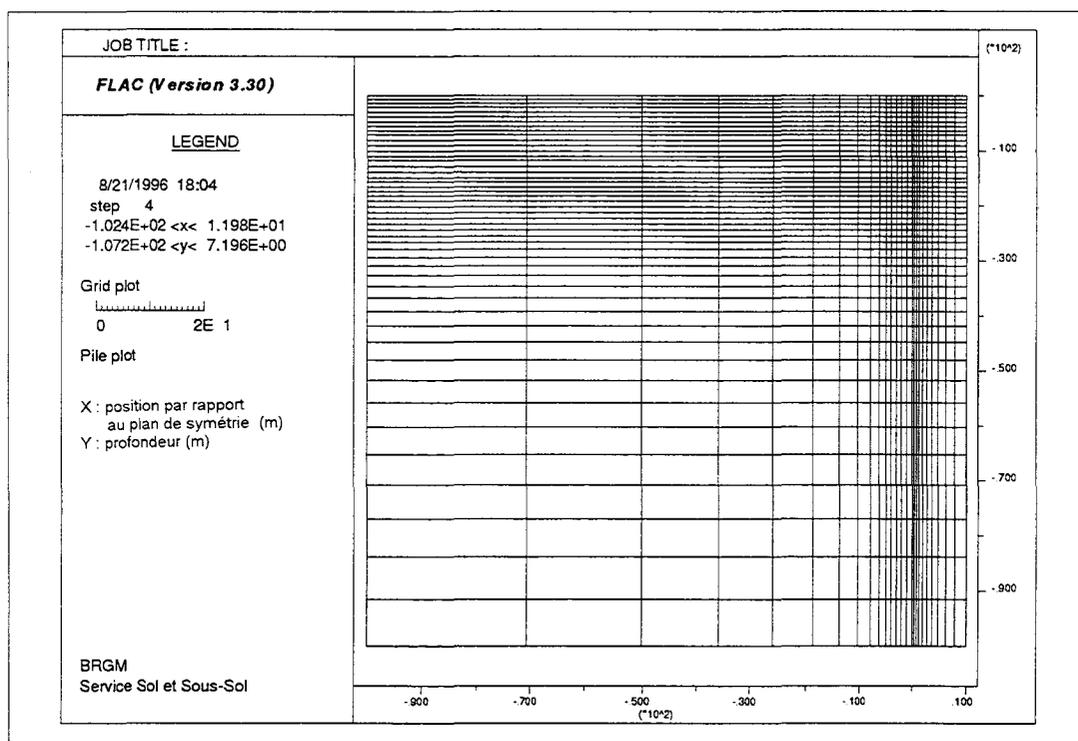


Figure 7.2 : Maillage 2D du site de TOURCOING-CENTRE

1.3 - LES ETAPES DE TRAVAUX

L'exploitation de la paroi moulée est modélisée de la façon suivante :

- excavation du niveau 1, Butonnage du niveau 1, Consolidation de 15 jours;
- excavation du niveau 2, Butonnage du niveau 2, Consolidation de 30 jours;
- excavation du niveau 3, Butonnage du niveau 3, Consolidation de 25 jours;
- excavation du niveau 4, Butonnage du niveau 4, Consolidation de 20 jours;
- excavation du niveau 5, Butonnage du niveau 5, Consolidation de 30 jours.

1.4 - RESULTATS DES SIMULATIONS

1.4.1 - LES DEPLACEMENTS ET LA DEFORMEE DES INCLINOMETRES

Il est possible, grâce à la méthode de calcul utilisée, de prédire la déformée et les déplacements qu'aurait subis un inclinomètre placé dans le massif. Ces prédictions peuvent ainsi être comparées aux relevés inclinométriques des appareillages INC 01 et INC 02 (Voir annexe III). Les figures 7.4 à 7.12 représentent les déplacements calculés par 5 approches différentes, ainsi que les relevés inclinométriques. Pour plus de clarté, ces approches sont explicitées au fur et à mesure de l'analyse des résultats. Le tableau 7.4 décrit les hypothèses associées aux différents calculs.

Le calcul intitulé ELAST 1, utilise un comportement de sol élastique. Les caractéristiques (élastiques) des couches de sols sont celles du tableau 7.1. Nous constatons sur les figures 7.4 à 7.12 que les déplacements prédits par ce calcul sont très supérieurs aux mesures.

Ce modèle étant purement élastique, il est étonnant de constater de tels déplacements. En effet, le modèle élastoplastique, critère de MOHR-COULOMB, correspondant aux paramètres du tableau 7.1 générerait des déplacements encore supérieurs. Pourtant, ce modèle a été calé et validé dans la seconde partie du mémoire.

Il semble que ce problème soit directement lié au modèle de comportement du sol lui-même. Pour s'en rendre compte, observons un facteur important en modélisation numérique : les déformations dans le massif.

La figure 7.3 représente la grandeur $\gamma = \frac{1}{2} \left((\varepsilon_{xx} - \varepsilon_{yy})^2 + 4\varepsilon_{xy}^2 \right)^{1/2}$ qui est le second invariant du tenseur des déformations. Ce graphique correspond à l'étape du troisième butonnage. Il montre que, du côté non excavé, la déformation du massif est très faible, de l'ordre de 10^{-4} . Sous le fond de fouille, dans la partie en fiche, les déformations sont plus importantes; de l'ordre de 10^{-2} .

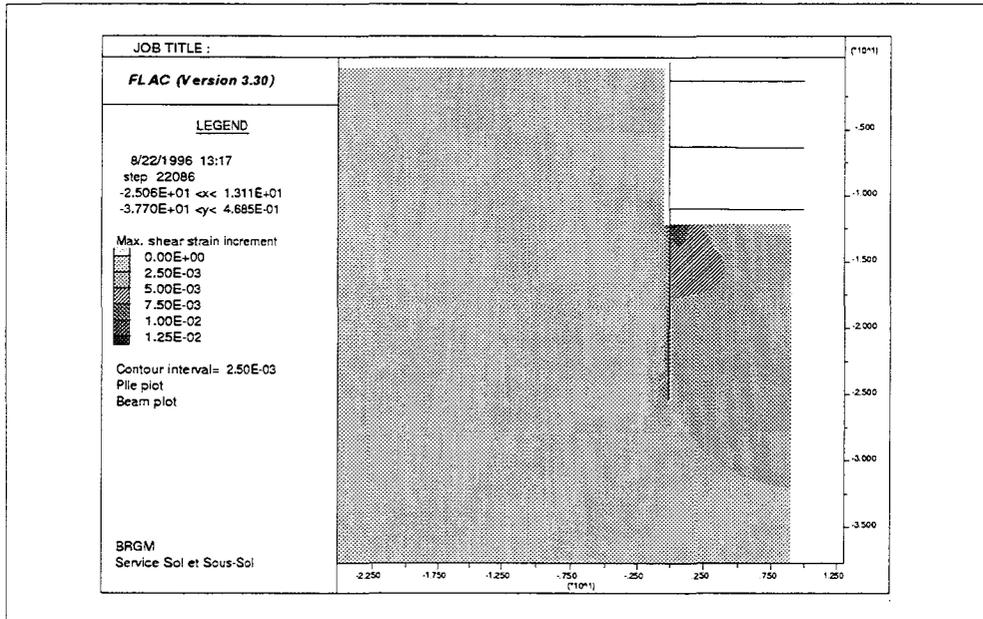


Figure 7.3 : Représentation du second invariant du tenseur des déformations
TOURCOING-CENTRE - Etape de Butonnage 3

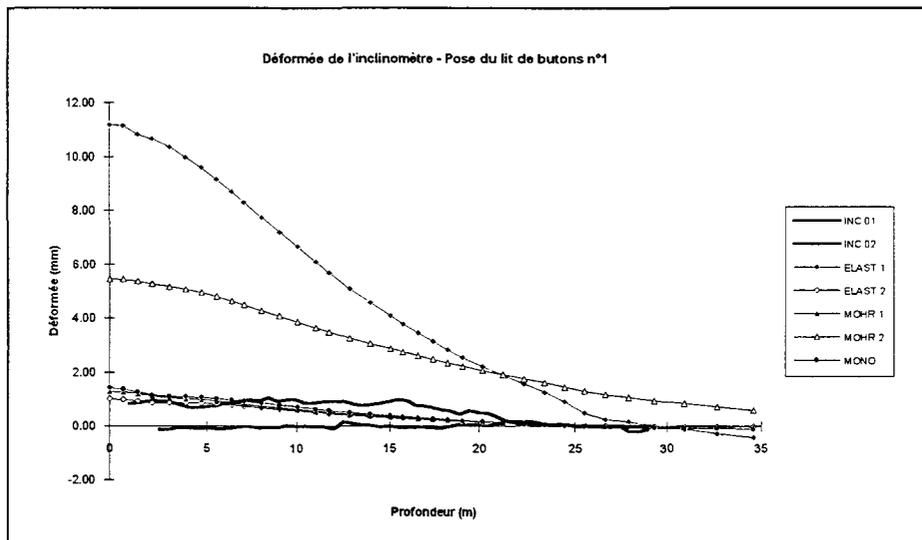


Figure 7.4 : Déformée de l'inclinomètre après pose du lit de butons n°1 - TOURCOING-CENTRE

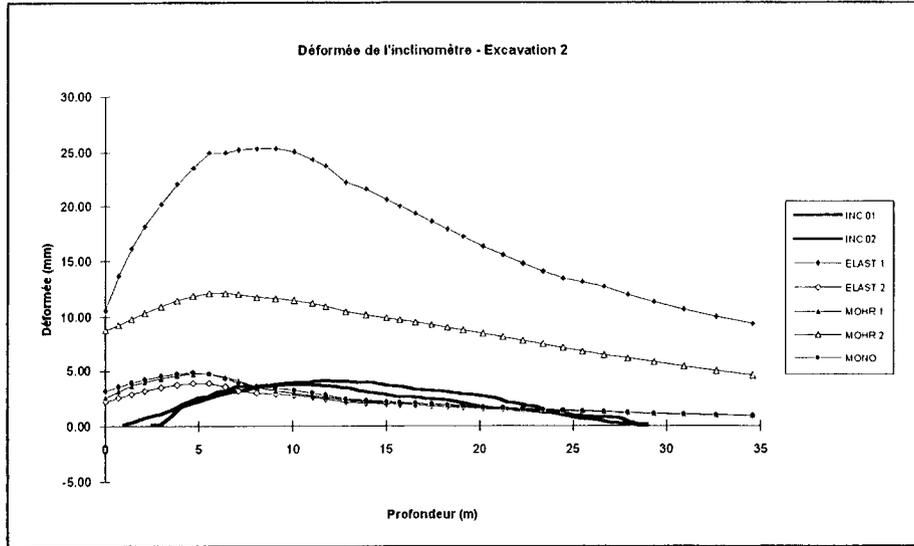


Figure 7.5 : Déformée de l'inclinomètre après l'excavation n° 2 - TOURCOING-CENTRE

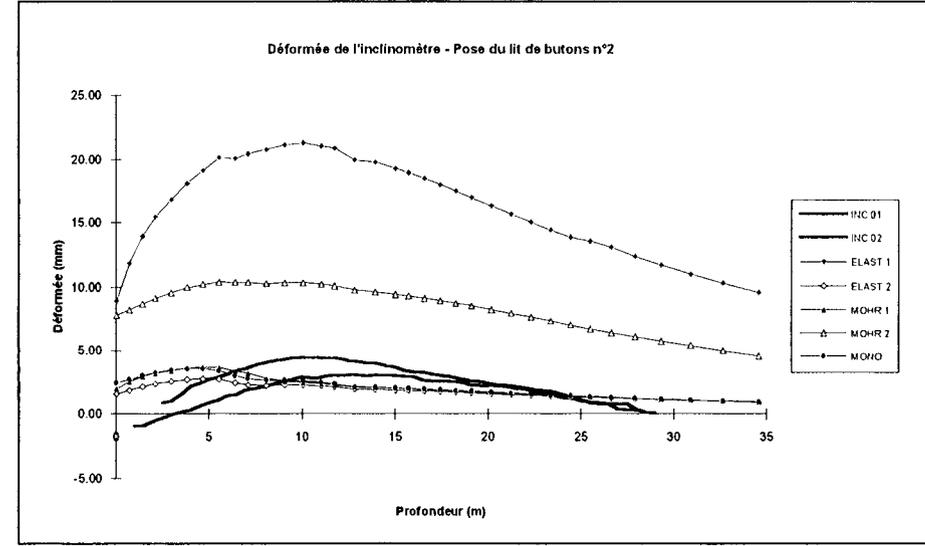


Figure 7.6 : Déformée de l'inclinomètre après pose du lit de butons n°2 - TOURCOING-CENTRE

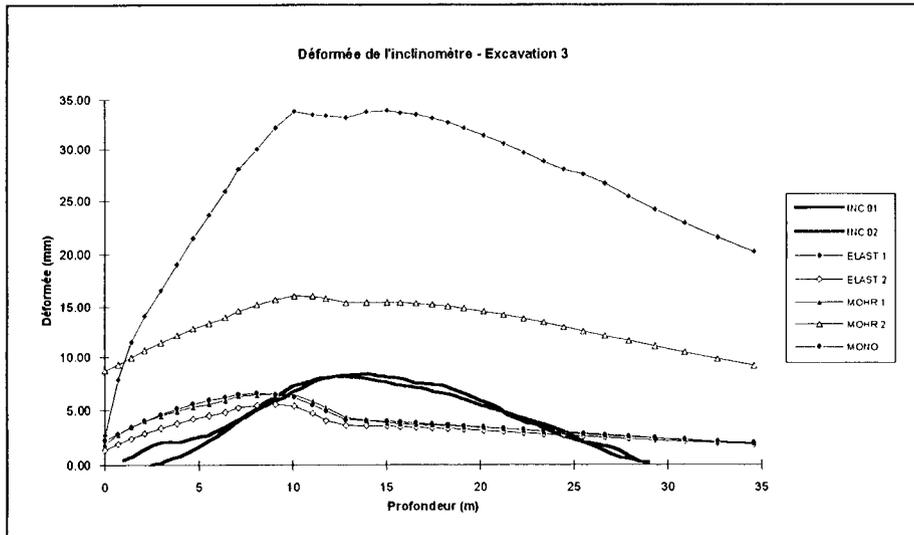


Figure 7.7 : Déformée de l'inclinomètre après l'excavation n° 3 - TOURCOING-CENTRE

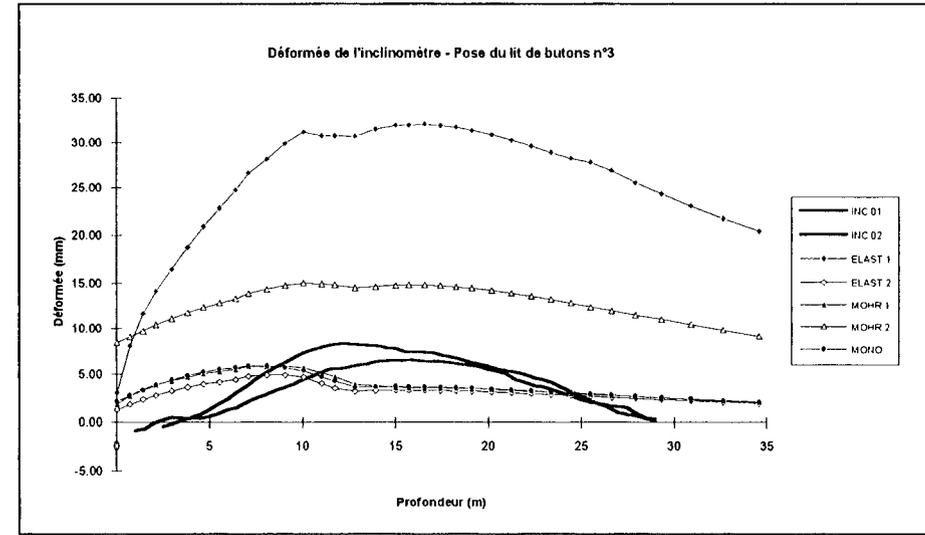
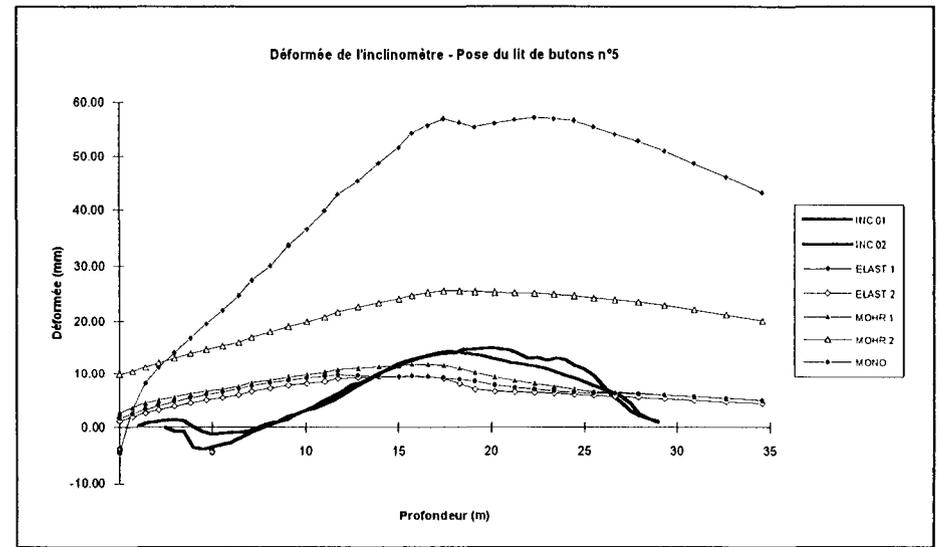
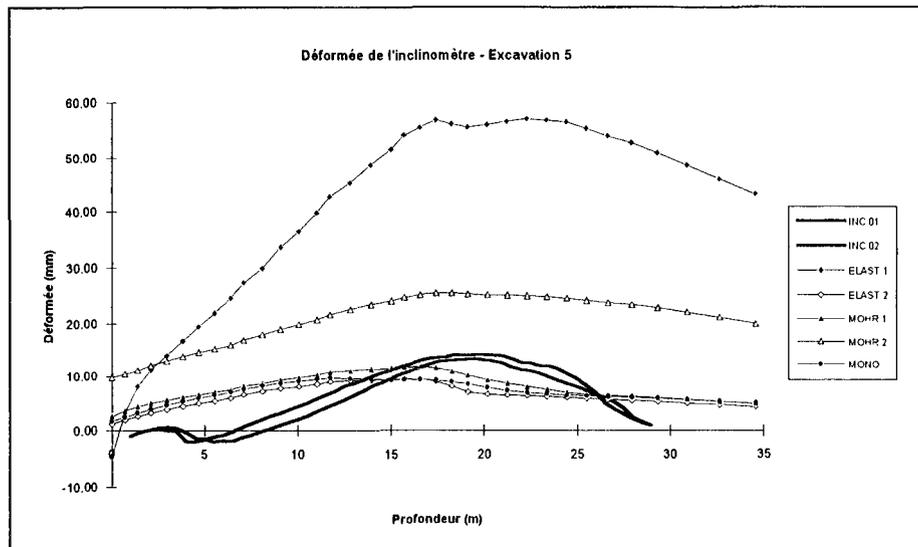
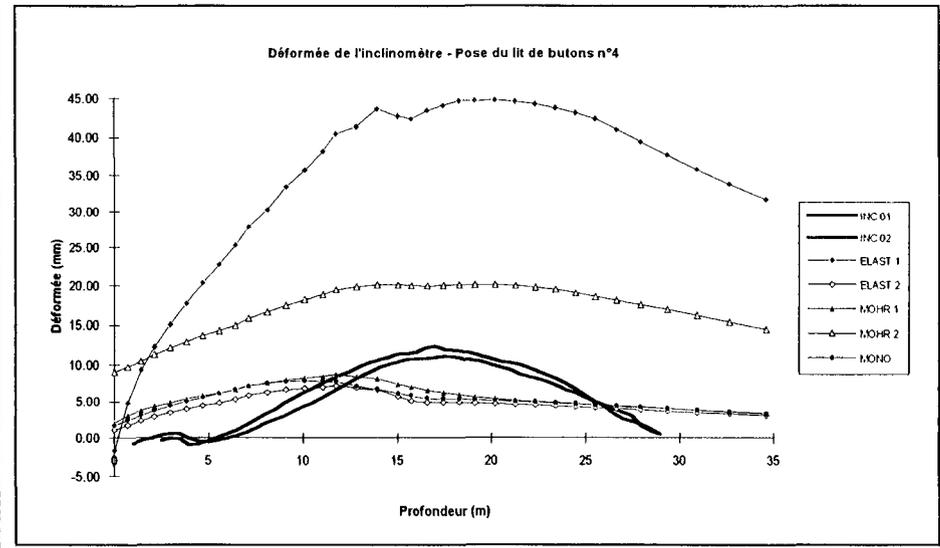
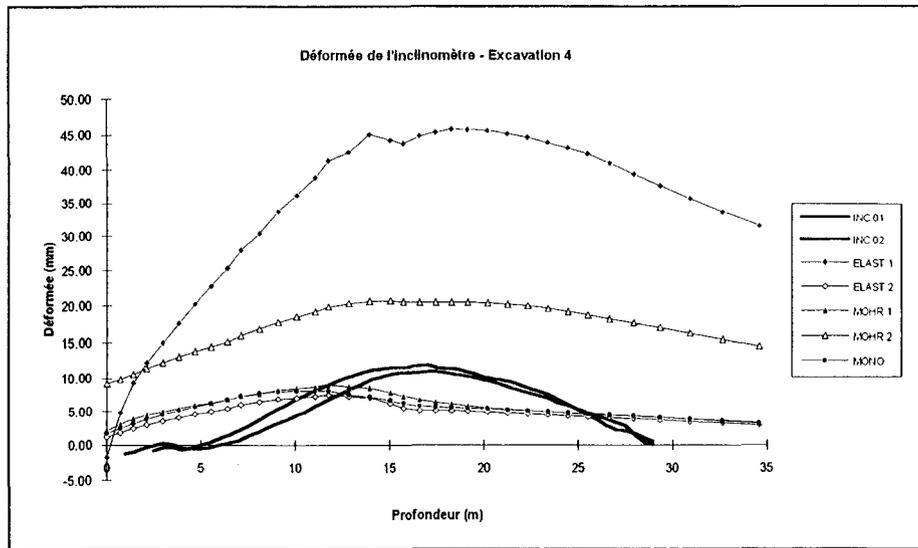


Figure 7.8 : Déformée de l'inclinomètre après pose du lit de butons n°3 - TOURCOING-CENTRE



Il est nécessaire de revenir au modèle de comportement du sol utilisé et notamment au calage de ses paramètres (Voir la deuxième partie et l'annexe VII). Nous nous basons, à titre d'exemple, sur le graphique 7.13, qui représente le résultat de l'essai de laboratoire CIU8 et les deux réponses des modèles de MOHR-COULOMB et de CAM-CLAY. La partie élastique nous intéresse essentiellement, compte tenu des hypothèses du calcul ELAST 1. Dans les très petites déformations (ε_{zz} très petit), les deux modèles reproduisent très mal le comportement élastique du sol. Dans cette zone, le module de YOUNG est beaucoup plus élevé que celui que nous avons défini. Compte tenu du fait que dans la grande majorité du massif, les déformations sont petites à très petites, il est alors normal que le choix des paramètres du modèle de comportement de sol utilisé dans ce cas, ne soit pas convenable. BURLAND (1989) et HICHER (1996) ont étudié le lien, dans les faibles déformations, entre la rigidité du matériau et le niveau de déformation. Nos observations confortent les travaux de ces auteurs.

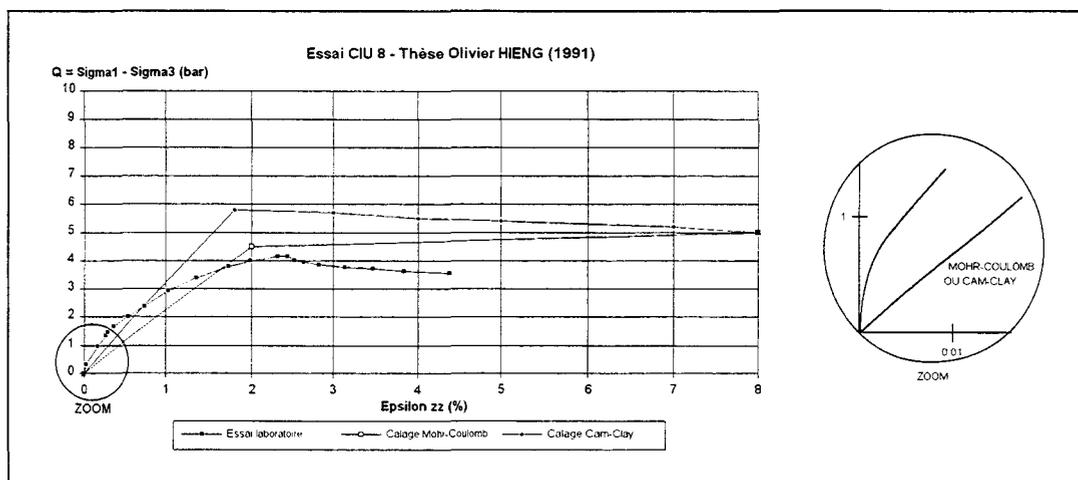


Figure 7.13 : Calage des modèles de comportement élastoplastiques - Argile des Flandres - Essai CIU8

Dans la partie du massif, où les déformations sont plus importantes, nous pouvons supposer que le modèle élastoplastique que nous avons calé et validé opérera correctement. En effet, le massif se situe alors dans une gamme de déformation pour laquelle le modèle a prouvé son efficacité. La simulation de l'essai pressiométrique a en effet montré que le modèle se comporte correctement pour des déformations plus importantes.

Nom	Type de modèle	Paramètres élastiques	Autres paramètres
ELAST 1	Elastique	G et K du tableau 7.1	-
ELAST 2	Elastique	G et K du tableau 7.1, multipliés par 10	-
MOHR 1	MOHR-COULOMB	G et K du tableau 7.1, multipliés par 10	Tableau 7.1
MOHR 2	MOHR-COULOMB	G et K du tableau 7.1, coté excavé G et K du tableau 7.1, multipliés par 10, coté non excavé	Tableau 7.1
MONO	MOHR-COULOMB	Paramètres non drainés - Annexe XVI	Non drainés
PAROI	MOHR-COULOMB	G et K du tableau 7.1, multipliés par 10	Tableau 7.1 et $K_0=0.8$
CAM	CAM-CLAY	Annexe XVI	Annexe XVI

Tableau 7.4 : Paramètres utilisés pour les simulations numériques du *continuum* élastoplastique - TOURCOING-CENTRE

Compte tenu de ces remarques, un nouveau calcul élastique nommé ELAST 2 a été mené. Les modules d'YOUNG des couches de sol ont été multipliés par 10. Il s'agit d'une estimation des modules élastiques pour les très faibles déformations, valables globalement pour les trois matériaux.

Le calcul ELAST 2, bien que simplement élastique biphasique couplé, prédit des déplacements en bien meilleur accord avec les mesures en place. Toutefois, les mouvements proposés sont légèrement plus faibles que ceux mesurés, et de forme un peu différente. Ces faits ne sont pas étonnants puisque d'une part, le calcul n'est pas élastoplastique (pas de déformation liée à la plastification), d'autre part les valeurs des modules multipliés par 10 influent sur le comportement du sol sous la fouille. Compte tenu des déformations générées sous l'excavation, les grands modules utilisés réduisent *in fine* les déplacements.

Pour connaître la contribution de la partie "plastique" du modèle élastoplastique, critère de MOHR-COULOMB, le calcul MOHR 1 a été réalisé. Les caractéristiques sont celles du tableau 7.1. Les modules G et K ont été multiplié par 10.

La plastification de certaines zones proches de l'écran, du côté non excavé, ainsi que dans la partie sous le fond de fouille, induit des déplacements de l'inclinomètre légèrement supérieurs à ceux du calcul ELAST 2. La composante "plastique" du modèle MOHR 1 n'a que peu d'effet sur la prédiction des déplacements et de la déformée de l'inclinomètre.

Les calculs ELAST 1, ELAST 2 et MOHR 1 ne tiennent pas compte du fait que les déformations sous la partie excavée sont plus importantes. Pour prendre en considération cette réalité, et pour intégrer un modèle le plus réaliste possible, nous proposons le calcul MOHR 2. Celui-ci est particulier dans le sens où il utilise deux modèles différents : **un modèle amont et un aval**. Le modèle amont qui couvre toute la partie à gauche de l'écran utilise des modules d'YOUNG multipliés par 10. Le modèle aval est celui qui a été calé.

Les résultats du calcul MOHR 2 se détachent des précédents. Les déplacements prédits sont en effet beaucoup plus marqués que dans le cas de MOHR 1. Le modèle aval étant beaucoup moins raide que celui amont, les prédictions sont alors intermédiaires entre celles de ELAST 1 et de MOHR 1. Ce type de modèle ne semble pas apporter une solution satisfaisante.

Le dernier calcul, intitulé MONO, considère un milieu monophasique en conditions non drainées. Le but de ce calcul est de déterminer s'il est nécessaire ou non de réaliser un calcul biphasique couplé. En ce qui concerne les prédictions des déplacements et de la déformée de l'inclinomètre, dans les premières phases (jusqu'au troisième butonnage), les calculs MOHR 1 et MONO aboutissent à des résultats très similaires. A partir de la phase d'excavation 4 (70 jours de consolidation au total), des différences de mouvements se font ressentir, surtout dans la partie en fiche. Les déplacements issus de MOHR 1 sont alors de 5 à 10 % supérieurs à ceux de MONO.

Conclusion concernant les déplacements et la déformée de l'inclinomètre

Le calcul MOHR 1 qui prend pour hypothèse un modèle de comportement de sol élastique - parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB, biphasique couplé, avec un module d'YOUNG élevé (multiplié par 10), reproduit assez correctement le comportement réel du milieu en ce qui concerne les déplacements et la déformée de l'inclinomètre. Cela signifie qu'il est essentiel de bien connaître le comportement des couches de sol dans les faibles déformations. L'utilisation du modèle de comportement de sol de MOHR-COULOMB, tel qu'il a été défini dans la seconde partie du mémoire ne semble donc pas suffisante. Nous reviendrons sur ce point dans la conclusion générale.

Par ailleurs, le calcul MONO montre que le fait de réaliser un calcul en "contraintes totales" n'aboutit pas à des résultats différents du calcul biphasique, dans les premiers temps (de l'ordre de 2 mois). Pour des dimensionnements d'ouvrages dont les travaux excèdent cette durée, il sera nécessaire de raisonner en "contraintes effectives". Un calcul biphasique couplé au sens de BIOT devra alors être mis en oeuvre.

1.4.2 - LES EFFORTS DANS LES LITS DE BUTONS

Dans ce chapitre, nous exploitons les mesures d'efforts dans les lits de butons dont les déformations sont représentées en annexe VI.

Les prédictions des simulations numériques du *continuum* élastoplastique sont confrontées aux valeurs d'efforts issues des mesures en place. Compte tenu du fait que les efforts dans les butons sont liés à leur déformation propre et donc aux déplacements de la paroi moulée, les méthodes primées pour les déplacements devraient l'être aussi pour les efforts. C'est ce que nous allons déterminer par l'observation des figures 7.14 à 7.17.

Le lit de butons n°1 n'a pas fait l'objet de mesures. Aussi, la figure 7.14 ne comporte que les valeurs issues des simulations.

Toutes les approches fournissent des efforts assez éloignés de ceux mesurés. Les rapports entre efforts prédits et mesurés sont en moyenne de 2.1 pour le lit 2, de 2.4 pour le lit 3 et de 2.5 pour le lit 4. L'erreur commise par les simulations n'est pas négligeable.

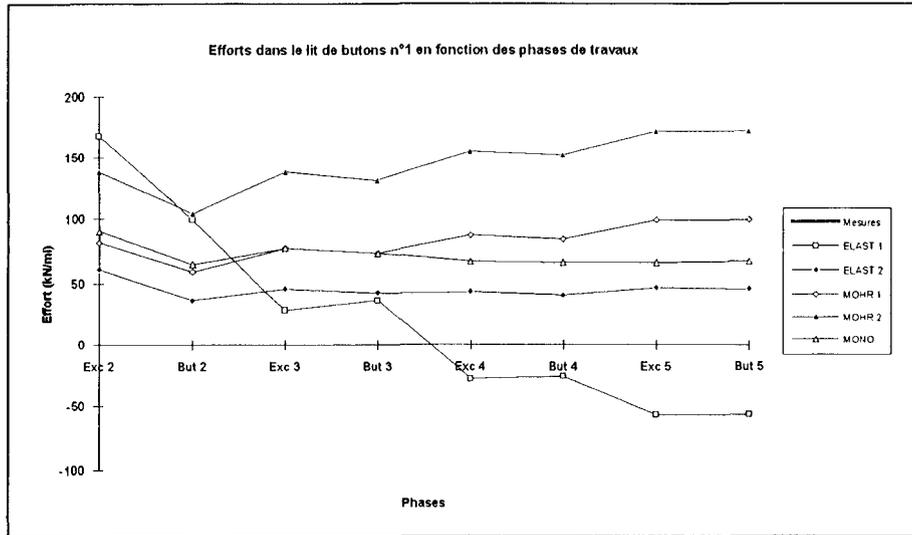


Figure 7.14 : Efforts dans le lit de butons n°1 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE

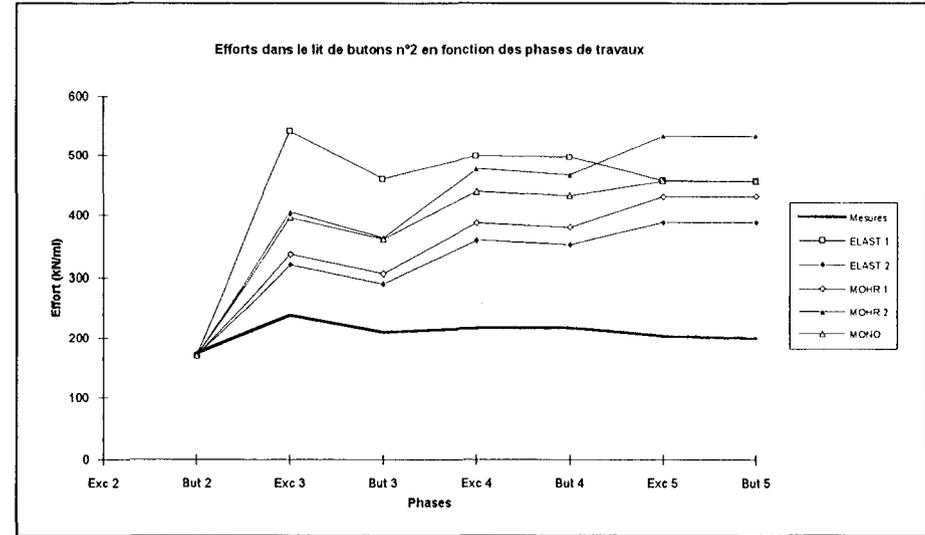


Figure 7.15 : Efforts dans le lit de butons n°2 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE

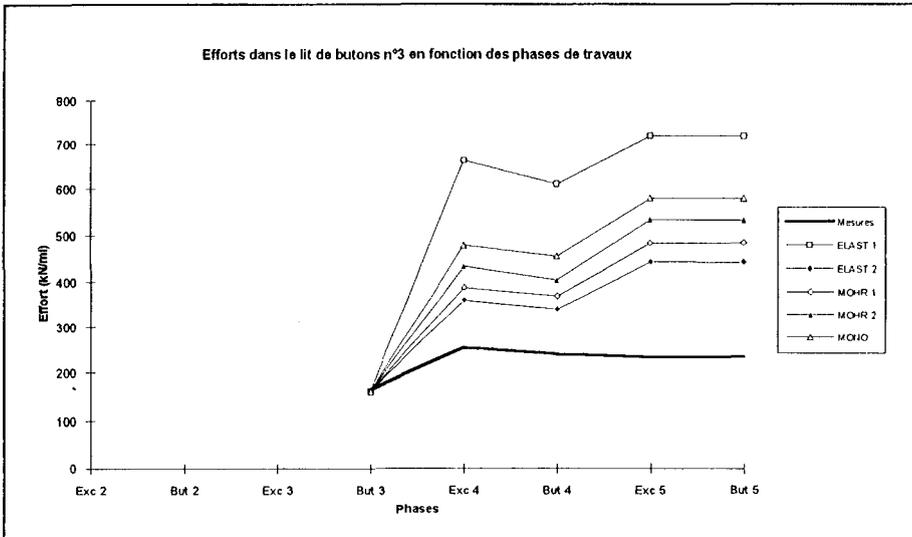


Figure 7.16 : Efforts dans le lit de butons n°3 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE

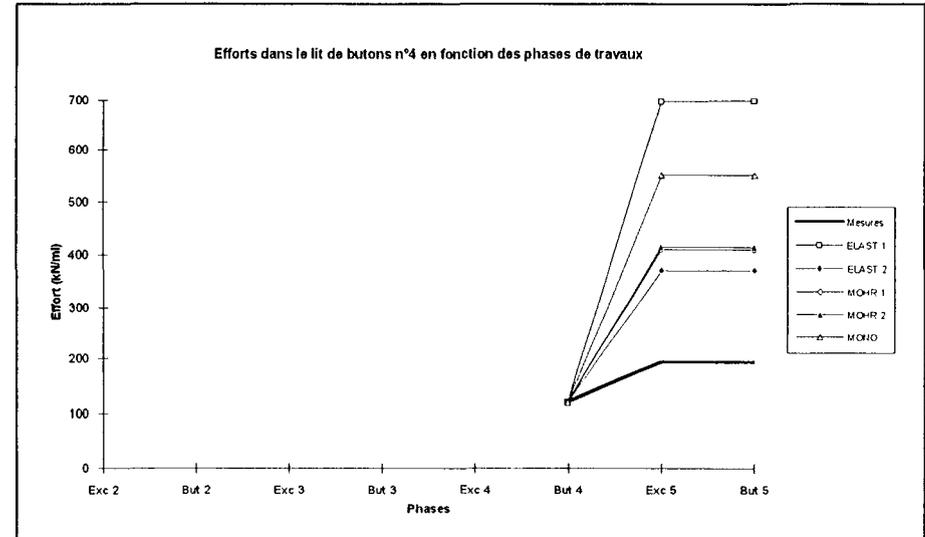


Figure 7.17 : Efforts dans le lit de butons n°4 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE

Le calcul le plus en accord avec la réalité est ELAST 2 qui réduit les rapports à 1.7 pour le lit 2, à 1.7 pour le lit 3 et à 2.0 pour le lit 4.

La surestimation des efforts est sans doute liée au fait que dans la partie libre de l'écran, les déformations sont surévaluées. La figure 7.11 permet, par exemple de visualiser que, pour les 15 premiers mètres, même le calcul ELAST 2 prévoit des mouvements plus importants que ceux mesurés (au niveau de l'inclinomètre). Le lien direct entre la déformée de l'écran (estimée à partir de celle de l'inclinomètre) et les efforts dans les ancrages est une nouvelle fois démontré.

Toutefois, les cinq calculs établissent des prédictions qui vont dans le sens de la sécurité puisqu'ils prévoient des efforts nettement supérieurs à ceux encaissés par les structures.

Le calcul en contraintes totales (MONO) prédit des efforts dans les butons supérieurs (sauf pour le lit 1) à ceux du calcul équivalent en contraintes effectives (MOHR 1). Ce phénomène est d'avantage marqué sur les butons les plus profonds. Il faut rappeler que les butons les plus profonds sont aussi ceux qui sont posés le plus tard. Compte tenu de la dépendance des résultats du calcul (hypothèse MOHR1) avec le temps, et des remarques précédentes liées au déplacement, ce fait est donc justifié. Ces constatations confortent l'idée qu'un dimensionnement en contraintes effectives est préférable pour ce type de projet.

Conclusion concernant les efforts dans les lits de butons

Cette analyse montre que l'utilisation de modèles numériques simples du *continuum* élastoplastique permet d'évaluer les efforts dans les structures, en restant du côté de la sécurité. Les hypothèses élastiques du calcul ELAST 2 (Modules d'YOUNG multipliés par 10) sont les plus aptes à prédire les efforts dans les ancrages du fait de la prise en compte (certes incomplète) des modules aux faibles déformations.

Notons toutefois que certaines simplifications, telle que la non prise en compte des pieux du bâtiment voisin, peuvent modifier les résultats. La structure fondée sur pieux pourrait, par exemple rigidifier le massif, limitant ainsi les mouvements sur une vingtaine de mètres de hauteur. Les conclusions précédentes devraient alors être revues.

Afin d'exploiter au maximum les mesures qui ont été réalisées sur le site, nous allons maintenant nous intéresser aux déplacements de la tête de la paroi et au suivi altimétrique des ouvrages avoisinant la station de métro.

1.4.3 - LES DEPLACEMENTS DE LA TETE DE PAROI

Les prédictions des calculs les plus réalistes en matière de déformée inclinométrique et d'efforts dans les ancrages (ELAST 2 et MOHR 1) sont confrontées aux mesures de chantier (Voir l'annexe IVb). La figure 7.18 représente une moyenne des mesures, ainsi que les résultats des calculs ELAST 2 et MOHR 1.

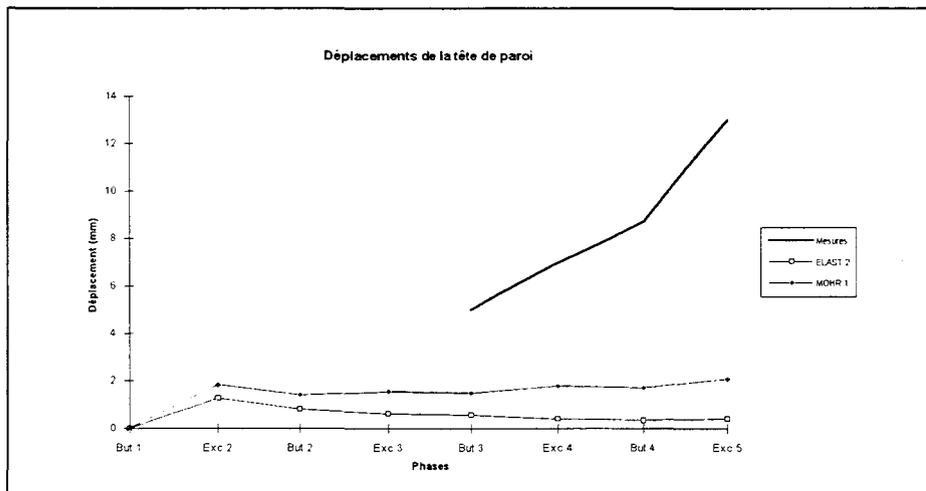


Figure 7.18 : Déplacements horizontaux de la tête de paroi - TOURCOING-CENTRE

L'évolution du mouvement de la tête de la paroi moulée est mal reproduit par les modélisations numériques. Il faut toutefois rappeler qu'il demeure une ambiguïté au niveau des mesures sur site, entre la déformée, les déplacements des inclinomètres et ceux de l'écran lui-même. Les interprétations des mesures inclinométriques considèrent en effet un point fixe en pied de sondage qui, compte tenu de la pente du tube en pied, a pu se déplacer avec le terrain. Cette information permet de relativiser les résultats présentés sur le graphique 7.18.

1.4.4 - SUIVI ALTIMETRIQUE DES OUVRAGES RIVERAINS

La figure 7.19 représente l'évolution du suivi altimétrique de surface, en un point correspondant aux mesures, pour les calculs ELAST 2 et MOHR 1. Ce graphique est complété par une moyenne des mesures effectuées sur le site (voir l'annexe Vb).

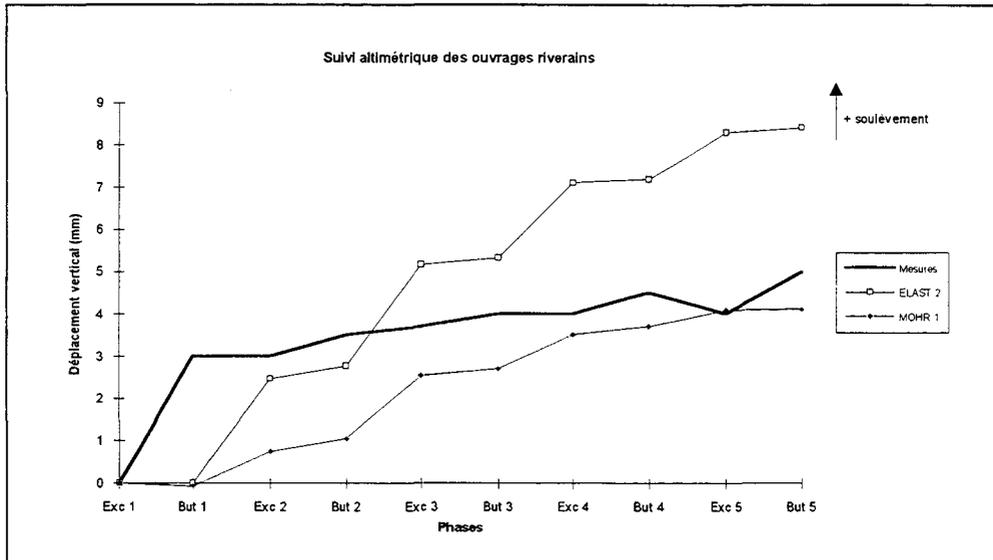


Figure 7.19 : Suivi altimétrique des ouvrages riverains - TOURCOING-CENTRE

La réalisation de la paroi moulée n'est pas intégrée aux calculs proposés dans ce chapitre. Aussi, il a été nécessaire d'effectuer un changement de repère sur le graphe de l'annexe Vb pour réaliser le graphique 7.19.

La tendance de surélévation des ouvrages, prédite par les calculs ELAST 2 et MOHR 1, est confirmée par les mesures de chantier. Le calcul MOHR 1 prévoit toutefois des mouvements plus réalistes que le calcul élastique.

La différence observée à la phase "But 1" n'est pas explicable puisque le lit de butons 1 n'est pas préchargé. Il n'y a donc aucune raison de constater un mouvement dans ce sens lors du butonnage 1.

Nous allons maintenant aborder sur ce cas réel le problème de l'influence sur le dimensionnement, de la réalisation de la paroi moulée dans le sol.

1.5 - INFLUENCE DE LA PRISE EN COMPTE DE L'ETAPE DE REALISATION DE LA PAROI MOULEE SUR LE DIMENSIONNEMENT GLOBAL

Dans la sixième partie, nous avons constaté des comportements différents selon que le modèle numérique employé était bidimensionnel ou tridimensionnel.

Le cas tridimensionnel ne sera pas testé. En effet, dans la configuration 3D, la prise en compte de l'étape de réalisation de la paroi moulée ne semble pas modifier radicalement les déplacements et les efforts encaissés par les ancrages.

Dans le cadre bidimensionnel, il n'avait pas été possible de conclure compte tenu du caractère trop empirique de l'étude. L'application de cette étape au cas TOURCOING-CENTRE devrait apporter certaines indications quant à la nécessité d'intégrer cette étape particulière dans les calculs.

1.5.1 - MODE DE REALISATION ET SIMPLIFICATION DU MODELE

La réalisation complète de la paroi moulée dans le sol nécessite, compte tenu de son épaisseur, la destruction et le remplacement d'éléments de sol dans le modèle numérique du *continuum* élastoplastique. Des forces reproduisent alors la présence de boue de bentonite dans la tranchée. Ensuite, les éléments absents de la tranchée sont réintégrés pour former le béton (voir la cinquième partie).

Les perturbations liées à la fabrication de la paroi dans le sol sont essentiellement de deux types : baisse des contraintes, et déplacements du massif vers la paroi.

Pour des raisons de convergence numérique, il est préférable d'intégrer des éléments de structures dans le modèle numérique, plutôt que des matériaux aux propriétés forts dissemblables. Nous avons donc décidé de simplifier le problème. Les enseignements tirés des parties cinq et six sont également exploités ici.

Nous faisons l'hypothèse que les mouvements du sol n'auront aucune influence sur la suite du dimensionnement. Seules les variations de contraintes sont à conserver. Une réduction de 20% du paramètre K_0 devrait reproduire correctement le chute de contrainte totale horizontale produite par la réalisation de la paroi moulée.

Le calcul a donc été mené de la manière suivante : calcul du type MOHR 1 avec un coefficient des terres au repos égal à 0.8 au lieu de 1. Le calcul se nomme PAROI (cf. tableau 7.4).

1.5.2 - LES DEPLACEMENTS ET LA DEFORMEE DE L'INCLINOMETRE

Les résultats des déplacements et de la déformée de l'inclinomètre issus du calcul PAROI sont présentés sur la figure 7.20, en traits épais. Les déplacements issus du calcul MOHR 1 figurent également, en traits fins, sur le graphique.

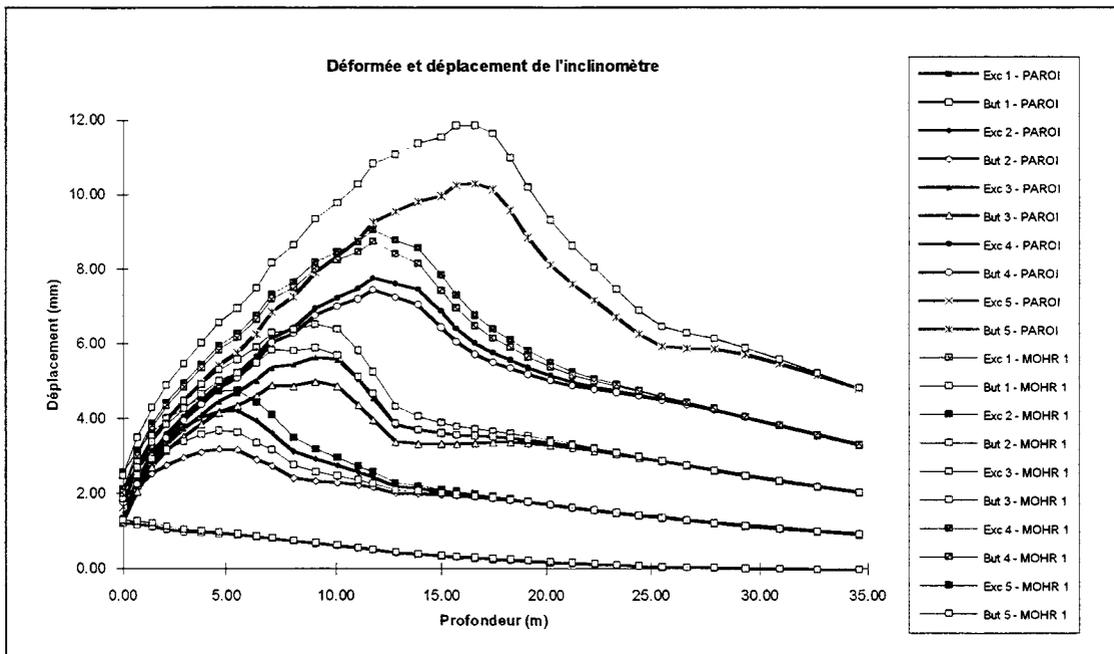


Figure 7.20 : Déformée et déplacement de l'inclinomètre - calculs PAROI et MOHR 1

Les déplacements, solutions du calcul PAROI, sont plus faibles que ceux de MOHR 1. Ce résultat est logique puisque le terrain exerce des contraintes moins importantes sur l'écran. Les allures des déformées de l'inclinomètre restent toutefois fortement semblables à celles du calcul MOHR 1.

La prise en compte de la réalisation de la paroi moulée par cette procédure simplifiée améliore les résultats en réduisant les déplacements de la partie libre de l'écran. Ce phénomène devrait également réduire sensiblement les efforts dans les butons. Le chapitre suivant traite de ce point particulier.

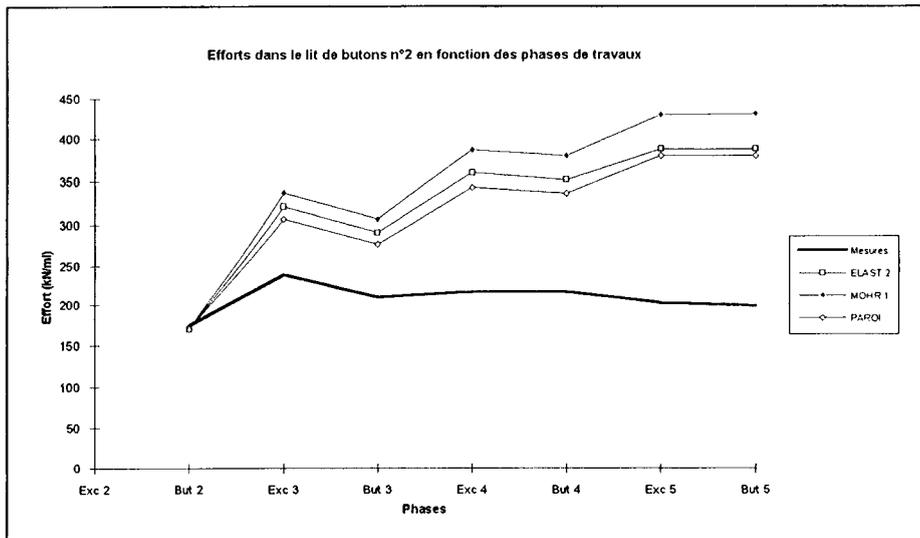


Figure 7.21 : Efforts dans le lit de butons n°2 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE

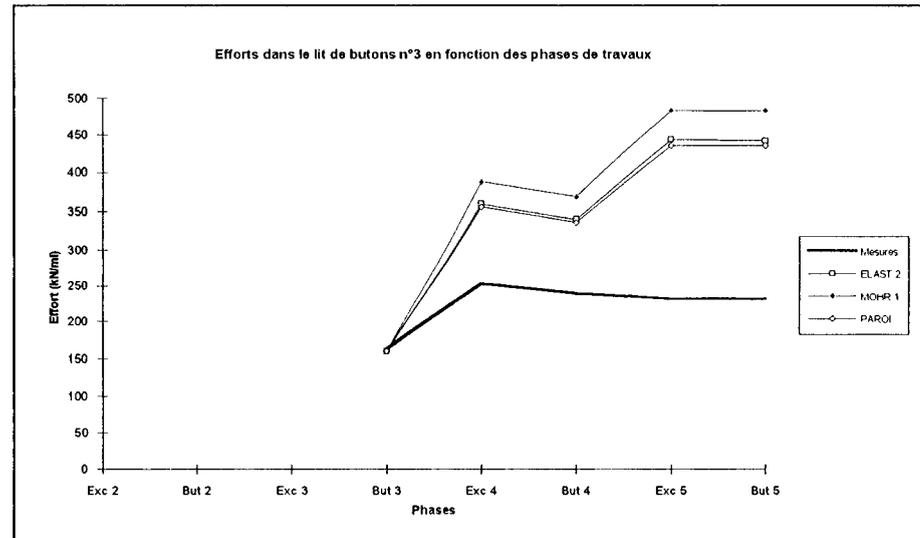


Figure 7.22: Efforts dans le lit de butons n°3 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE

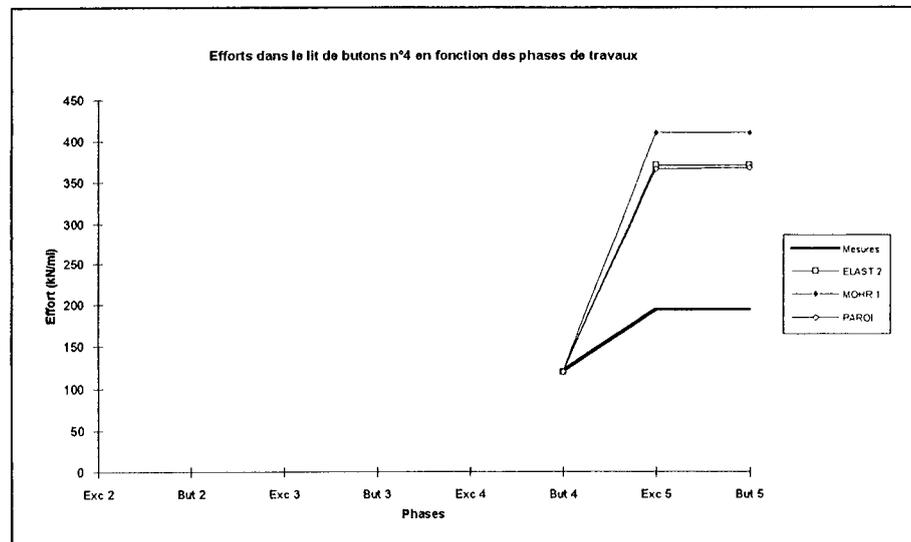


Figure 7.23 : Efforts dans le lit de butons n°3 en fonction des phases de travaux - TOURCOING-CENTRE

1.5.3 - LES EFFORTS DANS LES LITS DE BUTONS

Les figures 7.21 à 7.23 révèlent l'effet de la prise en compte de la réalisation de la paroi moulée, sur les efforts dans les butons. La réduction des déplacements observés précédemment influe directement sur les efforts en les réduisant. Les hypothèses du calcul PAROI améliorent donc les prédictions pour ce facteur. Elles aboutissent à des valeurs très proches de celles du calcul ELAST 2.

1.5.4 - CONCLUSION CONCERNANT L'INFLUENCE DE LA REALISATION DE LA PAROI MOULEE SUR LE DIMENSIONNEMENT GLOBAL

L'intégration d'une méthode simplifiée, permettant de tenir compte de la réalisation de la paroi moulée dans la procédure de dimensionnement, améliore les prédictions des déplacements de l'inclinomètre et des efforts dans les butons. Néanmoins, l'introduction d'un coefficient des terres au repos réduit de 20 %, induit des résultats très proches de ceux issus du calcul ELAST 2. Cela signifie que ce calcul très élémentaire (ELAST 2), utilisant un module d'YOUNG adapté au besoin de la majorité du massif, pourrait raisonnablement remplacer le calcul PAROI. D'autres tests devront être réalisés pour valider cette conclusion.

1.6 - APPORTS DU MODELE CAM-CLAY POUR LE DIMENSIONNEMENT

L'analyse des résultats des calculs ELAST 1 a révélé que l'utilisation des paramètres élastiques du modèle de MOHR-COULOMB, calé et validé dans la seconde partie, ne permet pas de prévoir un comportement réaliste du massif et des structures. Les modules d'YOUNG utilisés ne sont, en effet, pas adaptés aux niveaux de déformations atteints durant les travaux.

Le modèle de CAM-CLAY modifié, dont le calage et la validation ont été réalisés dans des conditions similaires à celui de MOHR-COULOMB, peut-il répondre plus correctement au problème? Le modèle de CAM-CLAY n'est utilisé que pour l'Argile des Flandres. Les autres couches sont définies par les paramètres de MOHR-COULOMB utilisés dans le calcul MOHR 1 (Modules d'YOUNG multipliés par 10).

L'observation des calages du modèle de CAM-CLAY, figurant en annexe VII montre que le module d'YOUNG initial est différent de celui défini pour le modèle de MOHR-COULOMB. Il ne semble toutefois pas suffisamment élevé, compte tenu de la gamme de déformations dans laquelle le massif se situe durant les travaux.

Seule l'analyse de la déformée et des déplacements de l'inclinomètre permettra de répondre à cette interrogation.

1.6.1 - LES DEPLACEMENTS ET LA DEFORMEE DE L'INCLINOMETRE

La figure 7.24 présente les prédictions de la déformée et les déplacements de l'inclinomètre dans le sol pour le calcul CAM. La comparaison de ce graphique à ceux des figures 7.4 à 7.12, montre que les prédictions du calcul CAM sont plus défavorables que celle du calcul ELAST 1. Comme nous l'avions prévu, les paramètres utilisés dans ce modèle ne permettent pas d'obtenir des résultats réalistes.

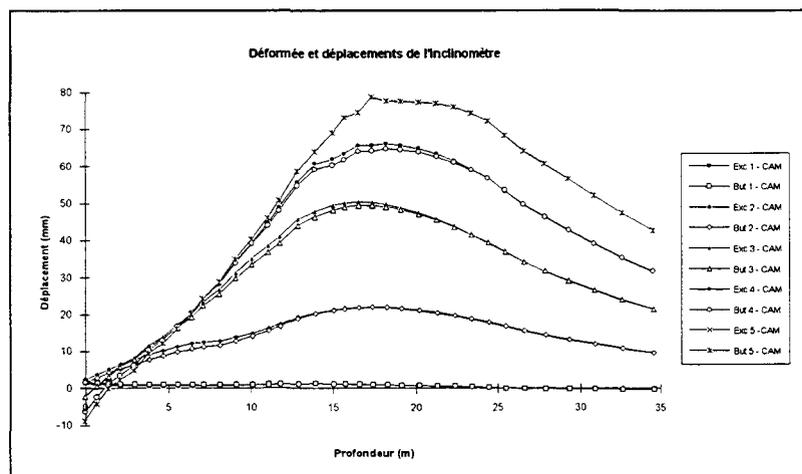


Figure 7.24 : Déformée et déplacements de l'inclinomètre - TOURCOING-CENTRE - Calcul CAM

1.6.2 - CONCLUSION SUR L'UTILISATION DU MODELE DE CAM-CLAY

Le modèle de CAM-CLAY, tel qu'il est calé et validé dans la seconde partie du document, ne permet pas de résoudre correctement le problème du dimensionnement auquel nous sommes confrontés. La raison essentielle est identique à celle invoquée dans le cas de MOHR-COULOMB : le comportement élastique dans les très faibles déformations est mal reproduit par le modèle. Malheureusement, le terrain évolue du côté non excavé dans les faibles déformations lors des différents travaux. Pour pallier ce problème, il pourrait être nécessaire d'utiliser un modèle de comportement du sol qui reproduit aussi bien le comportement dans les faibles déformations que dans les gammes de déformations atteintes sous la fouille.

1.7 - CONCLUSION SUR LES MODELISATIONS DU CHANTIER TOURCOING-CENTRE

Les modèles de comportement de sol de MOHR-COULOMB et de CAM-CLAY, dont les paramètres sont décrits dans la seconde partie, n'apportent pas de solution satisfaisante au problème du dimensionnement de la paroi moulée du chantier TOURCOING-CENTRE.

La cause principale réside dans la mauvaise représentativité des modèles dans les faibles déformations. Nous avons effectivement constaté que la majorité du milieu évolue dans une gamme de déformations très petites. Seule la partie située sous la fouille est sujette à des mouvements tels que les déformations sont plus importantes.

Une solution simple, assez efficace, mais peu rigoureuse, consiste à *estimer* le module d'YOUNG à prendre en compte pour l'étude. La valeur du module initialement proposée multipliée par 10 a été utilisée. Le résultat semble probant, même pour un simple calcul élastique (ELAST 2). Ce n'est pourtant pas une démarche rationnelle. La seule solution "correcte" serait d'utiliser un modèle de comportement de sol plus réaliste qui, pourrait, par exemple, intégrer une élasticité non linéaire.

L'analyse du calcul MONO, comparé au calcul MOHR 1, permet de déduire qu'il sera nécessaire de mettre en oeuvre des calculs biphasiques couplés pour le problème du dimensionnement des parois moulées dans les argiles raides. Le facteur temps influe en effet sur le dimensionnement de ces ouvrages dont la durée de réalisation peut atteindre plusieurs mois. Il est évident que la faible perméabilité des matériaux argileux constitue la cause principale de cette dépendance au temps.

Enfin, la prise en compte simplifiée de la mise en oeuvre de la paroi moulée constitue un facteur favorisant la prédiction des différents informations intéressant le concepteur. Notons toutefois que le calcul purement élastique ELAST 2 aboutit à des prévisions tout à fait similaires...

2. APPLICATION DE LA METHODE AUX DIFFERENCES FINIES AU CHANTIER ALMA-GARE

2.1 - INTRODUCTION

Les remarques générales qui ont été formulées pour le chantier TOURCOING-CENTRE demeurent valables dans le cas présent. Aussi, un calcul élastique utilisant les caractéristiques des modèles initialement calés aboutit sur des déplacements et des efforts dans les structures irréalistes. Nous ne présentons donc que les travaux tirant partis des enseignements précédents.

Les étapes de réalisation de la station ALMA-GARE sont simulées avec le logiciel FLAC V3.3. Dans ce chapitre, seules les phases suivant la construction des panneaux des parois moulées sont reproduites : excavation, pompage, butonnage, consolidation.

Le modèle de comportement du sol est élastique parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB; sauf indication contraire. Les caractéristiques des couches de sol sont définies dans le tableau 7.5. L'épaisseur de la paroi est de 1.22 m. Les butons sont espacés de 2.5 mètres. Ils ne sont pas préchargés. Les niveaux des excavations et des pompages sont listés dans le tableau 7.6. La localisation et les propriétés des butons sont présentées dans le tableau 7.7.

	Module de compressibilité K (MPa)	Module de cisaillement G (MPa)	Masse volumique sèche γ_d (kN/m ³)	Angle de frottement ϕ' (°)	Angle de dilataance ψ (°)	Cohésion C' (kPa)	Porosité n	Perméabilité (m/s)
Formations quaternaires	8.33	3.85	14.8	32	20	5	0.44	2.10 ⁻⁸
Argile altérée	6.92	5.20	13.5	26	15	28	0.50	1.10 ⁻⁹
Argile des Flandres	11.12	8.34	14.0	28	10	26	0.49	1.10 ⁻¹⁰

Tableau 7.5 : Caractéristiques mécaniques et hydrauliques des couches de sol à ALMA-GARE

Numéro et nom de l'étape	Profondeur d'excavation (m)	Profondeur de pompage (m)
Etape 1 - Exc 1	2.45	2.95
Etape 2 - Exc 2	6.45	6.95
Etape 3 - Exc 3	12.45	12.95
Etape 4 - Exc 4	18.05	18.55
Etape 5 - Exc 5	22.35	22.85

Tableau 7.6 : Niveau des excavations et des pompages - ALMA-GARE

Numéro du lit de butons	Profondeur (m)	Aire (m ²)	Moment d'inertie (m ⁴)	Valeur de la précharge (kN)
1 - But 1	1.70	5.78e-3	4.01e-4	0
2 - But 2	5.70	9.49e-3	8.65e-4	0
3 - But 3	11.70	1.07e-2	1.54e-3	0
4 - But 4	17.30	1.07e-2	1.54e-3	0
5 (Radier) - But 5	20.95	5.00e-1	1.04e-2	0

Tableau 7.7 : Propriétés des lits de butons - ALMA-GARE

2.2 - GEOMETRIE ET CONDITIONS AUX LIMITES

La géométrie du problème est rappelée sur la figure 7.25. Les surcharges appliquées sont détaillées dans le tableau 7.8.

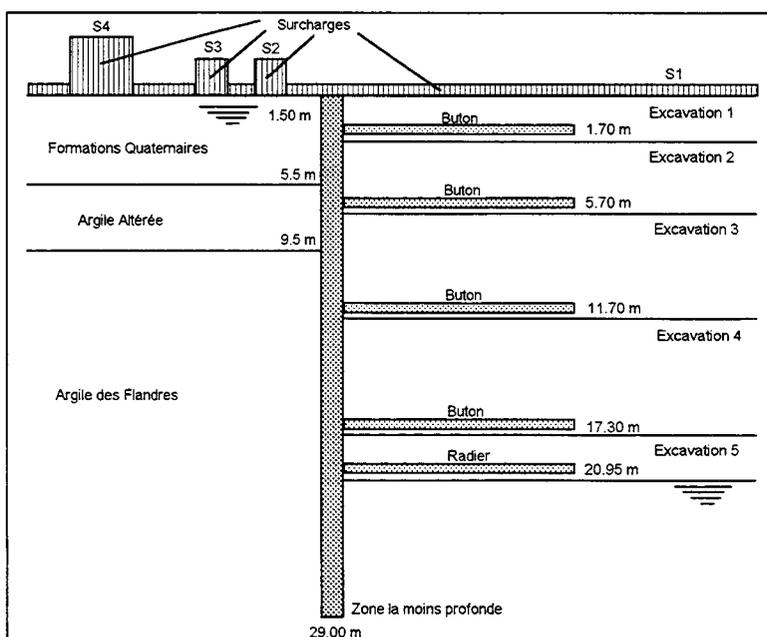


Figure 7.25 : Coupe de la station ALMA-GARE

Nom	Localisation	Valeur (kN)
S1	Uniformément répartie	20
S2	de 1 à 3 m du dos de la paroi	140
S3	de 5 à 7 m du dos de la paroi	140
S4	de 15 à 25 m du dos de la paroi	100

Tableau 7.8 : Localisation et valeurs des surcharges

Le modèle géométrique 2D utilisé est représenté sur la figure 7.26. Son étendue est de 100m x 100m. La frontière de droite constitue un axe de symétrie. Le maillage est constitué de 1272 noeuds et de 1196 éléments quadrilatères à 4 noeuds.

Les conditions aux limites mécaniques sont classiques. Les mouvements horizontaux sont imposés nuls sur les bords latéraux. Le fond du maillage est fixé suivant l'axe vertical.

Les conditions aux limites hydrauliques sont : flux nul partout. La pression interstitielle est fixée, et imposée nulle sur le bord libre de la paroi moulée durant les phases d'exploitation de l'ouvrage.

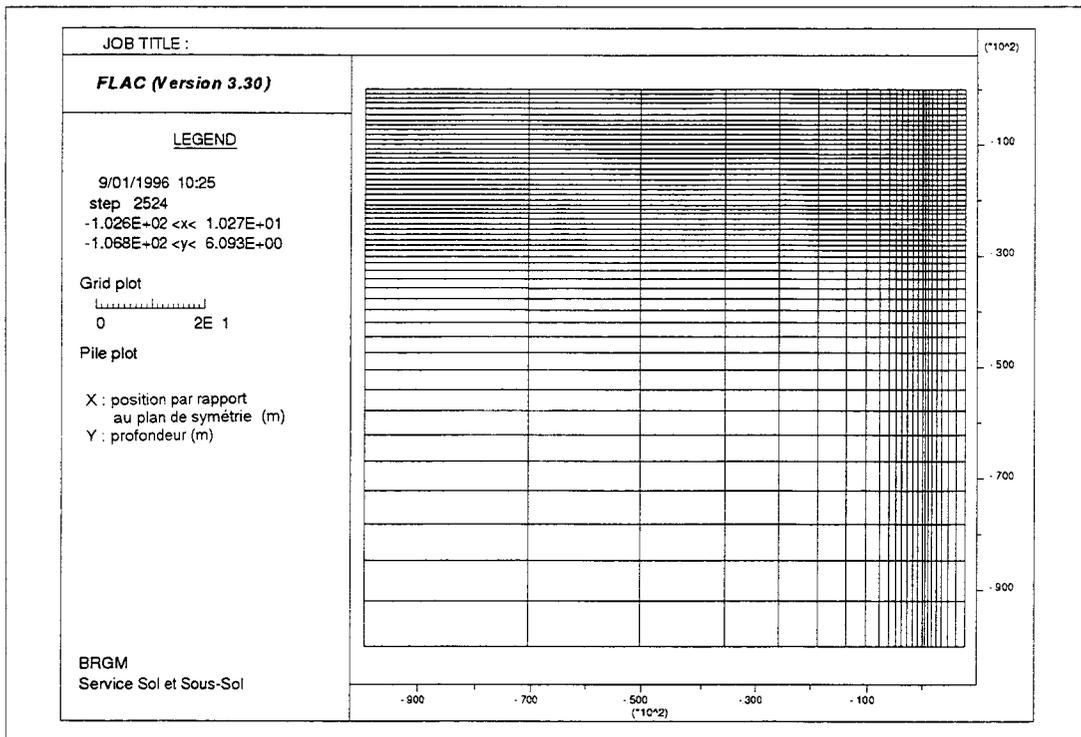


Figure 7.26 : Maillage du site de ALMA-GARE

2.3 - LES ETAPES DE TRAVAUX

L'exploitation de la paroi moulée est modélisée de la façon suivante :

- Excavation du niveau 1, Butonnage du niveau 1, Consolidation de 15 jours;
- Excavation du niveau 2, Butonnage du niveau 2, Consolidation de 10 jours;
- Excavation du niveau 3, Butonnage du niveau 3, Consolidation de 15 jours;
- Excavation du niveau 4, Butonnage du niveau 4, Consolidation de 20 jours;
- Excavation du niveau 5, Butonnage du niveau 5, Consolidation de 10 jours.

2.4 - PARAMETRES UTILISES DANS LES CALCULS

Des simulations numériques similaires à celles du chantier TOURCOING-CENTRE ont été réalisées. Les noms et paramètres utilisés sont les suivants :

Nom	Type de modèle	Paramètres élastiques	Autres paramètres
ELAST 2	Elastique	G et K du tableau 7.5, multipliés par 10	-
MOHR 1	MOHR-COULOMB	G et K du tableau 7.5, multipliés par 10	Tableau 7.5
MOHR 2	MOHR-COULOMB	G et K du tableau 7.5, coté excavé G et K du tableau 7.5, multipliés par 10, coté non excavé	Tableau 7.5
MONO	MOHR-COULOMB	Paramètres non drainés - Annexe XVI	non drainés
PAROI	MOHR-COULOMB	G et K du tableau 7.5, multipliés par 10	Tableau 7.5 et $K_0=0.8$

Tableau 7.9 : Paramètres utilisés pour les simulations numériques du *continuum* élastoplastique - ALMA-GARE

Ce tableau montre que les enseignements tirés des travaux basés sur le chantier TOURCOING-CENTRE sont intégrés aux modélisations. Ainsi, les calculs sont directement menés avec des modules d'YOUNG multipliés par 10.

2.5 - RESULTATS DES SIMULATIONS

Les mesures réalisées sur le chantier ALMA-GARE sont de deux types : les efforts dans les butons et les pressions totales et interstitielles aux endroits précisés dans la première partie. Nous analysons donc les résultats des simulations en nous basant sur ces données.

2.5.1 - LES EFFORTS DANS LES LITS DE BUTONS

Les figures 7.27 à 7.29 représentent les efforts dans les butons issus des 5 simulations. Le calcul élastique ELAST 2 sous-estime de manière générale les efforts dans les ancrages. L'absence de "composante plastique", qui interdit les déformations plastiques, induit en effet des efforts réduits dans les butons. Au contraire, les déformations élastiques et plastiques des simulations élastoplastiques MOHR 1 et MOHR 2 autorisent des valeurs en meilleur accord avec la réalité.

Le calcul monophasique MONO, réalisé en conditions non drainées, révèle encore ici la nécessité de procéder à des simulations biphasiques couplées. Comme dans le cas de TOURCOING-CENTRE, les modèles MOHR 1 et MONO se comportent de manière assez similaire dans les premières étapes des travaux. A partir de l'étape d'excavation 4, les prédictions des deux modèles divergent. Il est toutefois difficile de départager ces deux approches compte tenu de la crédibilité des valeurs estimées et de leur appartenance à l'intervalle de confiance des mesures en place.

La prise en compte simplifiée de la réalisation de la paroi dans le sol (calcul PAROI), ne semble pas apporter ici d'amélioration pour le dimensionnement de l'ouvrage.

Nous abordons dans le chapitre suivant l'analyse des prédictions des modèles en matière de contraintes totales dans le sol. Cette analyse ne concerne que les calculs MOHR 1 et 2 qui se sont montrés les plus réalistes en matière de prédiction d'efforts.

2.5.2 - LES CONTRAINTES TOTALES EN FORAGE

Les figures 7.30 et 7.31 reproduisent l'évolution de la contrainte totale horizontale en forage à la position exacte où ont été placés les capteurs dans le sol. L'implantation de ces capteurs est décrite dans la première partie du mémoire. Il est intéressant à ce stade de revoir également le chapitre 3.2.3 de la cinquième partie.

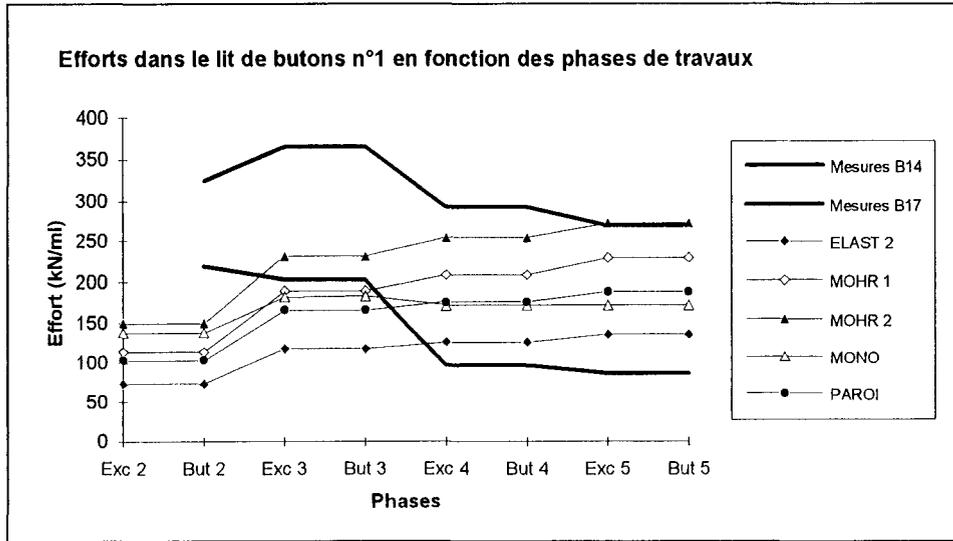


Figure 7.27 : Efforts dans le lit de butons n°1 en fonction des phases de travaux - ALMA-GARE

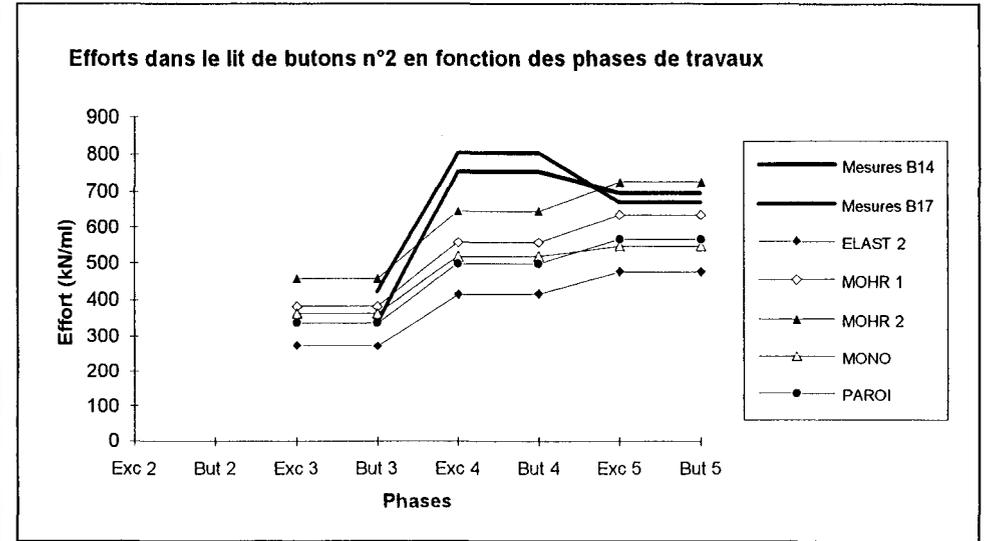


Figure 7.28 : Efforts dans le lit de butons n°2 en fonction des phases de travaux - ALMA-GARE

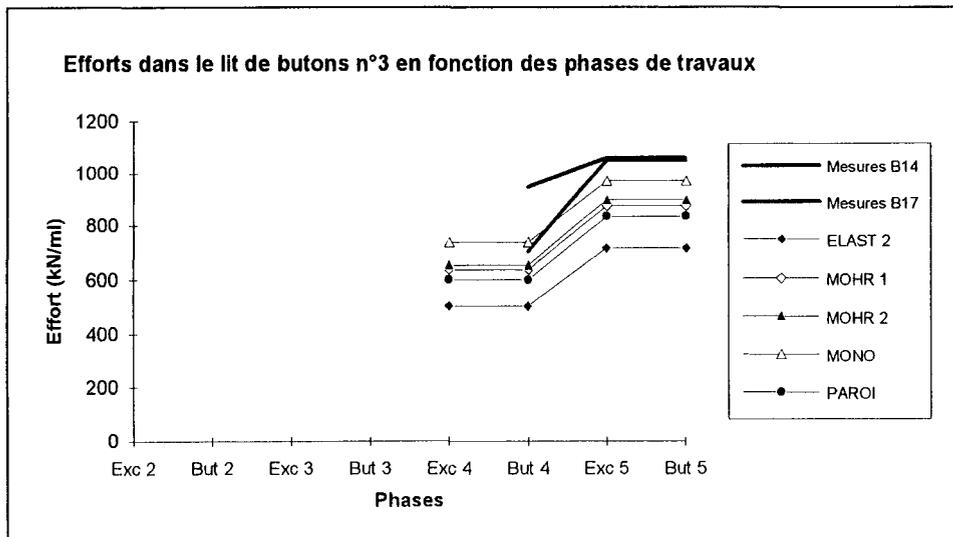


Figure 7.29 : Efforts dans le lit de butons n°3 en fonction des phases de travaux - ALMA-GARE

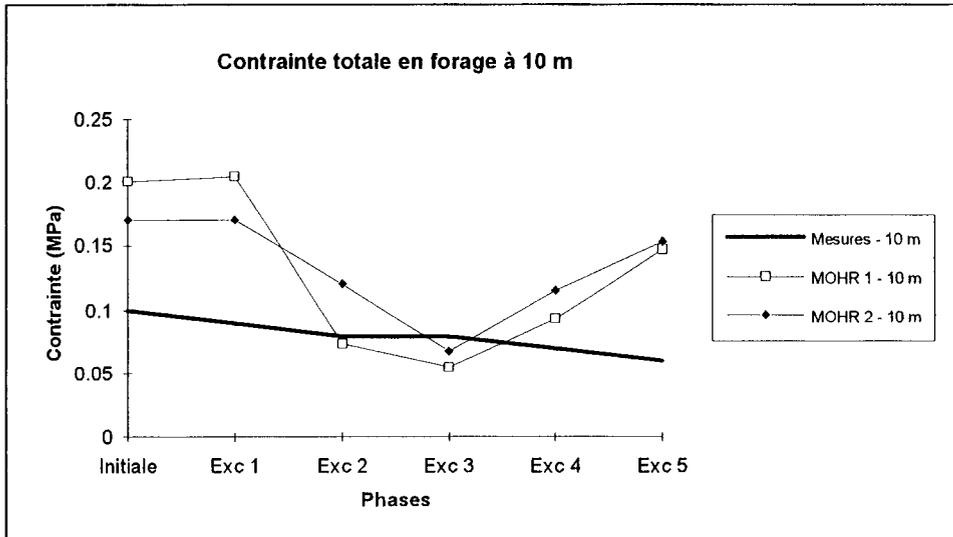


Figure 7.30 : Contrainte totale en forage à 10 m - ALMA-GARE

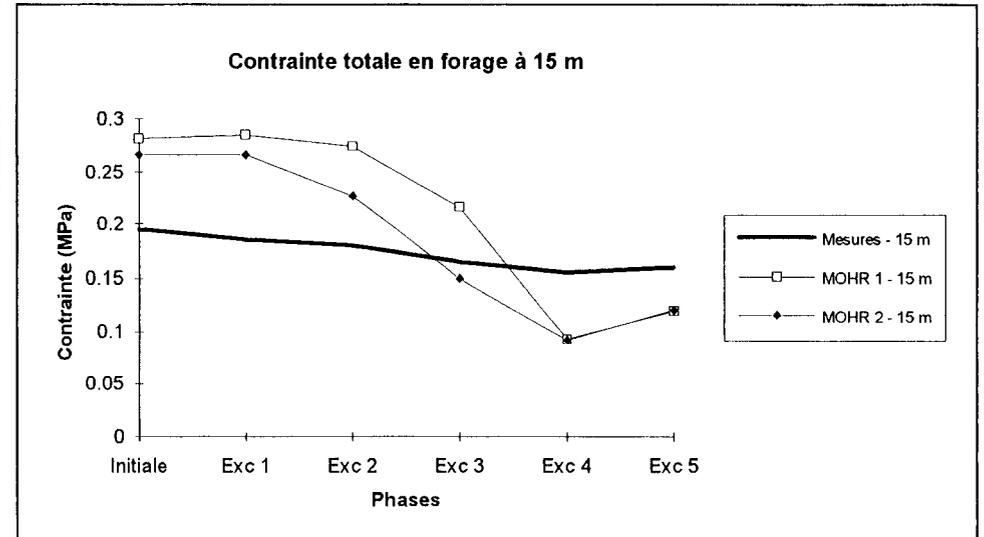


Figure 7.31 : Contrainte totale en forage à 15 m - ALMA-GARE

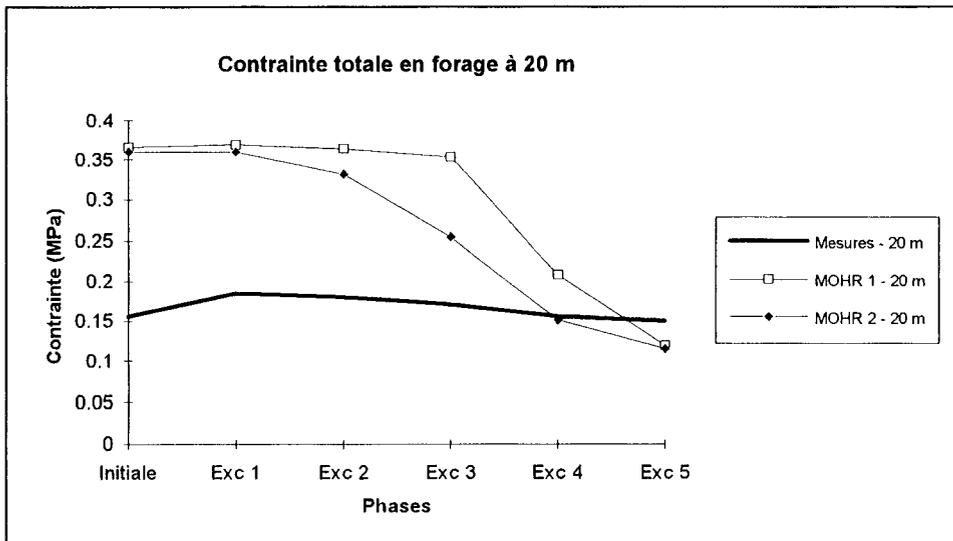


Figure 7.32 : Contrainte totale en forage à 20 m - ALMA-GARE

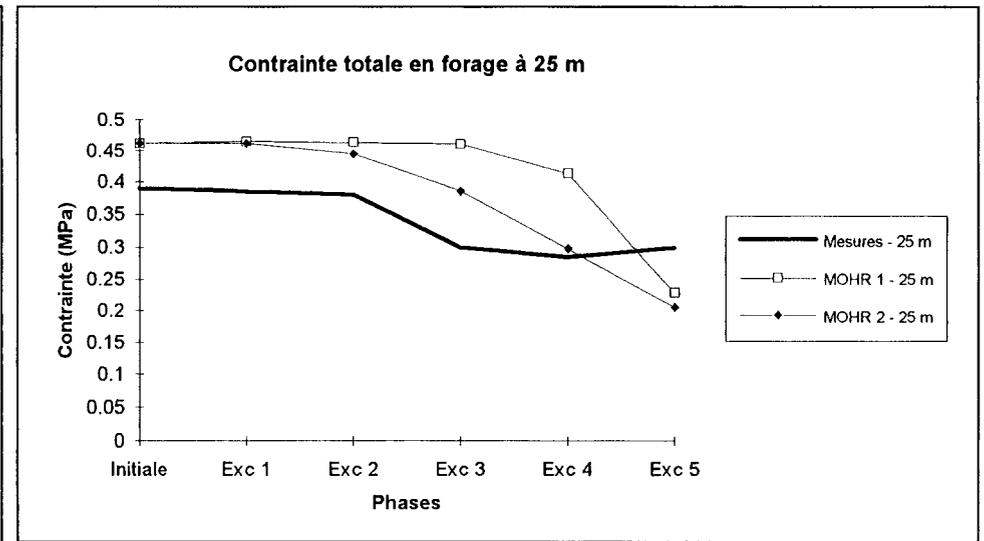


Figure 7.33 : Contrainte totale en forage à 25 m - ALMA-GARE

Nous avons observé lors de l'étude concernant l'effet du creusement d'une tranchée parallélépipédique sous boue de bentonite, des divergences entre les mesures, les simulations 2D et 3D, et les estimations des contraintes totales horizontales initiales. Ce point avait également été notifié dans l'analyse des mesures de la première partie.

Nous retrouvons dans cette étude, de grandes différences entre les résultats des simulations et les mesures en place. Les divergences sont de deux types : les valeurs initiales, et l'allure de l'évolution des contraintes totales en forage.

Ainsi, il n'y a aucune contradiction entre ce travail réalisé sans la prise en compte de la réalisation de la paroi moulée et les études bidimensionnelles et tridimensionnelles de la cinquième partie.

Les mesures de contraintes totales en forage ne permettent pas de conclure sur la validité des approches MOHR 1 et 2.

2.5.3 - LES PRESSIONS INTERSTITIELLES EN FORAGE

Les figures 7.34 à 7.37 représentent l'évolution de la pression interstitielle aux emplacements où ont été positionnés les capteurs sur le terrain. Globalement, les prédictions des modélisations MOHR 1 et MOHR 2 sont satisfaisantes. L'erreur commise sur les estimations des pressions initiales est de l'ordre de 0.02 MPa, ce qui est acceptable. Cette remarque rejoint les conclusions du paragraphe 3.3.3 de la cinquième partie. Par ailleurs, les allures générales de décroissance prévues par les modèles sont assez conformes aux mesures in situ; sauf pour les mesures à 20 m de profondeur.

Il faut néanmoins remarquer que les prédictions à l'étape d'excavation 5 s'éloignent de manière sensible des mesures.

Ces graphiques ne permettent pas de privilégier l'une des deux approches étudiées.

2.5.4 - LES CONTRAINTES TOTALES HORIZONTALES A L'INTERFACE SOL-PAROI

Les figures 7.38 à 7.41 représentent l'évolution des contraintes totales horizontales à l'interface sol-paroi aux positions repérées dans la première partie du mémoire. Les prédictions des calculs MOHR 1 et 2 sont acceptables. Les valeurs initiales sont similaires aux mesures avec une erreur inférieure à 0.05 MPa. L'allure des évolutions des contraintes est assez bonne aux profondeurs de 15, 20 et 25 m. A la profondeur de 10 m, les deux modèles se fourvoient dans les étapes d'excavation 2 et 3.

Le calcul MOHR 2 présente une plus grande précision dans les allures d'évolution. Il est certes difficile de départager MOHR 1 de MOHR 2.

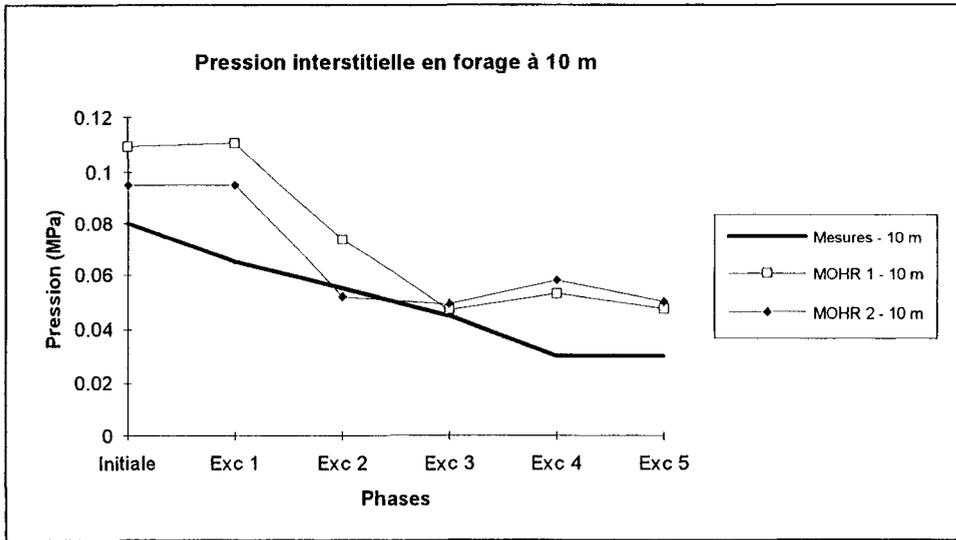


Figure 7.34 : Pression interstitielle en forage à 10 m - ALMA-GARE

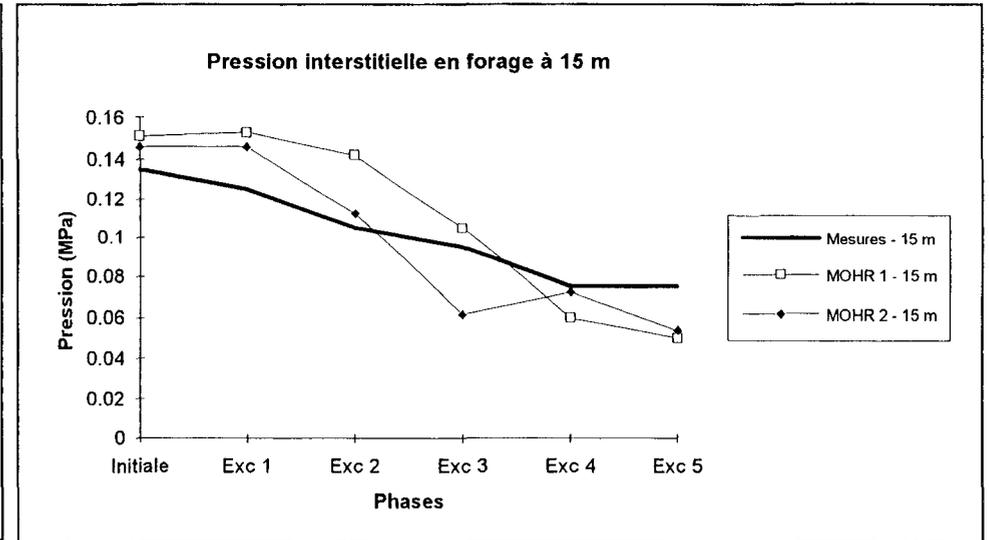


Figure 7.35 : Pression interstitielle en forage à 15 m - ALMA-GARE

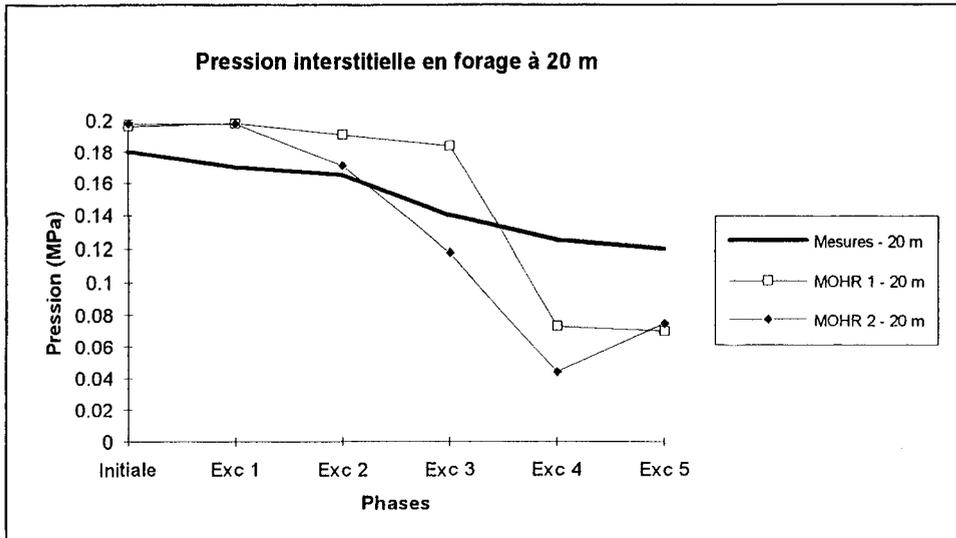


Figure 7.36 : Pression interstitielle en forage à 20 m - ALMA-GARE

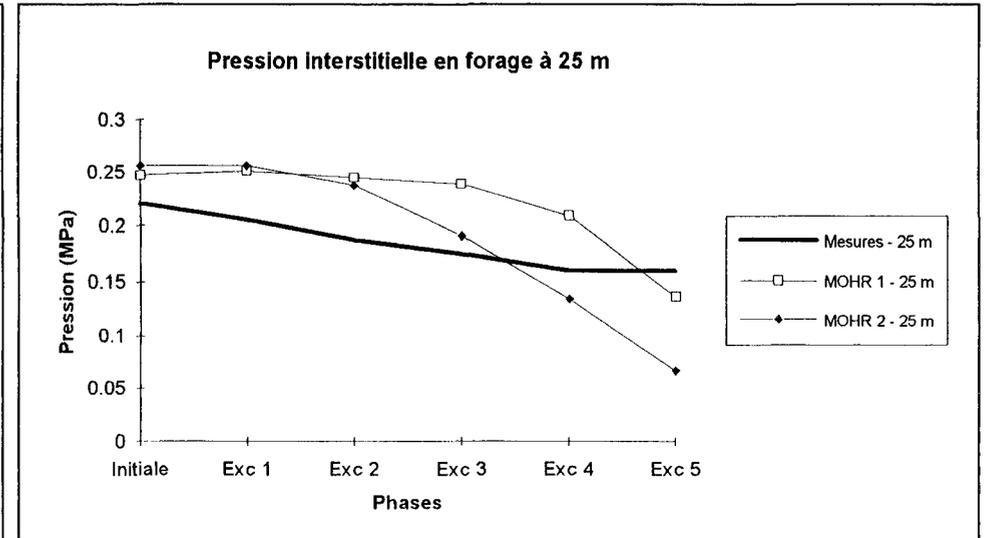


Figure 7.37 : Pression interstitielle en forage à 25 m - ALMA-GARE

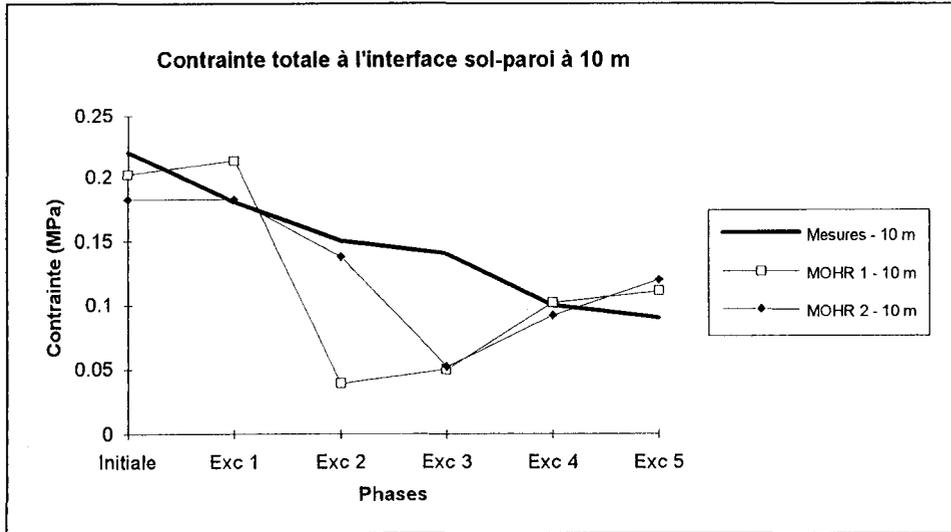


Figure 7.38 : Contrainte totale à l'interface sol-paroi à 10 m - ALMA-GARE

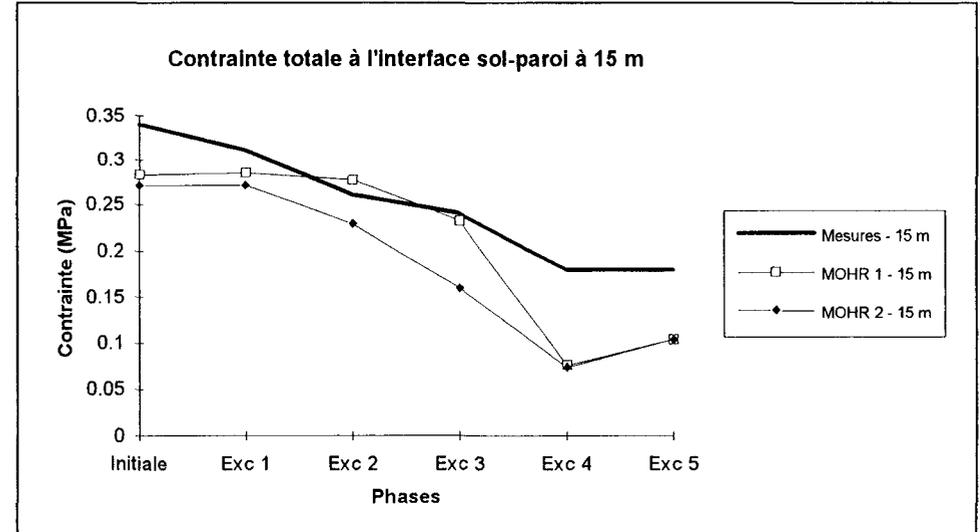


Figure 7.39 : Contrainte totale à l'interface sol-paroi à 15 m - ALMA-GARE

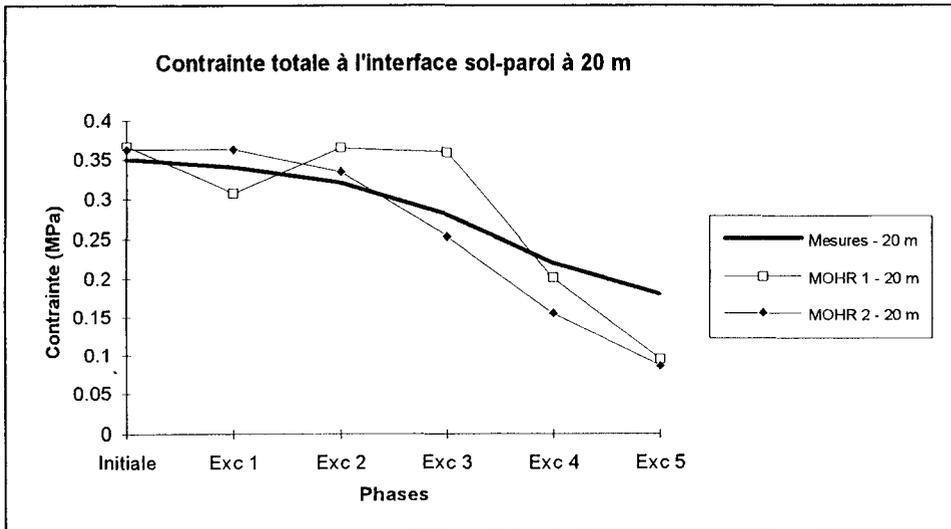


Figure 7.40 : Contrainte totale à l'interface sol-paroi à 20 m - ALMA-GARE

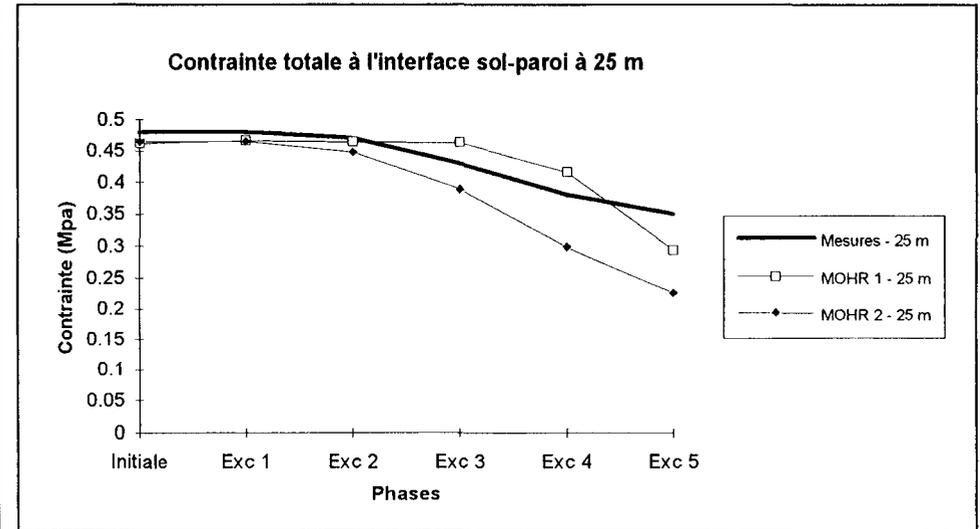


Figure 7.41 : Contrainte totale à l'interface sol-paroi à 25 m - ALMA-GARE

2.6 - CONCLUSION SUR LES MODELISATIONS DU CHANTIER ALMA-GARE

La prise en compte des enseignements tirés des simulations du chantier de TOURCOING-CENTRE permet d'aboutir directement à des modèles en relativement bon accord avec la réalité. La remarque concernant la mauvaise représentativité des modèles initialement calés sur les essais de laboratoire et validés sur l'essai pressiométrique est, en effet, également valable pour ALMA-GARE.

La solution qui consiste à estimer la valeur du module d'YOUNG à prendre en compte s'avère acceptable également dans le cas de ALMA-GARE. Les modules d'YOUNG initialement calés ont donc été multipliés par 10.

Les résultats de ces simulations sont probants, les modèles MOHR 1 et MOHR 2 étant les plus proches de la réalité. L'hypothèse selon laquelle il serait souhaitable d'utiliser deux modèles, un amont et un aval, n'est donc pas à rejeter; elle n'est pourtant pas rationnelle.

Il serait beaucoup plus rigoureux de définir avec précision le comportement des couches de sol de manière à ce que le modèle de comportement ainsi établi reproduise mieux le comportement du terrain, même pour les faibles déformations. Le modèle de HUJEUX pourrait être envisagé.

L'analyse du calcul MONO, comparé au calcul MOHR 1, permet de déduire qu'il faudra mettre en oeuvre des calculs biphasiques couplés pour le problème du dimensionnement des parois moulées dans les argiles raides. Cette conclusion rejoint celle établie pour le chantier TOURCOING-CENTRE.

La prise en compte simplifiée de la réalisation de la paroi dans le sol (calcul PAROI), ne semble pas apporter d'amélioration pour le dimensionnement de l'ouvrage.

Dans le chapitre suivant, les méthodes de calculs "aux coefficients de réaction" et "aux différences finies" vont être comparées. Ce travail permet de définir les avantages respectifs des méthodes, ainsi que leurs limites. Le modélisateur pourra ainsi effectuer son choix en fonction de ses besoins propres.

3. COMPARAISON ENTRE LES METHODES "AUX COEFFICIENTS DE REACTION" ET DU CONTINUUM ELASTOPLASTIQUE "AUX DIFFERENCES FINIES"

3.1 - INTRODUCTION

Parmi les trois méthodes de dimensionnement qui ont été présentées dans la troisième partie du mémoire, la plus utilisée actuellement est celle "aux coefficients de réaction". Elle rencontre un fort succès compte tenu du peu de paramètres qu'elle nécessite de connaître. Les méthodes numériques du *continuum* élastoplastique, type "aux différences finies", suscitent un réel intérêt pour le modélisateur, qui reste toutefois méfiant puisque la profession manque de recul dans leur application.

Le travail réalisé dans ce mémoire étudie, dans le contexte particulier des matériaux argileux raides, ces méthodes et leurs possibilités d'application. Le présent chapitre propose donc une comparaison critique des travaux de cette partie et de la quatrième partie du mémoire.

3.2 - COMPARAISON ENTRE LES METHODES

3.2.1 - MISE EN OEUVRE

L'une des préoccupations du modélisateur est de connaître les moyens matériels à mettre en oeuvre et les délais nécessaires pour répondre à son problème.

De ce point de vue, la méthode "aux coefficients de réaction" est la moins gourmande puisqu'elle ne requiert que des connaissances limitées du milieu naturel. Par ailleurs, sa mise en oeuvre ne demande que des moyens de calcul informatiques limités et une durée de résolution numérique inférieure à l'heure.

Une méthode discrétisée exige, en fonction du modèle de comportement du sol utilisé, une bonne connaissance du milieu. Elle nécessite la réalisation et l'interprétation d'essais de laboratoire, suivies du calage et de la validation du modèle. La durée de résolution numérique d'un problème, du type de ceux traités précédemment, sur un ordinateur rapide (PENTIUM) est de quelques heures. Il faudra par ailleurs intégrer, dans les calculs biphasiques totalement couplés, les paramètres hydrauliques (porosité, perméabilité). Cela sous-entend la réalisation d'essais spécifiques pour les déterminer.

Du point de vue de la mise en oeuvre, la méthode la plus accessible et la moins exigeante est donc celle "aux coefficients de réaction". Il ne faut toutefois pas en rester là.

3.2.2 - INFORMATIONS EN RETOUR

Dans ce chapitre, nous comparons les approches les plus réalistes de chacune des deux méthodes. Il s'agit en général pour les calculs aux coefficients de réaction de la méthode de CHADEISSON, et pour les calculs aux différences finies de MOHR 1, MOHR 2 ou ELAST 2 selon le cas.

Les déplacements de l'inclinomètre

Pour le chantier TOURCOING-CENTRE, les allures des prédictions de déplacement et de déformée de l'inclinomètre (estimation à partir de la déformée de l'écran pour le calcul aux coefficients de réaction) sont comparables entre les deux méthodes. La forme des déformées, renvoyée par la méthode aux coefficients de réaction est toutefois plus conforme aux mesures en place.

Les efforts dans les lits de butons

Pour le chantier TOURCOING-CENTRE, les deux méthodes sont sensiblement équivalentes. Les informations qu'elles fournissent sont en effet très comparables. Dans le cas du chantier ALMA-GARE, il en est de même, bien que la méthode aux différences finies prévoie des efforts plus réalistes dans le lit supérieur.

Pression totale à l'interface sol-paroi

Il s'agit seulement du chantier ALMA-GARE. Les deux méthodes rendent compte de manière approximative, mais satisfaisante de l'évolution de la pression totale à l'interface. Une légère préférence revient néanmoins à la méthode aux différences finies qui n'est pas bornée par la valeur initiale de la pression de l'eau.

Pression interstitielle en forage

Il n'y a pas de comparaison possible puisque seule la méthode aux différences finies renvoie ce type d'informations. Les prédictions qui en émanent sont acceptables.

Déformation de surface et de voisinage

Bien qu'il n'y ait pas de comparaison possible, la méthode des différences finies a permis de décrire, avec un certain succès, le suivi altimétrique des ouvrages riverains. Elle a toutefois mal évalué les mouvements de la tête de paroi.

3.3 - SUGGESTION SUR LE CHOIX DE LA METHODE A EMPLOYER

Les différentes remarques et comparaisons qui ont été faites précédemment montrent que la méthode aux coefficients de réaction constitue la méthode la plus rapide, la moins exigeante et qu'elle est assez efficace. Les simulations des travaux des chantiers ALMA-GARE et TOURCOING-CENTRE confirment ces faits. Rappelons que la méthode de détermination des coefficients de réaction qui a été utilisée, et qui semble la plus efficace, est celle de CHADEISSON.

Dans la mesure où le modélisateur n'exige pas d'informations précises sur les mouvements des ouvrages voisins, ni sur l'état des pressions interstitielles, il semble alors raisonnable d'utiliser cette méthode, en déterminant les coefficients de réaction à partir de l'abaque de CHADEISSON.

Si le concepteur recherche des prédictions plus fines et des informations plus nombreuses, il lui sera nécessaire de franchir une étape supplémentaire en utilisant une méthode numérique du *continuum* élastoplastique discrétisée.

Non seulement les calculs devront être réalisés en mode "contraintes effectives", mais il lui faudra utiliser un modèle de comportement du sol très réaliste, même, et surtout dans les petites déformations.

C'est à cette condition qu'il est imaginable d'approcher plus complètement le problème du dimensionnement des parois moulées dans les argiles raides.

CONCLUSIONS CONCERNANT L'UTILISATION DE LA METHODE DU CONTINUUM ELASTOPLASTIQUE AUX DIFFERENCES FINIES

La mise en oeuvre de la méthode numérique du *continuum* élastoplastique aux différences finies demande un investissement important en connaissance et en temps.

En connaissance tout d'abord, parce qu'il s'avère impératif de définir, avec la plus grande rigueur, les paramètres du modèle de comportement du sol. Ce modèle doit reproduire très correctement le comportement plastique, mais surtout, celui élastique dans les petites déformations. Cela sous entend qu'il faudra effectuer des essais de laboratoire adaptés (essai à la colonne raisonnante, triaxial en petite déformation,...) permettant de définir les caractéristiques du sol.

En connaissance toujours, car l'aspect hydraulique qui intervient dans les calculs biphasiques totalement couplés devra aussi être expérimenté et défini pour être intégré au modèle.

Le concepteur devra également investir en temps; que ce soit pour la conception de son modèle complet ou pour la résolution du problème lui-même.

Certes, il pourra se contenter d'utiliser un modèle de comportement du sol élastique parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB, s'il n'exige pas d'informations précises sur les perturbations causées dans le milieu avoisinant. Il devra alors *estimer au mieux* les paramètres élastiques initiaux du modèle. Ce sont en effet eux qui régissent principalement le modèle dans le cadre d'un dimensionnement de parois moulées dans les argiles raides. Néanmoins, ce travail n'apportera guère plus de précision qu'un calcul "aux coefficients de réaction" employant de bonnes hypothèses.

La prise en compte simplifiée de la phase de réalisation de la paroi moulée dans le sol, telle que nous l'avons réalisée, n'apparaît pas nécessaire. Elle n'apporte pas d'élément permettant de la définir comme utile dans le dimensionnement global.

Toutefois, une étude préliminaire, dissociée du calcul global, pourra être menée en employant l'approche axisymétrique proposée dans la sixième partie du mémoire. Ce travail permettra avantageusement de prédire les mouvements subis par le milieu et les structures voisines durant la réalisation de la tranchée sous boue de bentonite.

CONCLUSION GENERALE

Si dans ma jeunesse je regardais l'univers ainsi qu'un livre ouvert imprimé dans le langage des équations physiques, il m'apparaît à présent comme un texte écrit d'une encre invisible et dont, à de rares moments de grâce, il nous est donné de déchiffrer un petit fragment.

Arthur KOESTLER, écrivain hongrois, 1905-1983



CONCLUSION GENERALE

Les ouvrages en paroi moulée s'inscrivent dans un espace urbain de plus en plus dense. Aussi, le projeteur s'interroge sur la manière de concevoir un ouvrage répondant aux fonctions pour lesquelles il a été dimensionné, tout en garantissant la sécurité du projet et un coût admissible. Il s'intéresse par ailleurs à d'autres facteurs liés à la proximité immédiate d'autres ouvrages. Il veut connaître les déplacements des bâtiments avoisinant l'écran, en fonction des mouvements, mieux estimés, du massif qu'il soutient. Pour les sites inscrits dans les matériaux argileux, son intérêt porte également sur l'évolution et la durée de stabilisation de la pression interstitielle.

La présente recherche s'inscrit dans le cadre de ces préoccupations. Elle a été rendue possible par l'opportunité de deux chantiers instrumentés, les stations ALMA-GARE et TOURCOING-CENTRE du métro de la Communauté Urbaine De Lille (creusées dans l'Argile des Flandres).

Le chantier ALMA-GARE a donné lieu à des mesures d'efforts dans des lits de butons, au suivi de l'évolution (par centrale d'acquisition automatique de données) des contraintes totales horizontales en forage, et à l'interface sol - paroi, ainsi qu'au suivi de l'évolution de la pression interstitielle.

De manière complémentaire, de nombreuses mesures ont été menées sur le chantier TOURCOING-CENTRE. Il s'agit :

- du suivi altimétrique de certains ouvrages riverains;
- des mouvements horizontaux de la tête de l'une des parois moulées;
- des déplacements et des déformées inclinométriques;
- des efforts dans des lits de butons préchargés.

L'utilisation de ces données d'auscultation et la recherche bibliographique ont permis de mettre en évidence les différences essentielles qui régissent les 3 méthodes de dimensionnement classiquement utilisées en France et ailleurs.

La première méthode, qui s'appuie sur la notion d'équilibre limite n'est adaptée qu'au prédimensionnement sommaire des ouvrages.

La seconde méthode, qui utilise les coefficients de réaction, nécessite des précautions d'emploi particulières. Son application aux deux chantiers et le test des 5 modes de détermination du coefficient de réaction K_{hr} , aboutissent aux résultats suivants :

- les caractéristiques apparentes des matériaux doivent être employées pour rendre compte du comportement "non drainé" des matériaux;
- les coefficients de réaction déterminés par les méthodes de CHADEISSON et de SCHMITT permettent le mieux, de prédire des déplacements et des déformations de l'écran en relativement bon accord avec les mesures *in situ*;
- la méthode aux coefficients de réaction ne permet qu'une estimation des efforts dans les butons.

Cette méthode n'apporte cependant pas d'indication sur les mouvements des ouvrages riverains, ni sur l'évolution dans le temps de la pression interstitielle dans le milieu. Ces informations, et de nombreuses autres peuvent être appréhendées par la troisième famille de méthodes testée : les méthodes numériques du continuum élastoplastique discrétisées, employées pour résoudre des équations régissant la mécanique et l'hydraulique.

Pour des chantiers de parois moulées à réaliser dans un environnement urbain restreint et dans des formations d'argiles raides, les résultats obtenus nous permettent de proposer une méthodologie de dimensionnement. Les tableaux 1 et 2, ci-après, indiquent une démarche permettant un prédimensionnement ou un dimensionnement global.

Première méthode : Prédimensionnement

Informations fournies par la méthode	Hauteur de la fiche Efforts et moments dans l'écran
Type d'ouvrage	Paroi sans ancrage ou avec un seul niveau d'ancrages (tirants ou butons)
Mise en oeuvre	Méthode classique basée sur la notion d' équilibre limite Emploi d'un coefficient de sécurité
Moyens nécessaires	Calcul manuel (ou informatisé)
Temps de résolution	1 à 2 heures (manuel) 1 à 2 minutes (informatique)

Tableau 1

Seconde méthode : Dimensionnement global

	Méthode 1	Méthode 2
Informations fournies par la méthode	Hauteur de la fiche Efforts et moments dans l'écran Déformation de l'écran Pression au dos de l'écran	Hauteur de la fiche Efforts et moments dans l'écran Déformation de l'écran Contraintes dans le massif Pression interstitielle dans le massif Déplacements et déformations du massif
Type d'ouvrage	Parois multi-ancrées (tirants ou butons) (ou sans ancrage)	Parois multi-ancrées (tirants ou butons) (ou sans ancrage)
Mise en oeuvre	Méthode aux coefficients de réaction Utilisation des caractéristiques apparentes (C_u et ϕ_u) Détermination du coefficient de réaction K_h à partir des méthodes de CHADEISSON ou de SCHMITT	Méthodes numériques du continuum élastoplastique (éléments finis ou différences finies) Calcul biphasique totalement couplé au sens de BIOT (en contraintes effectives) Modèle de comportement du sol élastique parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB avec évaluation du module d'YOUNG dans les très petites déformations
Moyens nécessaires	Logiciel informatique (RIDO *, PAROI ou DENEbola)	Logiciel informatique (FLAC *, CESAR, GEFDYN ...)
Temps de résolution	Quelques minutes	Quelques heures

Tableau 2

Seules les méthodes numériques du *continuum* élastoplastique discrétisées permettent d'améliorer la démarche en complétant et en affinant le dimensionnement. Il a ainsi été possible d'étudier l'influence, sur le milieu, de la réalisation d'un panneau de paroi moulée, sous boue de bentonite. Des simulations numériques tridimensionnelle et bidimensionnelle, biphasiques, totalement couplées, ont été mises en oeuvre. La simulation 3D conforte les résultats de la littérature : le processus de l'installation d'un panneau de paroi moulée dans le sol peut causer d'une part, des déplacements non négligeables dans le milieu environnant, d'autre part, des réductions conséquentes et durables des contraintes horizontales totales et effectives.

Les simulations 2D, en application des théories de SCHNEEBELI et KOWALEWSKI, aboutissent à des résultats en contradiction avec l'approche tridimensionnelle. Toutefois, la confrontation des résultats des approches 2D et 3D avec les mesures et les observations des sites de ALMA-GARE, de TOURCOING-CENTRE et de "Bell Common Tunnel" permet de conclure que la simulation tridimensionnelle reflète le mieux les observations du milieu.

* logiciel utilisé pour cette recherche

Compte tenu des temps de calculs très importants, nécessaires à une résolution 3D, une approche axisymétrique, biphasique, totalement couplée a été développée. Elle permet d'approcher de manière satisfaisante les effets causés par la mise en place d'un panneau de paroi moulée dans une argile raide.

L'effet de la prise en compte de la réalisation complète d'une paroi moulée dans une argile raide a également été abordé. Des simulations numériques 3D et 2D étudient d'une part la mise en oeuvre complète de la paroi moulée, puis son fonctionnement (phases successives d'excavation et de butonnage), d'autre part une mise en place instantanée de la paroi dans le sol, puis son fonctionnement. Il n'a pas été possible de conclure sur la validité de l'une ou l'autre des approches 3D et 2D, en raison de l'absence de mesures en place.

Enfin, l'application de la méthode numérique du *continuum* élastoplastique aux différences finies pour prédire le comportement des ouvrages et des structures sur les deux chantiers instrumentés, apporte des éléments de réponse importants au problème du comportement et du dimensionnement des soutènements rigides dans les argiles raides.

Tout d'abord, il s'avère important de **choisir rigoureusement un modèle de comportement du sol capable de reproduire aussi bien le comportement du milieu dans les très petites déformations que dans les plus grandes**. Nous avons en effet constaté que la partie non excavée (partie soutenue) de la station de métro est sollicitée dans les petites à très petites déformations; alors que la zone située sous le fond de fouille subit des déformations importantes. La solution que nous avons testée, qui consiste à utiliser un modèle de comportement amont différent de celui aval ne constitue pas une solution rationnelle. Nous insistons donc sur la nécessité d'utiliser un modèle de comportement du sol mieux adapté que ceux de MOHR-COULOMB et de CAM-CLAY testés dans ces études.

Rappelons que ces modèles ont pourtant été calés à partir d'essais de laboratoire. Ils ont, par ailleurs, montré leur validité dans la simulation numérique d'un essai pressiométrique. Il est vrai que cet essai induit très rapidement des déformations importantes (localement) dans le milieu, ce qui justifie la réponse correcte des modèles dans ce cas précis.

L'évolution de la pression interstitielle, a fait l'objet d'une attention particulière dans la simulation de l'essai pressiométrique et au sein du massif de sol à ALMA-GARE. Il n'a pas été possible de départager, en raison de l'absence de mesures, les approches MOHR-COULOMB et CAM-CLAY dans la simulation de l'essai pressiométrique. Par ailleurs, compte tenu de la mauvaise représentativité aux faibles déformations des modèles employés dans la simulation du chantier ALMA-GARE, il est difficile de conclure sur la réelle validité des résultats obtenus. Rappelons toutefois que les prédictions de l'évolution de la pression interstitielle sur ce cas sont acceptables, surtout dans les premières phases de travaux.

Enfin, nos simulations ont montré que les prédictions du modèle monophasique (en contraintes totales) mis en oeuvre dans le cas du chantier TOURCOING-CENTRE, s'éloignent de celles d'un calcul équivalent en mode biphasique, totalement couplé, après 2 à 3 mois de travaux. Le chantier ALMA-GARE n'apporte pas d'informations sur ce point. Bien que ce résultat doive être confirmé par l'emploi de modèles de comportement de sol plus adaptés dans les faibles déformations, il nous semble **nécessaire de mener les calculs en "contraintes effectives" plutôt qu'en "contraintes totales"**, surtout dans le cas de travaux de longue durée (> 4 mois). Des simulations numériques biphasiques, totalement couplées (au sens de BIOT) devront être mises en oeuvre.

Le tableau 3 propose une démarche de dimensionnement affiné.

Troisième méthode : Dimensionnement affiné

	Etapes indispensables	Etapes facultatives
Informations fournies par la méthode	Hauteur de la fiche Efforts et moments dans l'écran Déformation de l'écran Déformations du massif Contraintes dans le massif Pressions interstitielles dans le massif	Effets du creusement d'un panneau de paroi moulée sur l'environnement et les structures avoisinantes
Type d'ouvrage	Parois multi-ancrées (tirants ou butons) (ou sans ancrage)	Paroi moulée constituée de plusieurs panneaux
Mise en oeuvre	Méthode numérique du <i>continuum</i> élastoplastique (éléments finis ou différences finies) Calcul biphasique totalement couplé au sens de BIOT (en contraintes effectives) Modèle de comportement du sol capable de reproduire correctement le comportement du milieu aussi bien aux faibles déformations, qu'aux moyennes et grandes déformations.	Méthode numérique du <i>continuum</i> élastoplastique (éléments finis ou différences finies) Calcul axisymétrique biphasique totalement couplé au sens de BIOT (en contraintes effectives) Modèle de comportement du sol élastique parfaitement plastique, critère de MOHR-COULOMB (module d'YOUNG calé à partir d'essais de laboratoire), ou modèle plus complet.
Moyens nécessaires	Logiciel informatique (FLAC ^(**) , CESAR, GEFDYN...)	Logiciel informatique (FLAC ^(**) , CESAR, GEFDYN...)
Temps de résolution	Quelques heures	Quelques heures

Tableau 3

Les chantiers instrumentés restent un élément essentiel dans la rétro analyse des méthodes de dimensionnement; ils sont d'autant plus nécessaires que les phénomènes à étudier sont complexes. C'est pourquoi nous ne saurions trop inciter les maîtres d'ouvrages et les entreprises à poursuivre dans ce sens leur effort, en multipliant les paramètres mesurés (déformation de l'écran par pose de tube inclinométrique solidaire de la paroi, pressions totales et interstitielles relevées dans un plan perpendiculaire à la paroi, ...), les points de mesures, ainsi que la fréquence et la durée des mesures.

** logiciel utilisé dans cette recherche

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AMAR S., CLARKE B.G.F, GAMBIN M.P., ORR T.L.L

"Utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe"
Rapport sur l'état des connaissances établi par le Comité Technique Européen de la SIMSTF
1^{ère} partie : Pressiomètre Ménard et Pressiomètre autoforeur - 1991

BAGUELIN F., FRANK R., NAHRA R.

"A theoretical study of pressure generation and dissipation around the pressuremeter"
The Pressuremeter and Its Marine Applications : Second International Symposium,
ASTM STP 950, 1986, pp 169-186

BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F., LE MEHAUTE A.

"Etude des pressions interstitielles développées lors de l'essai pressiométrique"
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - MOSCOW - 1973, pp 19-24

BAHAR R.

"Analyse numérique de l'essai pressiométrique : application à l'identification de paramètres de comportement des sols" - Thèse de Doctorat - Lyon - 1992

BALAY J.

"Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réactions"
Note d'Information Technique - Ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transports
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1984

BALAY J.

"Parois moulées. Ancrages", 1988
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées - Collection Techniques de l'ingénieur - Edition 1995-1996 - C 252

BALAY J., CORTE J.-F.

"Evolution des méthodes de calcul des écrans de soutènement ancrés."
Annales des Ponts et Chaussées, n°34, 2^e trim. 1985, pp 2-24

BALAY J., FRANK R., HARFOUCHE L.

"Programme DENEbola pour le calcul des soutènements par la méthode des modules de réaction"
Bulletin de liaison du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n°120, juillet-août 1982, pp 3-12

BILLAUX D., CUNDALL P.

"Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens"
Revue Française de Géotechnique, n°63, 1993, pp 9-21

BLIVET J.C., BONAFOUS P., FRANK R., JOSSEAUME H.

"Comportement d'un quai en paroi moulée au port du Havre"
Bulletin de liaison du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - n°113, mai-juin 1981, pp 111-134

BLONDEAU F., BLIVET J.-C., UNG SENG Y

"Résistance au cisaillement des argiles raides - influence des paramètres d'essais"
Bulletin de liaison du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n° III spécial "Stabilité des talus"
Décembre 1976, pp 23-38

BOLTON M.D., POWRIE W., SYMONS I.F.

"The design of stiff in-situ walls retaining overconsolidated clay : Part I, Short term behaviour"
Ground Engineering, January-February 1990, pp 34-40

BOLTON M.D., POWRIE W., SYMONS I.F.

"The design of stiff in-situ walls retaining overconsolidated clay : Part II, Long term behaviour"
Ground Engineering, March 1990, pp 22-28

BURLAND J.B.

"Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture : "Small is beautiful" - the stiffness of soils at small strains"
Canadian Geotechnical Journal, Vol 26, 1989, pp 499-516

BURLAND J.B., HANCOCK R.J.R.

"Underground car park at the House of Commons; geotechnical aspects"
Structural Engineering 55, 1977, pp 87-100

BURLAND J.B., ROSCOE K.H.

"On the generalized stress-strain behaviour of wet clay" - En référence à MESTAT (1993)
Engineering Plasticity, 1968, Heyman-Leckie, Cambridge

CAMBOU B. & SOEGIRI S., FAY J.B., LETIRANT P. & NAUROY J.F.

"Pressiomètre avec mesure de pression interstitielle"
Proceedings of the Tenth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering / Florence /
26-30 may 1991 - Deformation of soils and displacements of structures, pp 45-48

CAQUOT A., KERISEL J. et ABSI E.

"Tables de poussée et de butée"
Paris 1972 - Gauthiers Villars

CHADEISSON

Abaque de Chadeisson, en référence à MONNET

Code of Practice for Site Investigations

British Standards Institution BS 5930

COSTET et SANGLERAT

Cours pratique de mécanique des sols - 1969

DEPREZ D., VERRET J.-F.

"Etude statistique des résultats d'essais géotechniques réalisés en laboratoire sur l'Argile des Flandres (Nord de la France)"
Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur - Numéro 22 - Décembre 1980
26ème congrès géologique international, Paris 17/07/1980, pp 253-256

FAGES R., BOUYAT C.

"Calcul de rideaux de parois moulées ou de palplanches. Modèle mathématique intégrant le comportement irréversible du sol en état élasto-plastique"
Travaux, 1971, n°439, pp 49-51

GUNN M. J., SATKUNANANTHAN A. et CLAYTON C. R. L., University of Surrey, UK

"Finite element modelling of installation effects"
Proceedings of the conference "Retaining Structures" organized by the Institution of Civil Engineers and held at Robinson College, Cambridge on 20-23 July 1992, pp 46-55

HICHER P.Y.

"Elastic properties of soils"
Journal of geotechnical engineering, August 1996, pp 641-648

HIENG I. O.

"Loi de comportement d'une argile raide (détermination des paramètres géotechniques de l'Argile de Flandres)"
Thèse de doctorat de l'Université de Paris VI soutenue le 31 mai 1991

HIGGINS K. G., POTTS D. M., SYMONS I. F.

"Comparison of predicted and measured performance of the retaining walls of the Bell Common tunnel"
Transport and Road Research Laboratory - Department of Transport - Report 124 - 1989

ISNARD

Comité Français de Mécanique des Sols

Intervention orale durant la session "Calculs des parois et rideaux au module de réaction" - 1994

JOSSEAUME M.

"Méthode de calcul des rideaux de palplanches - Etude bibliographique"

Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées, n°72, juillet-août 1974, pp 177-212

KOWALEWSKI Z., PIASKOWSKI A.

"Application of thixotropic clay suspensions for stability of vertical sides of deep trenches without strutting"

Comptes-rendus du 6ème Congrès International de Mécanique de sols et des Travaux de Fondation

Tomes 2 et 3. Montréal, 1955, pp 526-529

KASDI A.

"Détermination des paramètres des modèles élasto-plastiques à partir de l'essai pressiométrique"

Thèse de doctorat - Université de Lille I - 1994

LEPLAT J.

"Métro de Lille - Ligne 2 - Sondage profond dans l'Yprésien"

BRGM - Rapport 90 NPC 17, 1990, pp 1-11

MARCHE R.

"Sollicitation en flexion des pieux par les couches qu'ils traversent"

Thèse de Doctorat. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1974

En référence à SCHMITT

MASROURI F.

"Comportement des rideaux de soutènement semi-flexibles : Etude théorique et expérimentale"

Thèse de doctorat, Lyon, 1986

MENARD L., BOURDON C.

"Calcul des rideaux de soutènement. Méthode nouvelle prenant en compte les conditions réelles d'encastrement."

Sols-Soils, n°12, 1965, pp 18-32

MESTAT P.

"Recueil de solutions analytiques pour validation des codes de calcul par éléments finis"

LCPC - Seconde édition - FAER 1.05.10.8 - 1988

MESTAT P.

"Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis"

Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées

Série Géotechnique GT 52 - Mars 1993

MESTAT P., MAGNAN J.P., FRANK R., HUMBERT P.

"La méthode des éléments finis : un outil pour la géotechnique"

Géotechnique et Informatique - Colloque des 29,30 septembre, 1 octobre 1992 - Paris

Ecole Nationale des Ponts et Chaussées - Presses ENPC, pp 285-299

MILLOT G.

"Géologie des argiles" - Masson et Cie, 369 pages - 1964

MONNET A.

"Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élasto-plastique des soutènements."

Revue Française de Géotechnique, n°66, 1994, pp 67-72

NAHRA R., FRANK R.

"Contributions numériques et analytiques à l'étude de la consolidation autour du pressiomètre"

Rapport de recherche LPC n°137 - Février 1986 - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

NAVDOCKS DM-7 - Design Manual

"Soil mechanics foundations, and earth structures"

Department of the Navy - Bureau of Yards and Docks - Washington 25 D.C.

NG C. W. W., LINGS M. L., SIMPSON B., NASH D. F. T.

"An approximate analysis of the three-dimensionnal effects of diaphragm wall installation"

Géotechnique 45, n°3, 1995, pp 497-507

Norme Française NF P94-110

Sols : Reconnaissance et essais - Essai Pressiométrique Ménard - Juillet 1991

Notice du logiciel FLAC - 1991 - CUNDALL P.

ITASCA Consulting Group, INC. - Suite 210 - Minneapolis, Minnesota

PADFIELD C.J., MAIR R.J.

"Design of retaining walls embedded in stiff clay"

CIRIA Report 104 - 1984

PIASKOWSKI A.

"Badania nad technologia zawiesin gruntowych i bentonitowych oraz ich zastosowaniem przy glebieniu waskoprzeziernych nierozpartych wykopow (influence de la technologie des boues de terrain et de bentonite et leur application à l'excavation de tranchées étroites non blindées)"

Institut technique de la construction, Varsovie, 1966. - document épuisé

PIASKOWSKI A.

"The influence of length of slurry filled trenches on the stability of their sides"

Institute of Building Technics, Warsaw, Poland, pp 503-510

POTTS D.M., FOURIE A.B.

"The behaviour of a propped retaining wall: results of a numerical investigation"

Geotechnique 34, n°3, 1984, pp 383-404

POWRIE W., KANTARTZI C.

"Installation effects of diaphragm walls in clay"

Proceedings of the conference "Retaining Structures" organized by the Institution of Civil Engineers and held at Robinson College, Cambridge on 20-23 July 1992, pp 37-45

POWRIE W., LI E.S.F.

"Finite element analyses of an in situ wall propped at formation level"

Geotechnique 41, n°4, 1991, pp 499-514

RANDOLPH M. F., CARTER J.P.

"The effect of pile permeability on the stress changes around a pile driven into clay"

Third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics - Aachen - April 1979, pp 1097-1105

RANDOLPH M.F., CARTER J.P., WROTH C.P.

"Driven piles in clay - the effects of installation and subsequent consolidation"

Géotechnique 29, N°4, 1979, pp 361-393

ROSCOE K.H., SCHOFIELD A.N., WROTH C.P.

"On the yielding of soils"

Geotechnique, Vol 8, n°1, 1958, pp 22-53

ROWE P.W.

"A theoretical and experimental analysis of sheet piles walls"

Institution of Civil Engineers, Proc. Vol. 4, London, Jan. 1955, pp 32-69

SCHMITT P.

"Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol, vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples"

Revue Française de Géotechnique n°71, 2^e trimestre 1995, pp 3-10

SCHMITT P.

"Au sujet de la variation du coefficient de réaction du sol en fonction de l'inertie des écrans de soutènement"

Revue Française de Géotechnique n°74, 1^{er} trimestre 1996, discussion, pp 75-76

SCHNEEBELI G.

"La stabilité des tranchées profondes forées en présence de boue"

La houille blanche - n°7 - 1964, pp 815-822

SCHOFIELD A.N., WROTH C.P.

"Critical state soil mechanics" - En référence à MESTAT (1993)

Mc Graw Hill, New-York

SIMON B.

"Commentaires sur le choix des coefficients de réaction pour le calcul des écrans de soutènement"

Revue Française de Géotechnique n°71, 2^e trimestre 1995, pp 11-19

TEDD P., CHARD B. M., CHARLES J.A., SYMONS I.F.

"Behaviour of a propped embedded retaining wall in stiff clay at Bell Common Tunnel"

Géotechnique 34, n°4, 1984, pp 513-532

TERZAGHI K.

"Evaluation of coefficients of subgrade reaction"

Géotechnique, Vol 5, Déc 1955, pp 297-326

ANNEXES

ANNEXE I

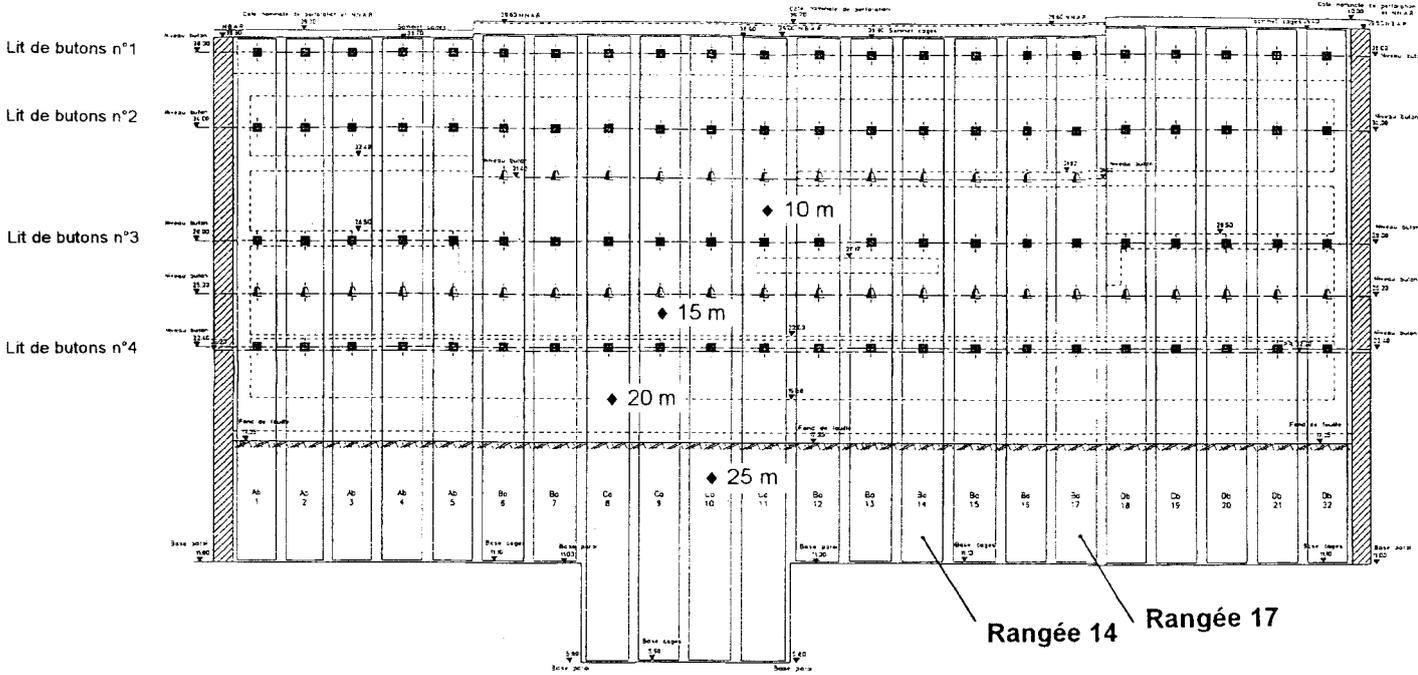
<p>LOCALISATION COUPES LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE STATION ALMA-GARE</p>





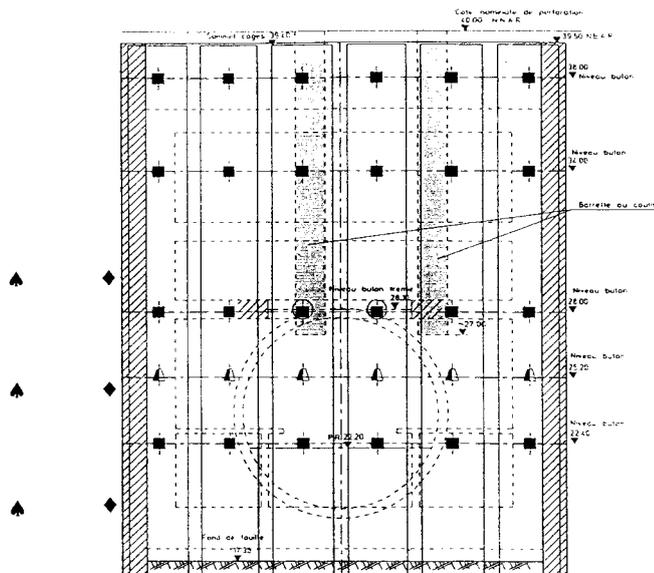
Comportement et dimensionnement des parois moulées dans les argiles raides saturées

ANNEXE Ib



Coupe longitudinale de la station ALMAGARE.
Plan de la phase "étude".

◆ Capteurs de pression totale à l'interface sol - paroi



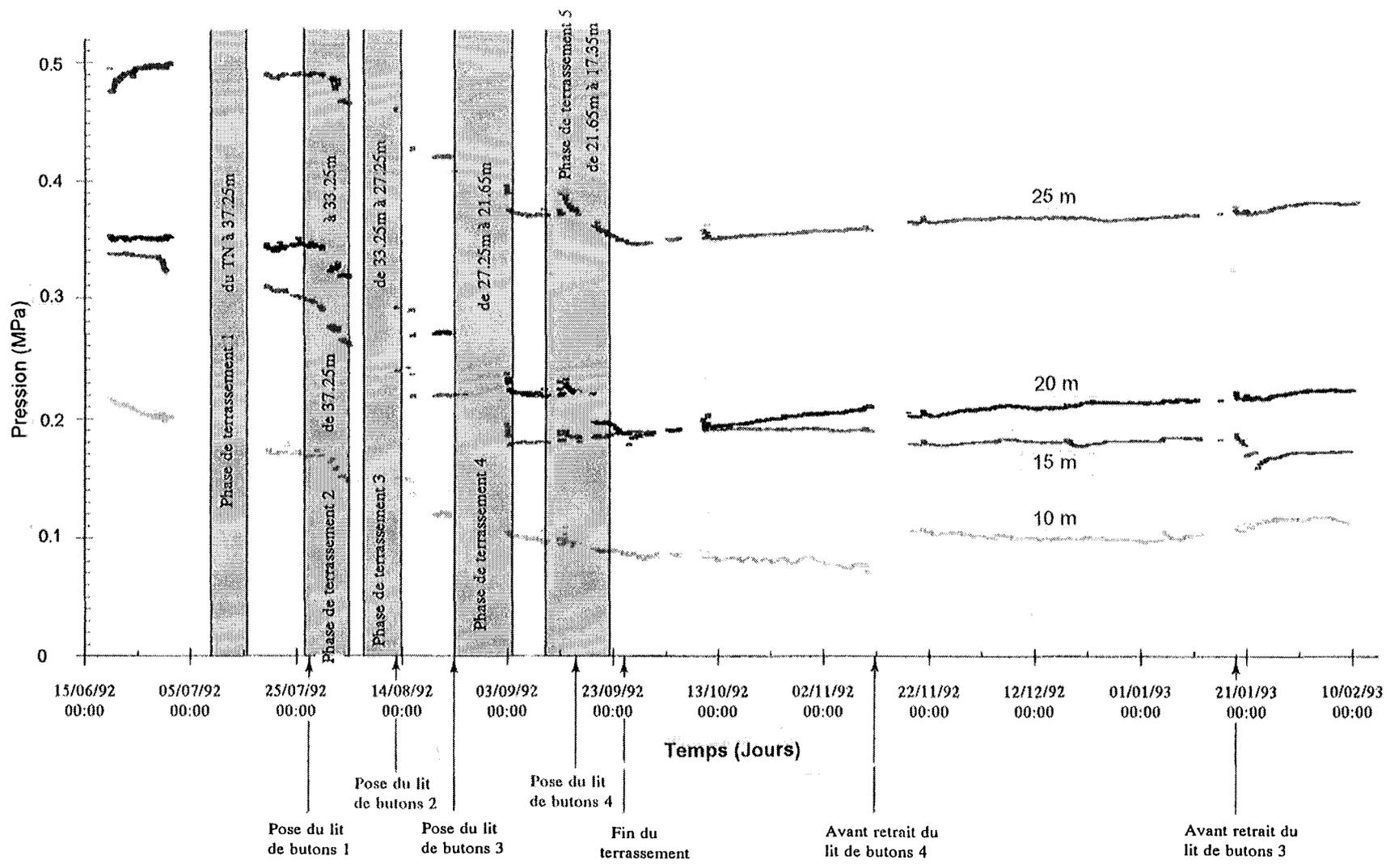
Coupe transversale de la station Alma-Gare.
Plan de la phase "étude".

▲ Capteurs de pression en forage
◆ Capteurs de pression à l'interface sol - paroi

ANNEXE II

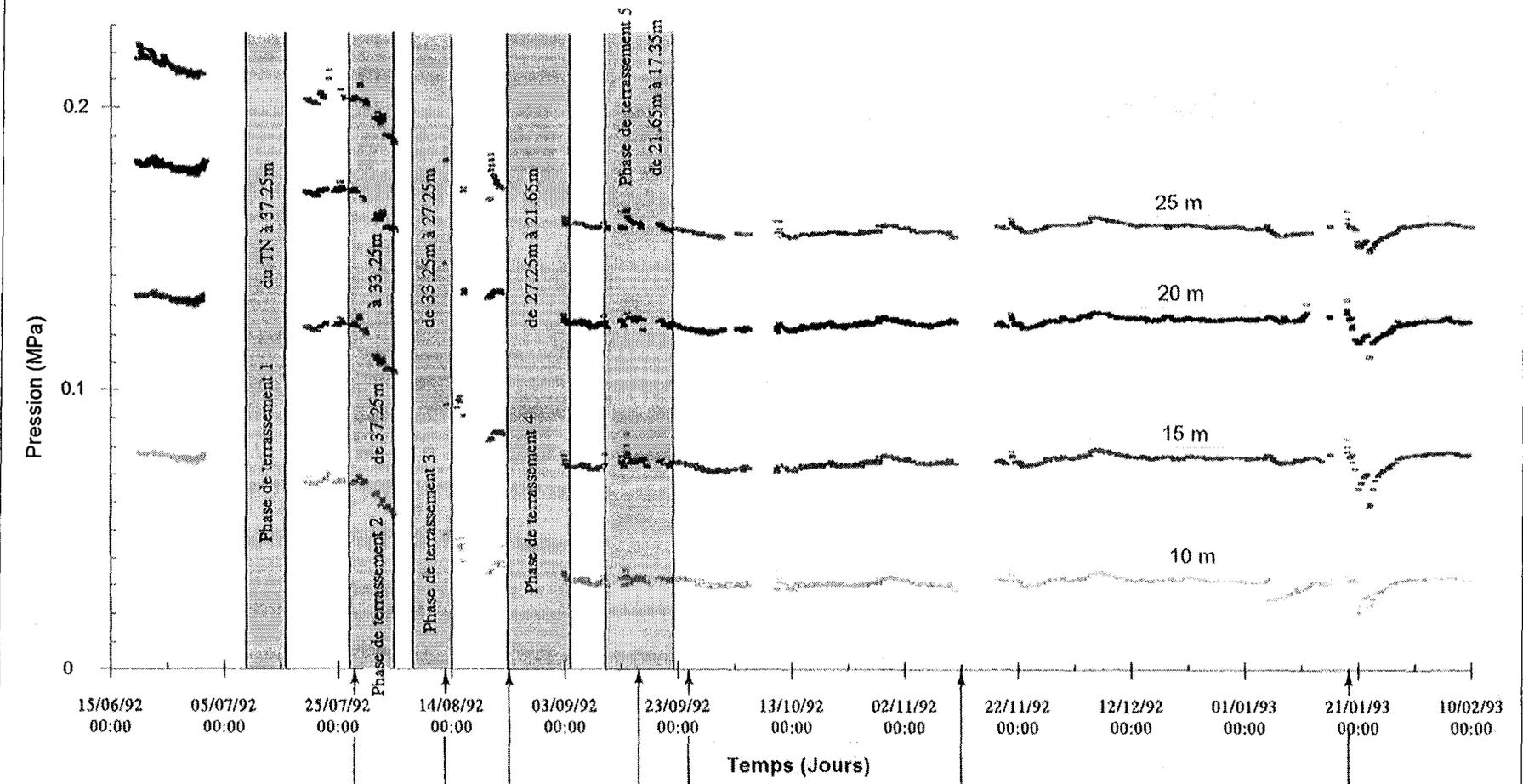
**COURBES DE PRESSION TOTALE ET INTERSTITIELLE
A l'interface Sol-Paroi
En forage**

COURBES DE PRESSION TOTALE A L'INTERFACE SOL-PAROI A 10 m, 15 m, 20 m et 25 m.



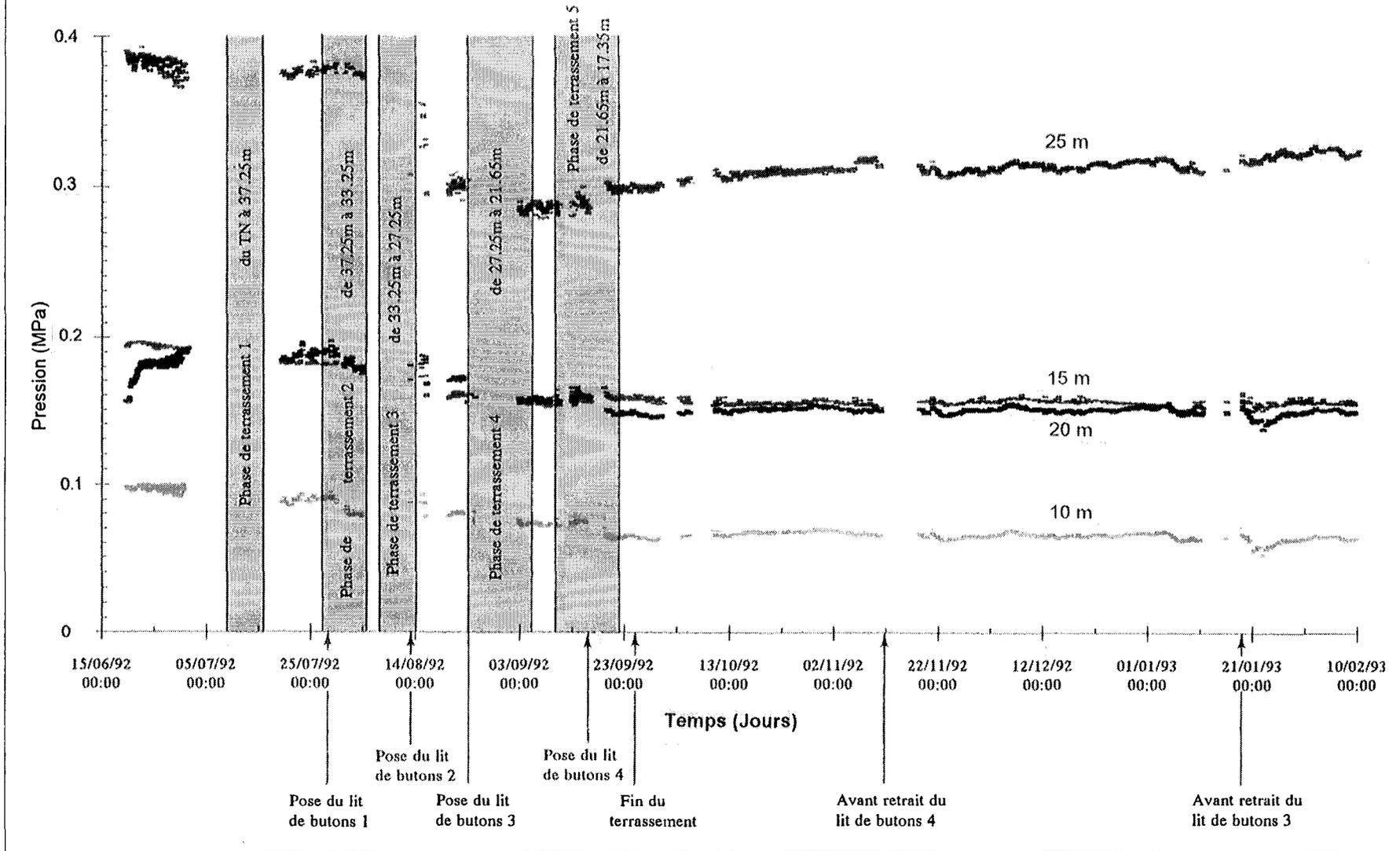
Courbes de pression totale à l'interface sol-paroi aux profondeurs de 10, 15, 20 et 25 m

COURBES DE PRESSION INTERSTITIELLE EN FORAGE A 10 m, 15 m, 20 m et 25 m.



Courbes de pression interstitielle en forage aux profondeurs de 10, 15, 20 et 25 m

COURBES DE PRESSION TOTALE EN FORAGE A 10 m, 15 m, 20 m et 25 m.



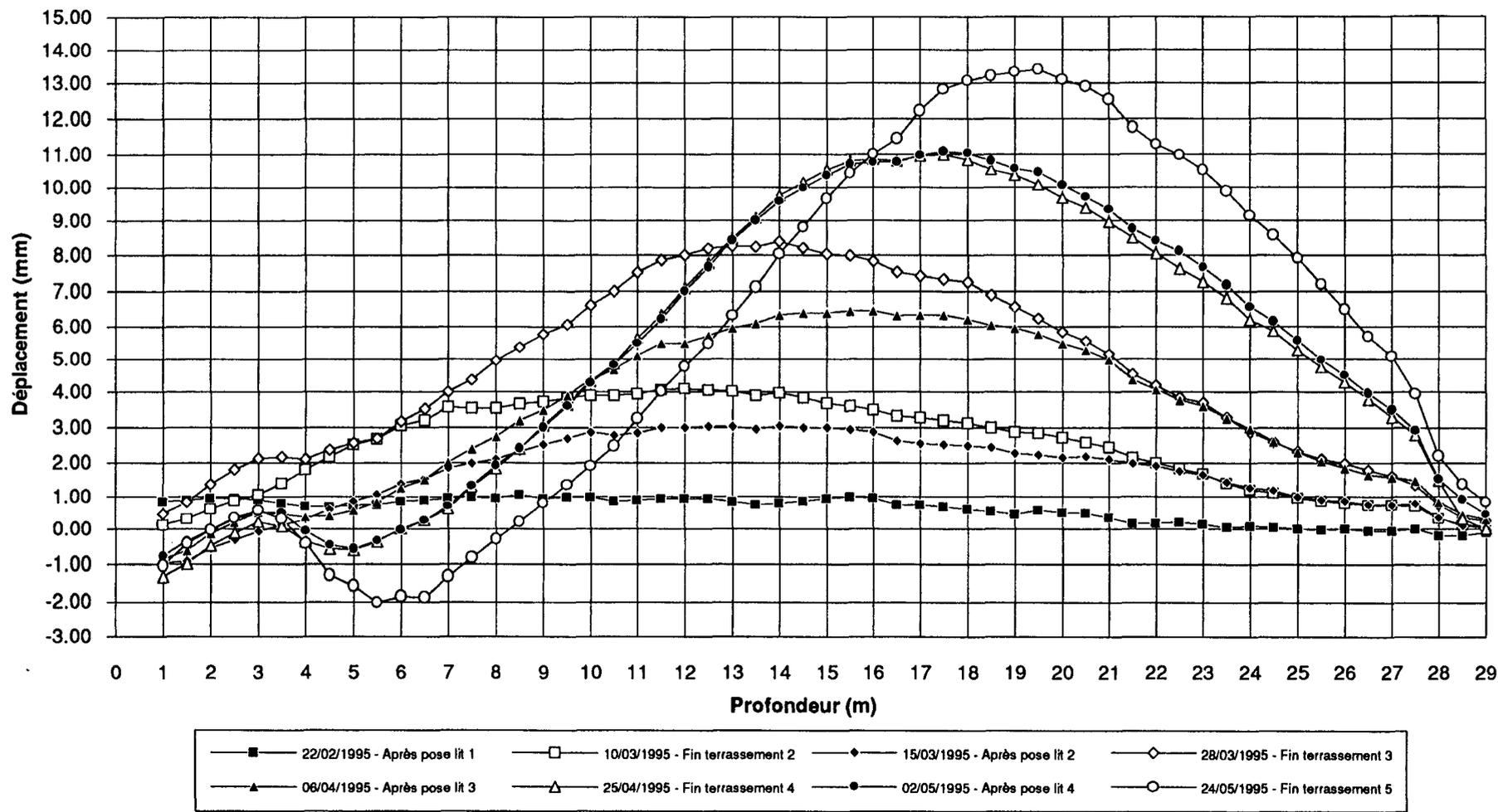
Courbes de pression totale en forage aux profondeurs de 10, 15, 20 et 25 m

Comportement et dimensionnement des parois moulées dans les argiles raides saturées

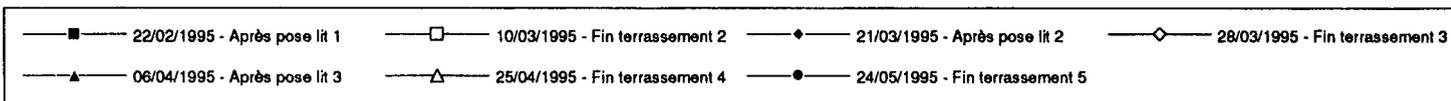
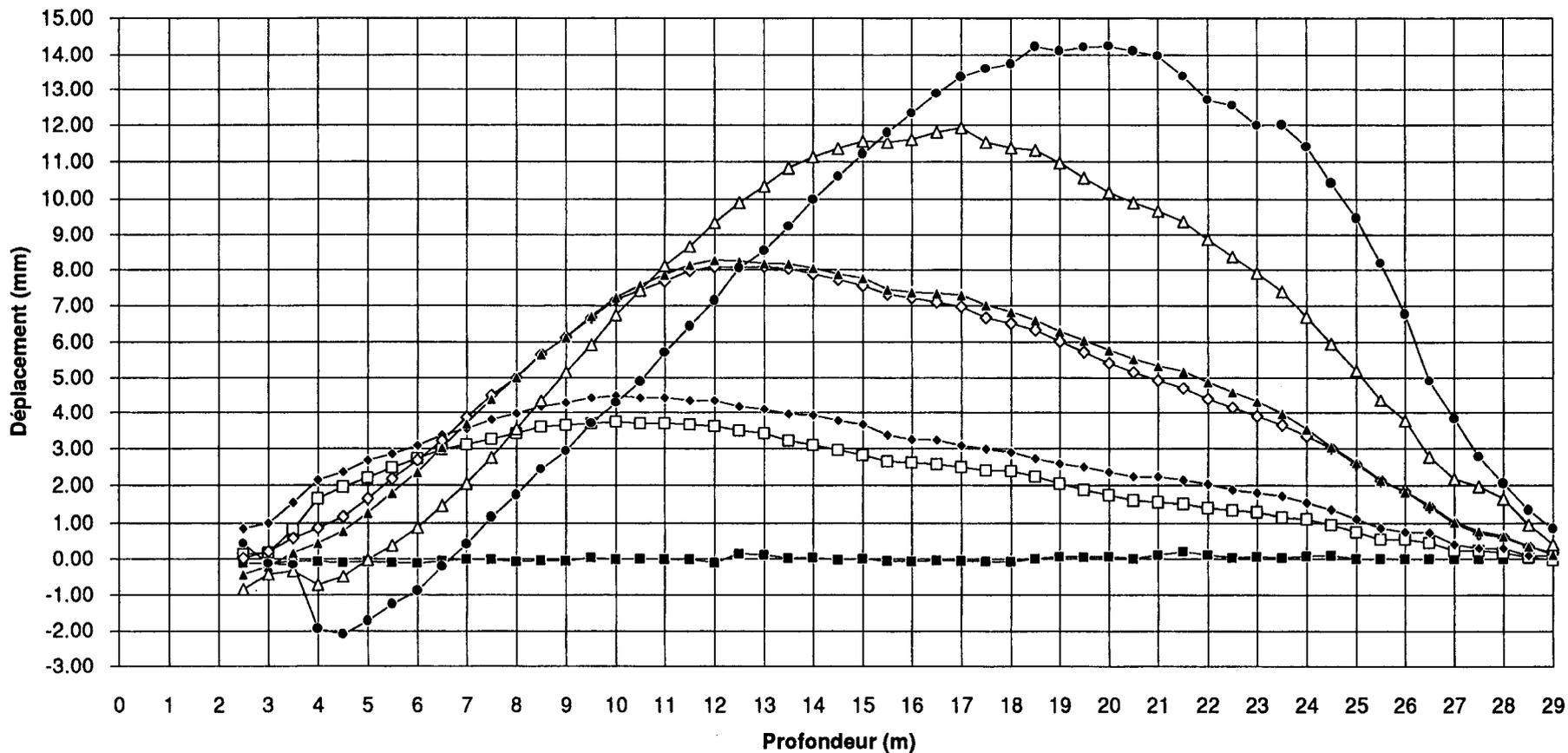
ANNEXE III

<p>INCLINOMETRIE Implantation Relevés</p>
--

Relevés inclinométriques - TOC IN01

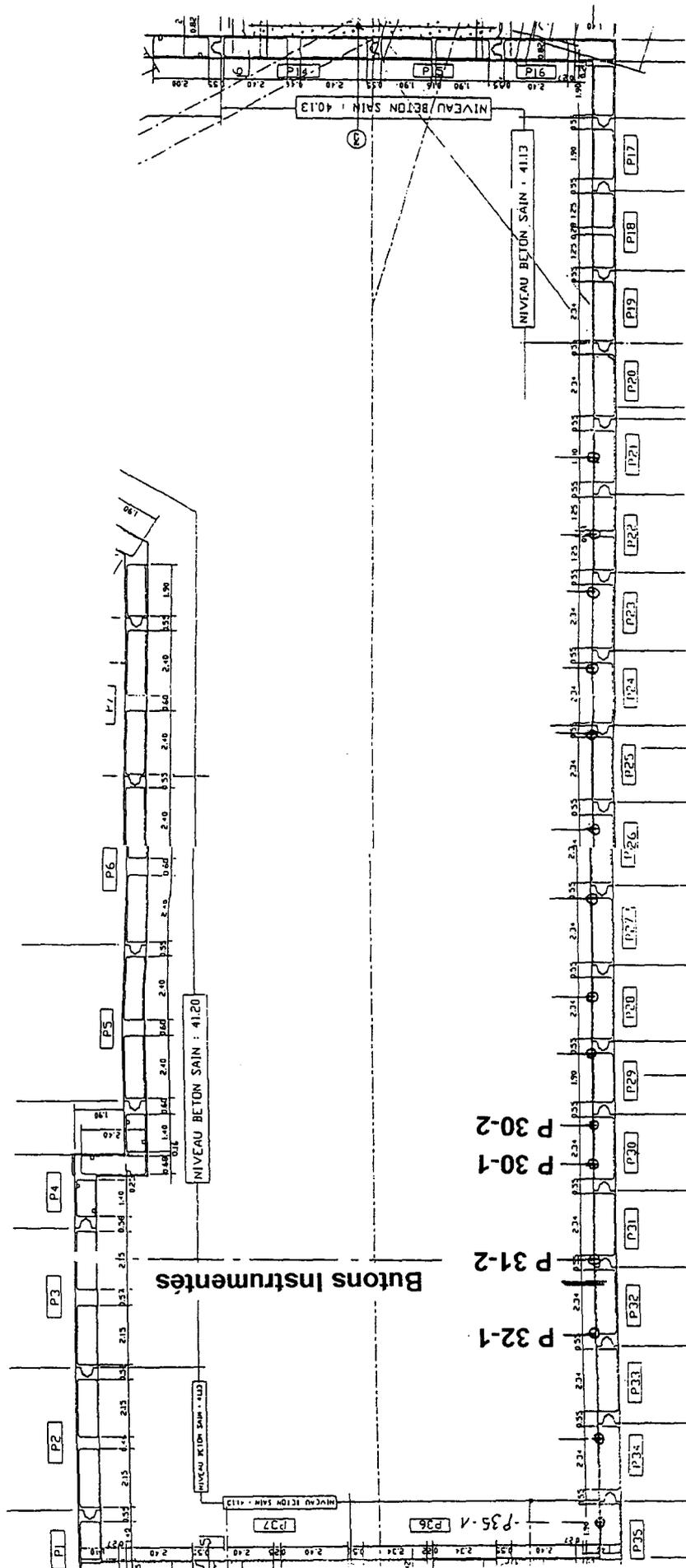


Relevés inclinométriques - TOC IN02



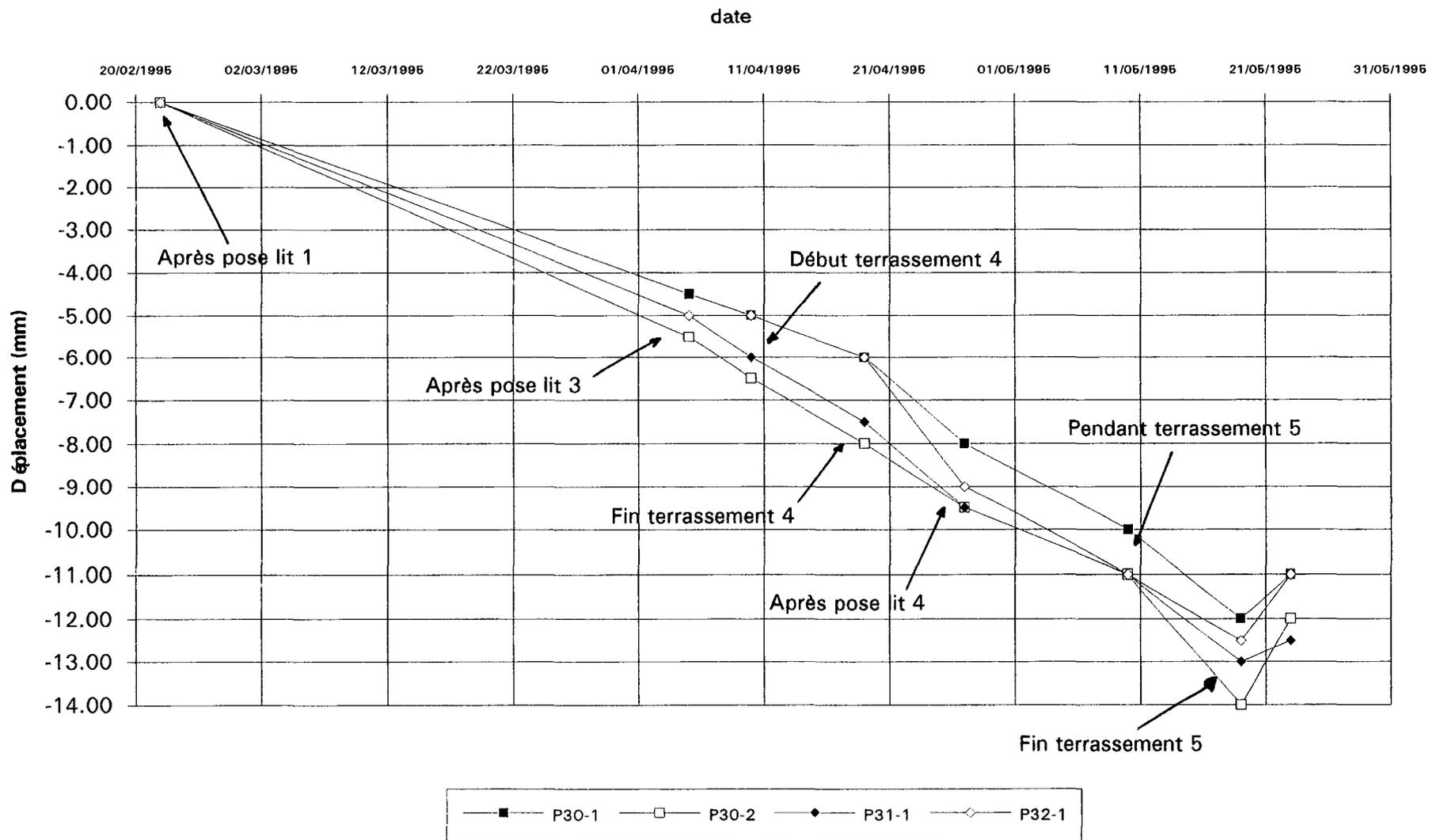
ANNEXE IV

DEPLACEMENTS DE LA TETE DE PAROI
Implantation
Mesures



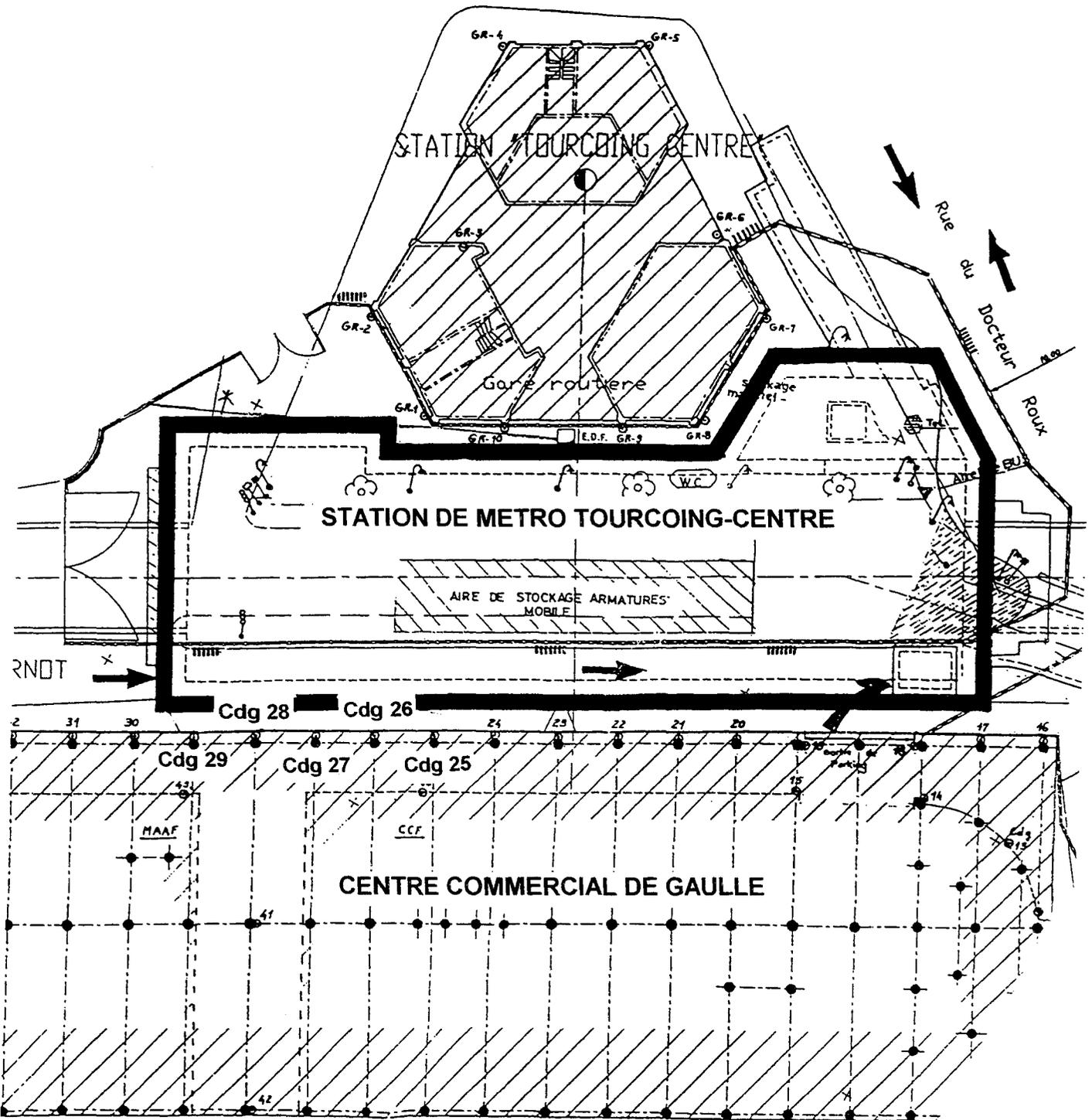
Ecart + ↑ -

Déplacements de la tête de paroi

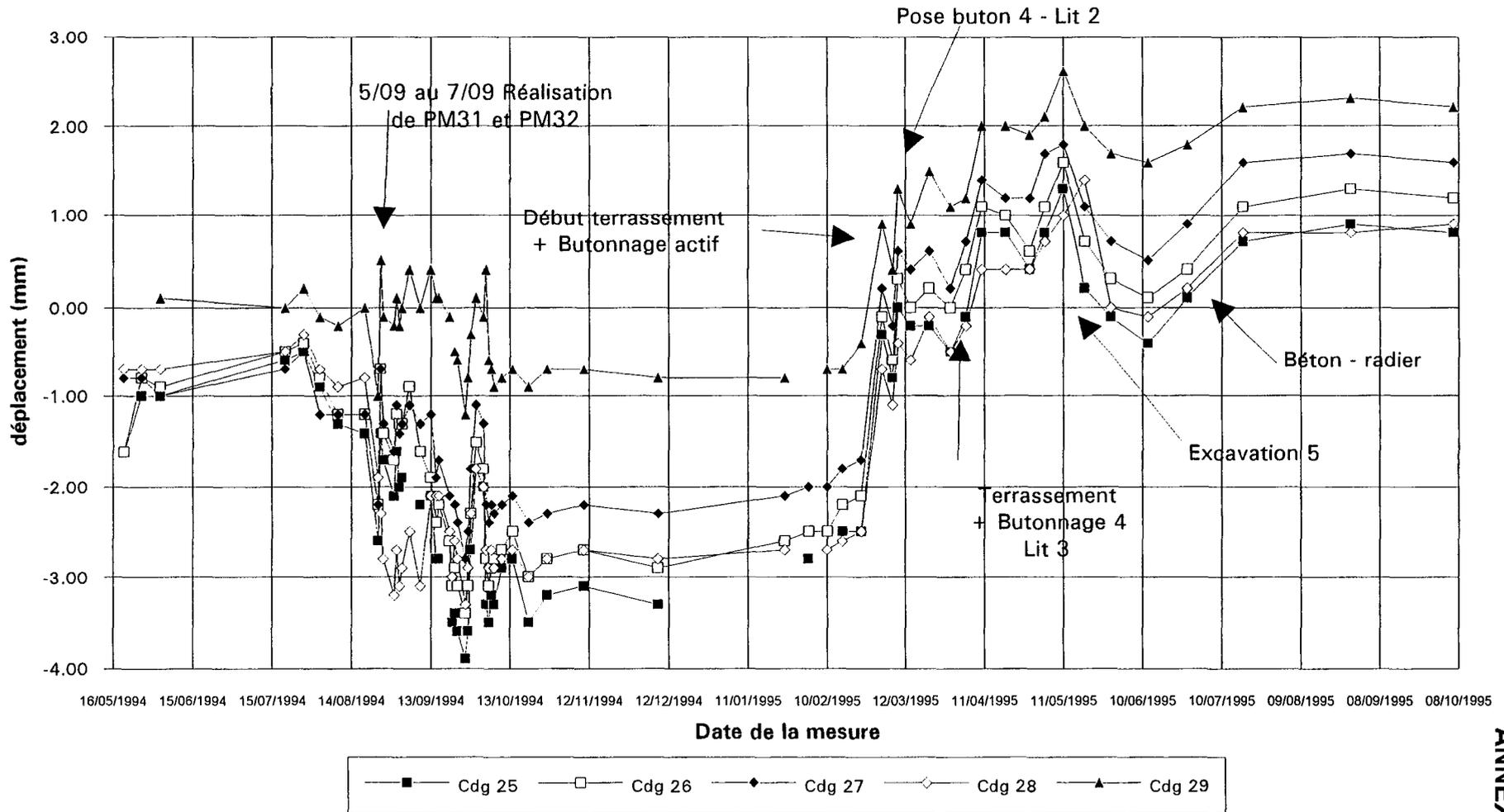


ANNEXE V

<p>SUIVI ALTIMETRIQUE DES OUVRAGES RIVERAINS Implantation Mesures</p>
--



Suivi altimétrique des ouvrages riverains



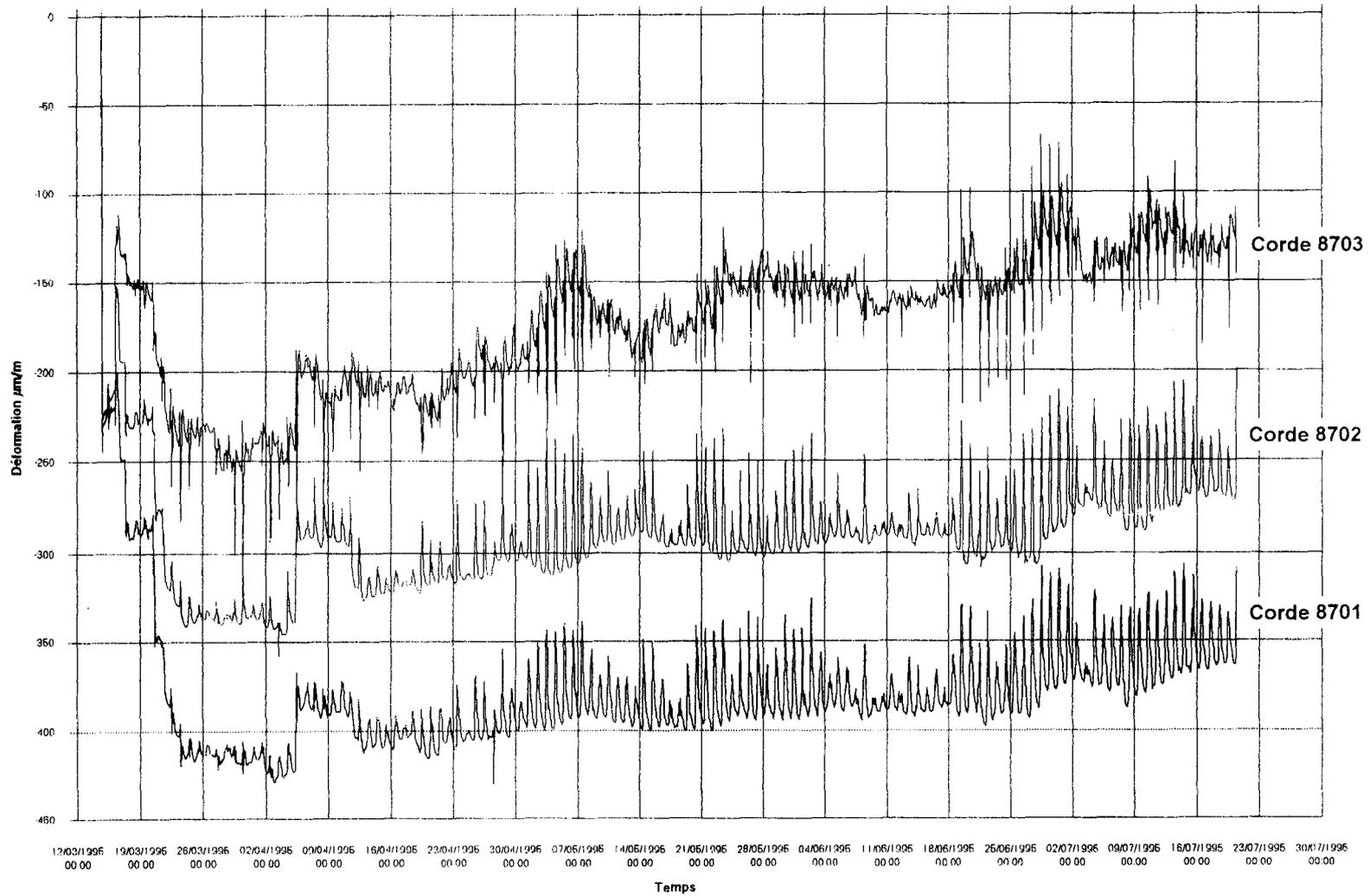
ANNEXE VI

DEFORMATIONS DES BUTONS (Efforts dans les butons)

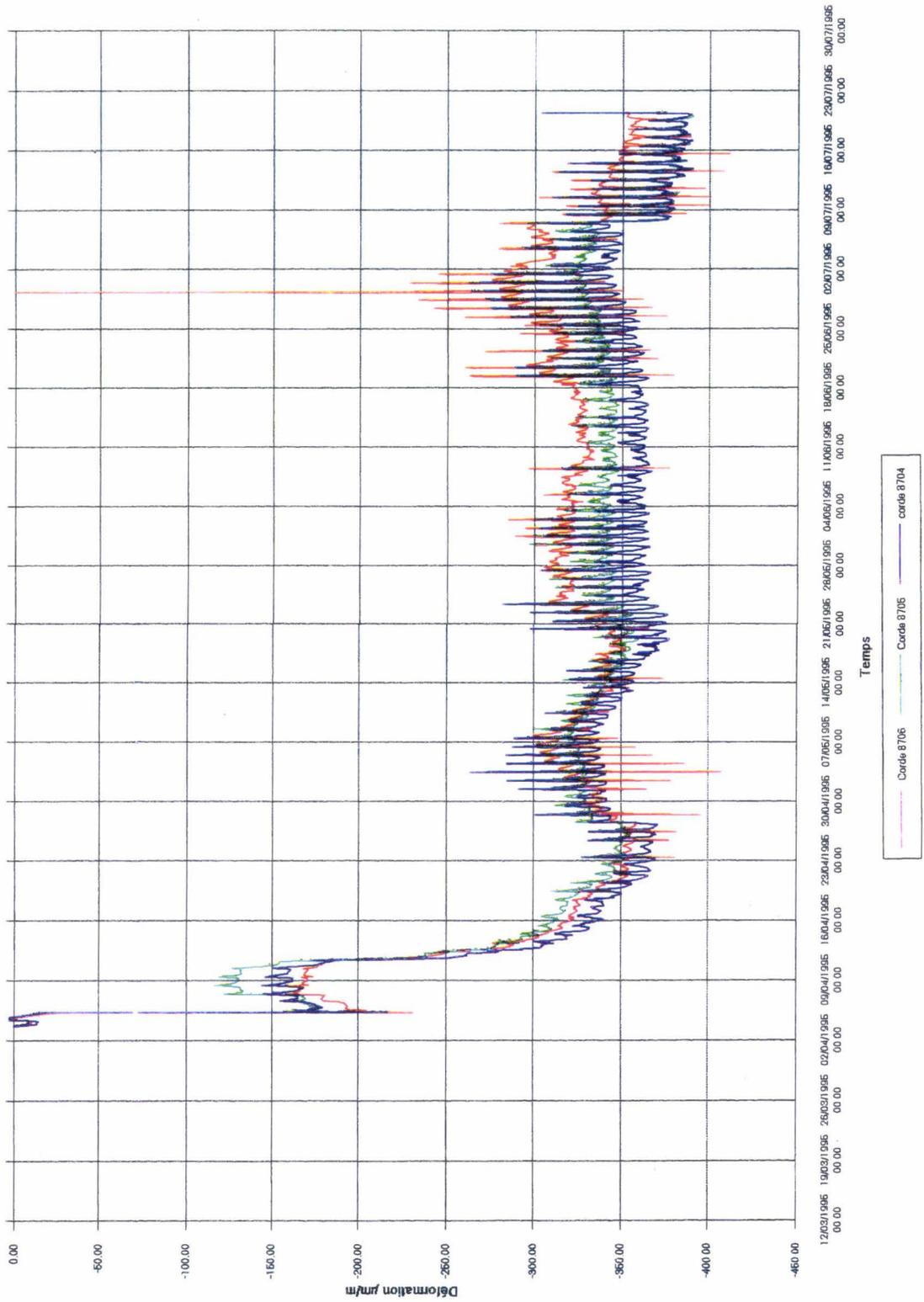
LIT 2 - LIT 3 - LIT 4

DEFORMATION DU BUTON n°4 - LIT 2

Corrigée en température

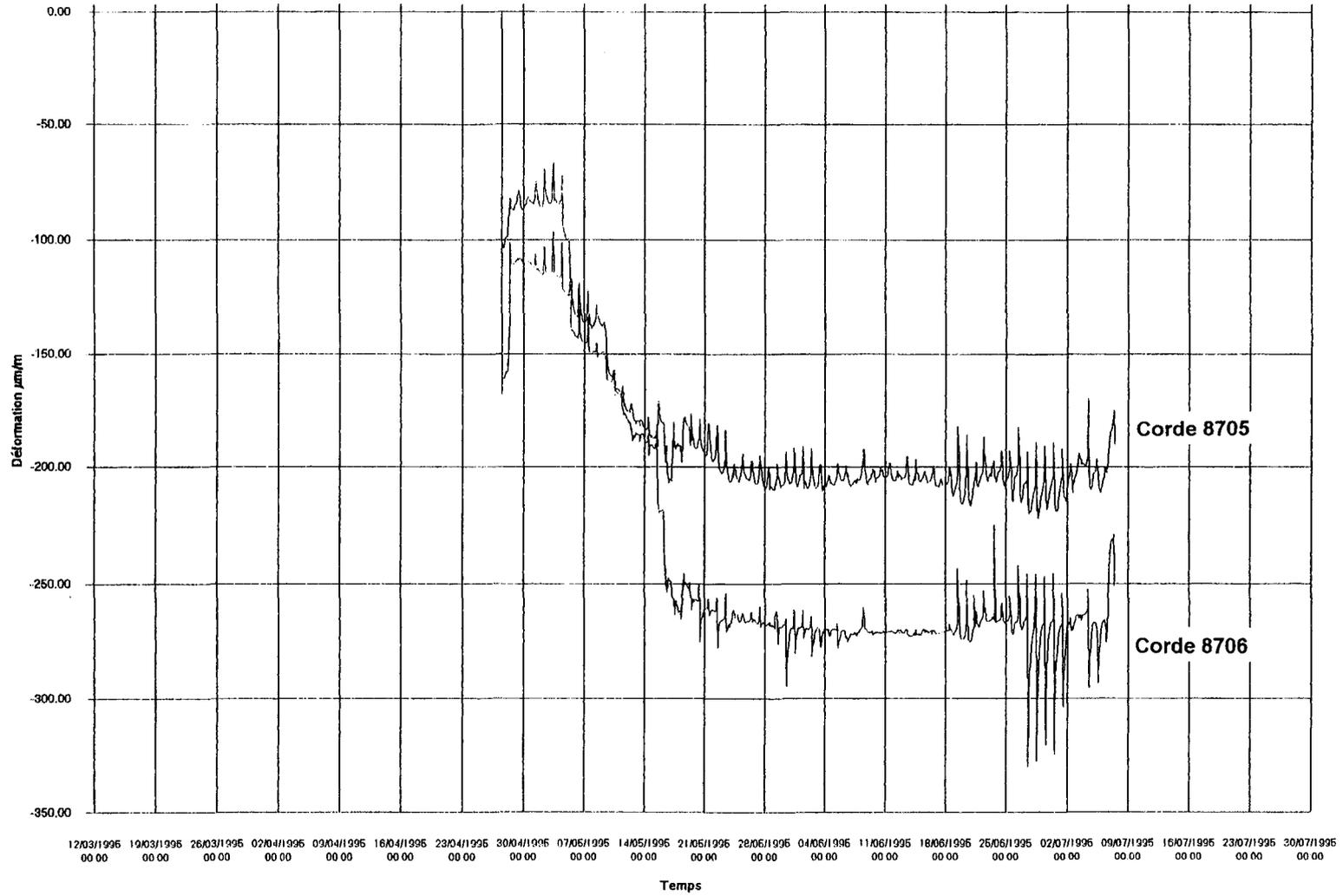


DEFORMATION DU BUTON n°4 - LIT 3
Corrigée en température



DEFORMATION DU BUTON n°4 - LIT 4

Corrigée en température



ANNEXE VII

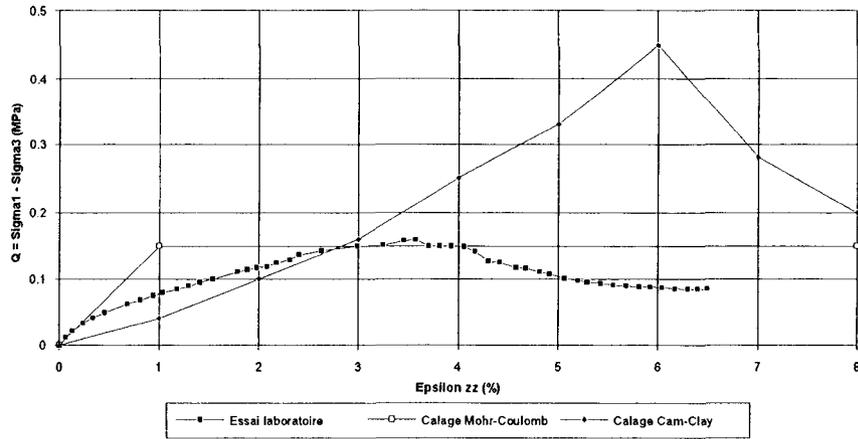
CALAGE DES MODELES ELASTOPLASTIQUES :

**CRITERE DE MOHR-COULOMB
CAM-CLAY**

avec le comportement de l'Argile des Flandres

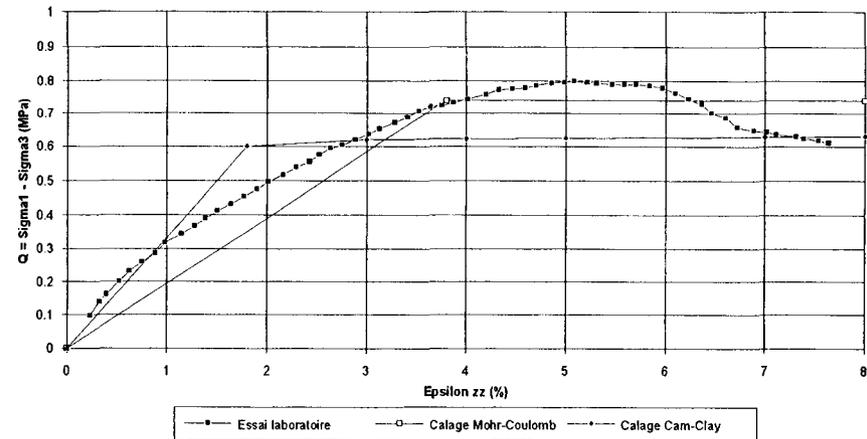
CID 36 - Contrainte effective de consolidation 50 kPa

Essai CID 36 - Thèse Olivier HIENG (1991)

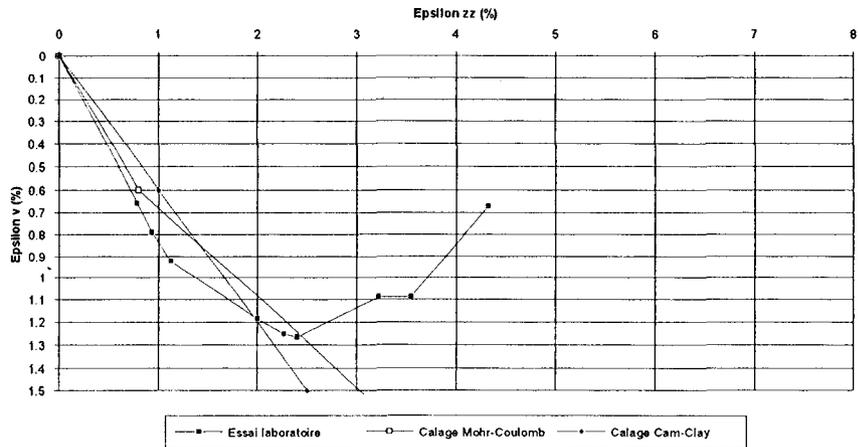


CID 25 - Contrainte effective de consolidation 455 kPa

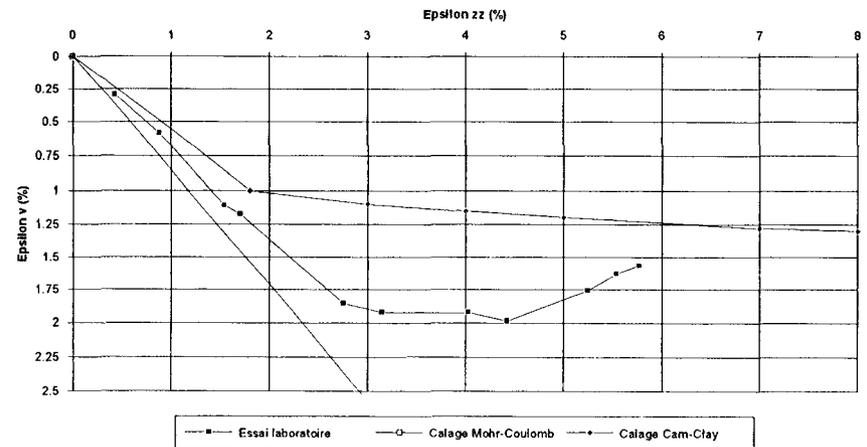
Essai CID 25 - Thèse Olivier HIENG (1991)



Essai CID 36 - Thèse Olivier HIENG (1991)

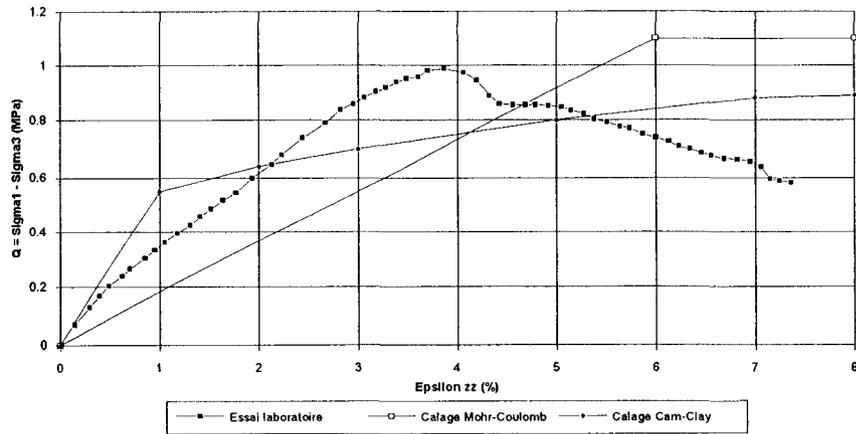


Essai CID 25 - Thèse Olivier HIENG (1991)



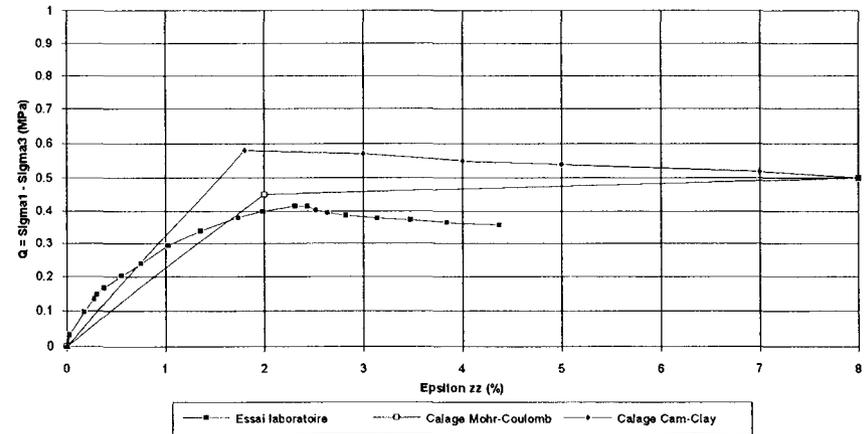
CID 23 - Contrainte effective de consolidation 750 kPa

Essai CID 23 - Thèse Olivier HIENG (1991)

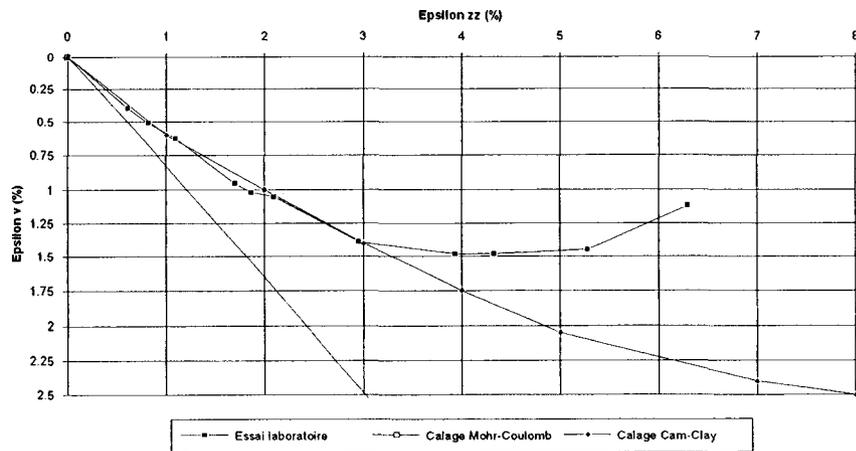


CIU 8 - Contrainte effective de consolidation 410 kPa

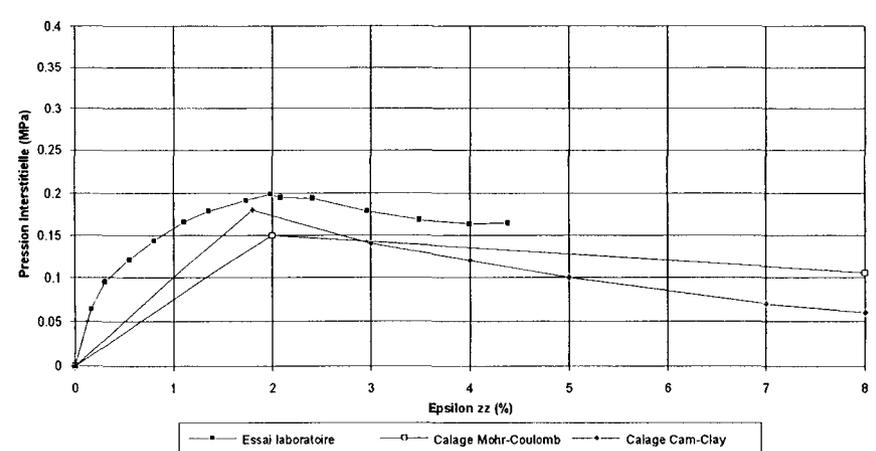
Essai CIU 8 - Thèse Olivier HIENG (1991)



Essai CID 23 - Thèse Olivier HIENG (1991)

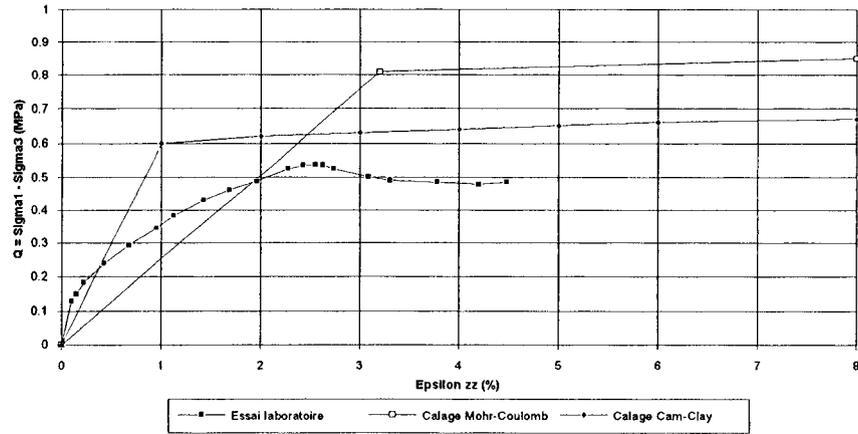


Essai CIU 8 - Thèse Olivier HIENG (1991)



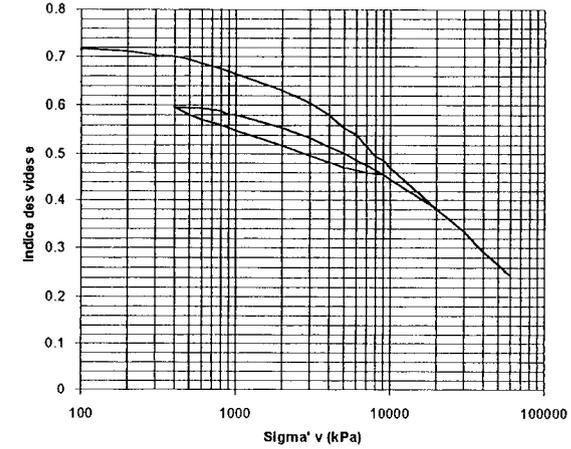
CIU 7 - Contrainte effective de consolidation 790 kPa

Essai CIU 7 - Thèse Olivier HIENG (1991)

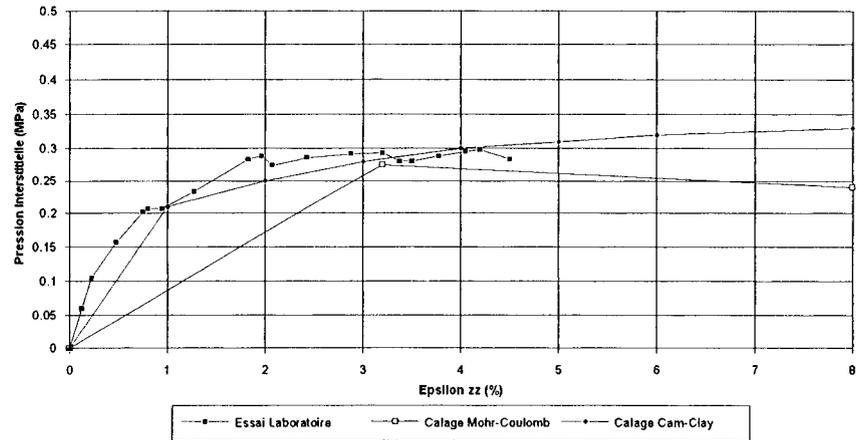


Essai oedométrique 19 à haute pression

ESSAI OEDOMETRIQUE 19 (à haute pression)
Thèse de Olivier HIENG (1991)



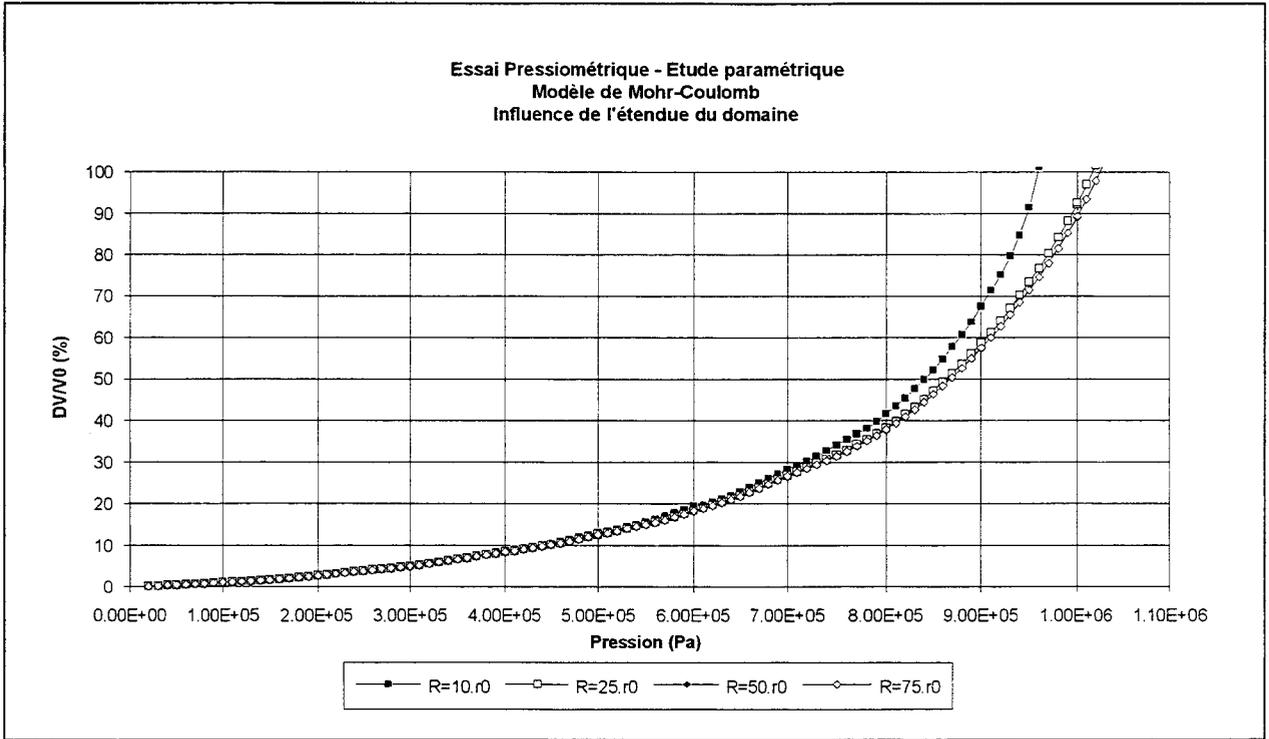
Essai CIU 7 - Thèse Olivier HIENG (1991)



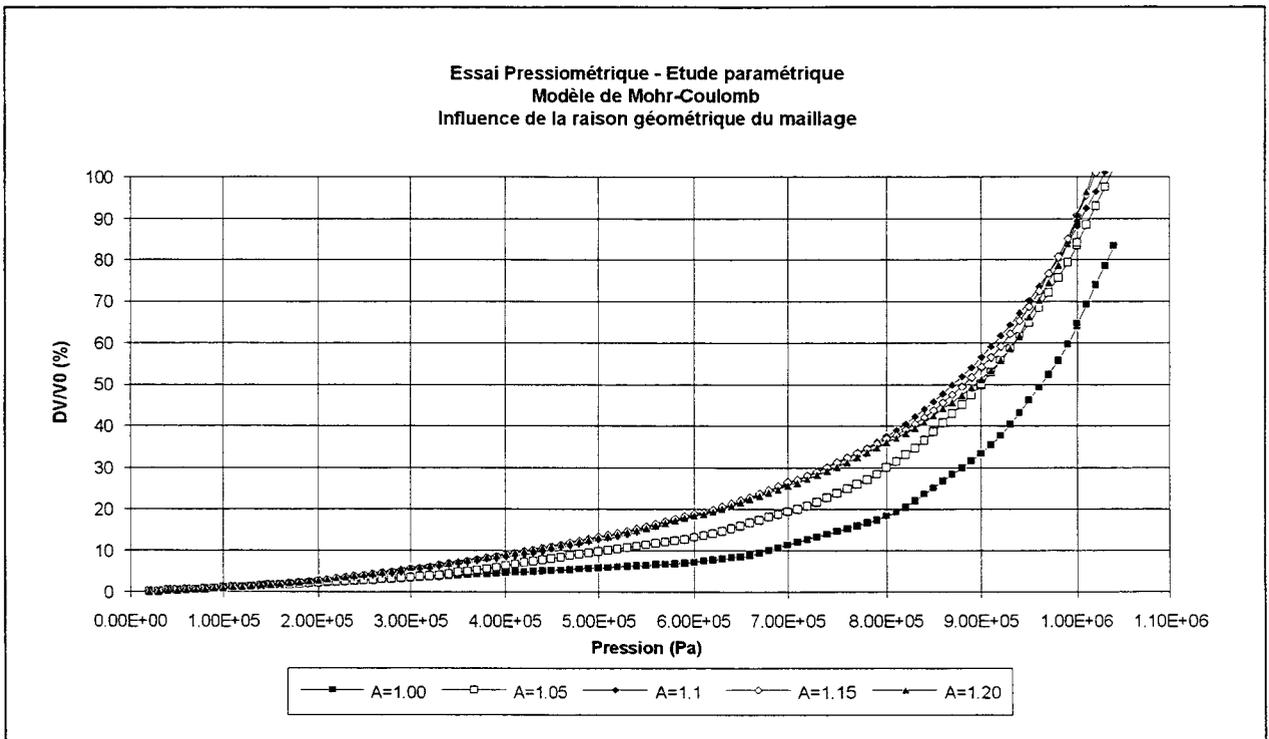
ANNEXE VIII

ETUDES PRELIMINAIRES

**Détermination du rayon R et de la raison
géométrique A du modèle**



Influence de l'étendue du domaine sur la courbe (Pression, Volume)



Influence de la raison géométrique du maillage sur la courbe (Pression, Volume)

ANNEXE IX

**REPRESENTATION DE LA PRESSION INTERSTITIELLE
AU CONTACT SOL-SONDE EN FONCTION
DU CHARGEMENT APPLIQUE**

Pour différentes valeurs de ψ

JOB TITLE : Essai pressiométrique - Biphase Couplé - Modèle de Mohr-Coulomb - Effet de ψ

FLAC (Version 3.30)

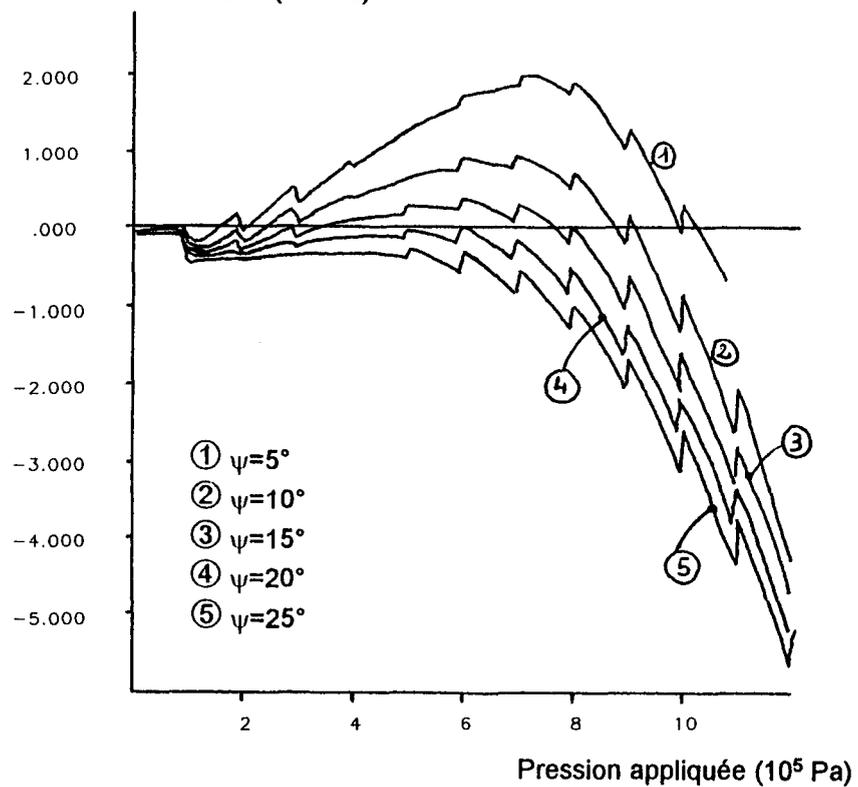
LEGEND

9/26/1995 14:25
step 685421
Cons. Time 9.0027E+02

HISTORY PLOT

Y-axis :
Pore pressure (1, 1)
X-axis :
pres (FISH)

Pression Interstitielle (10^5 Pa)



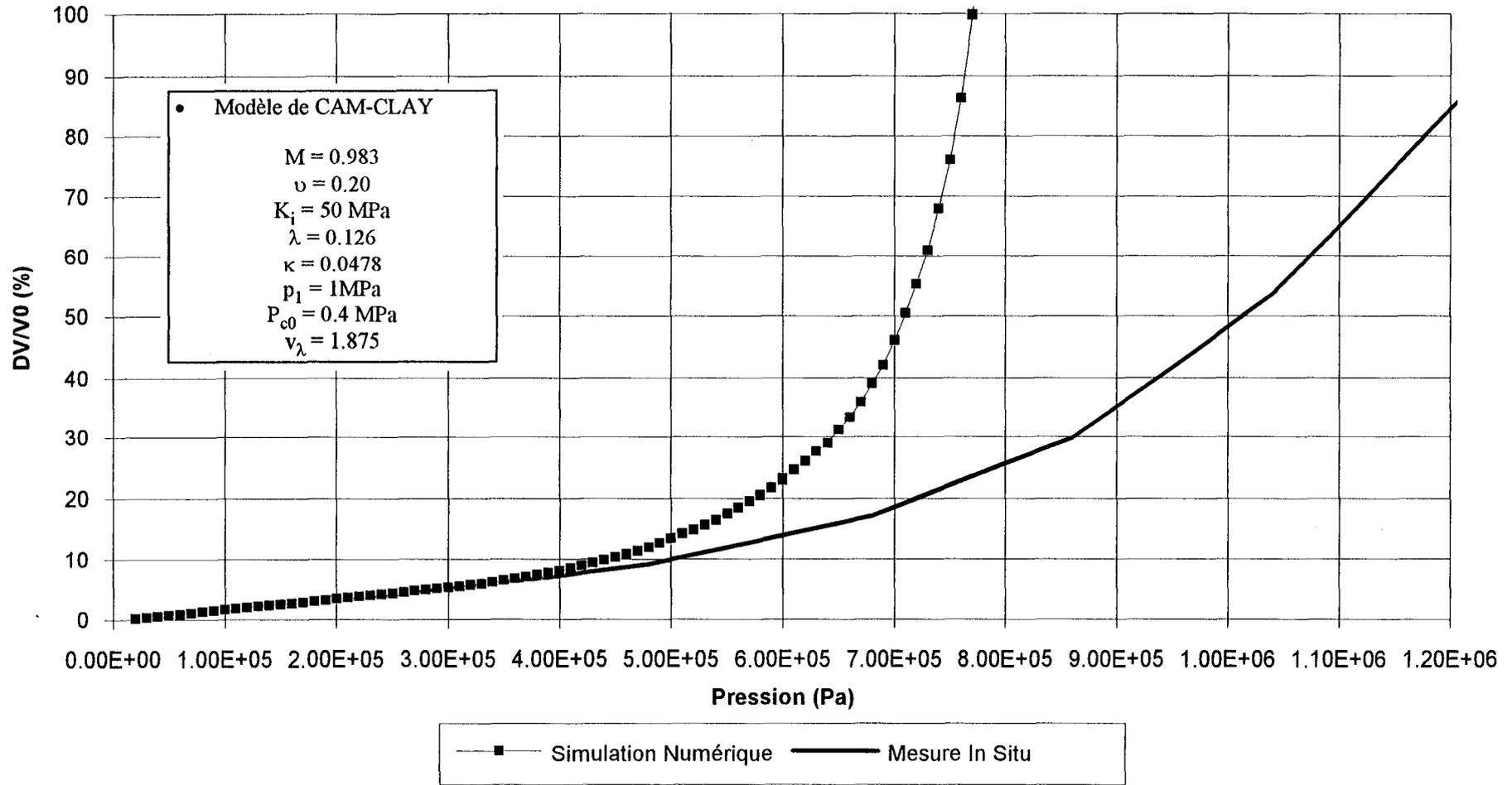
BRGM
Service Sol et Sous-Sol

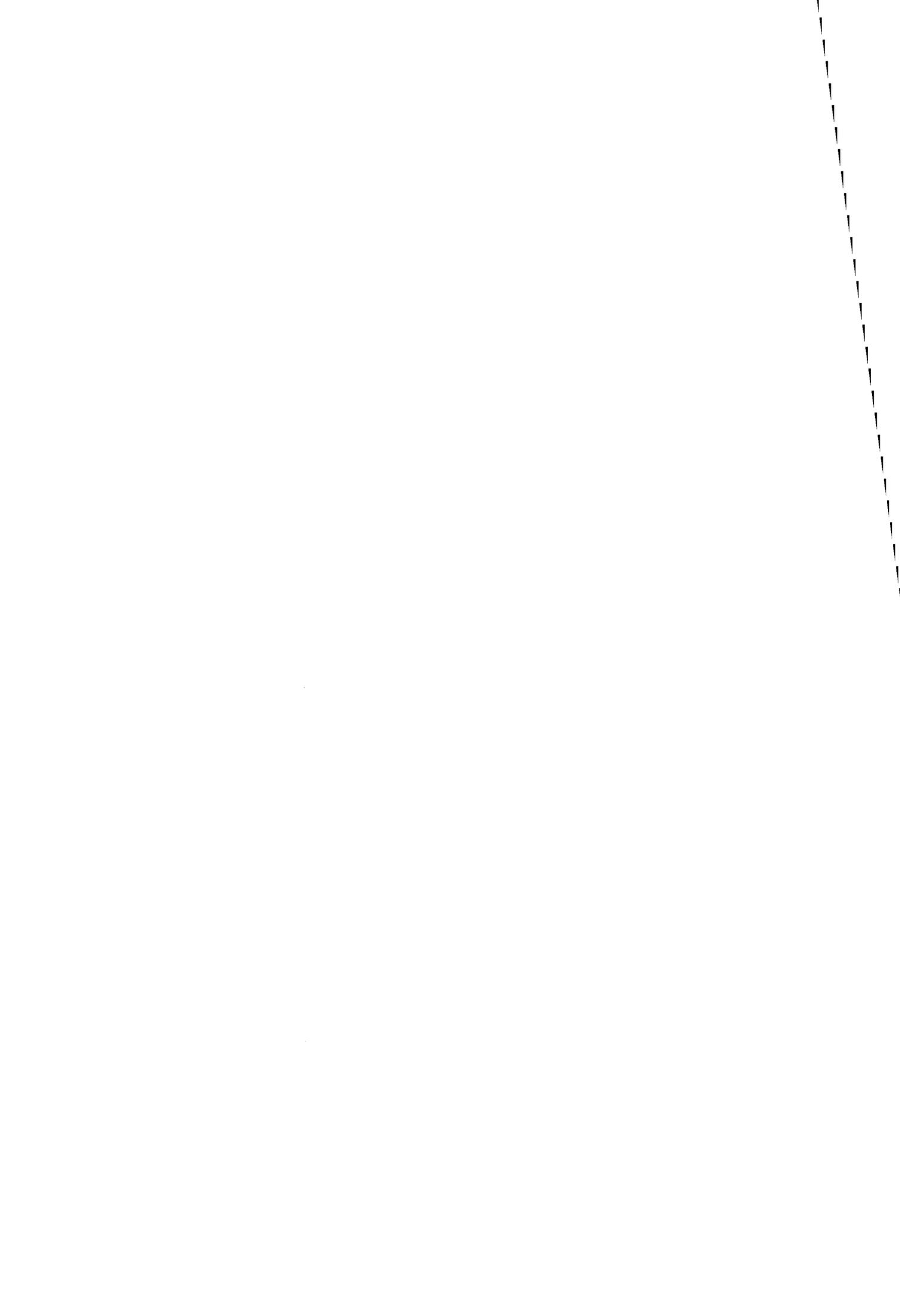
ANNEXE X

SIMULATION DE L'ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE MODELE DE CAM-CLAY

Paramètre P_{c0} déterminé à partir de l'essai CID 36

Essai Pressiométrique - Modèle de Cam-Clay - NCAM5
 Comparaison Simulation Numérique - Mesure In Situ

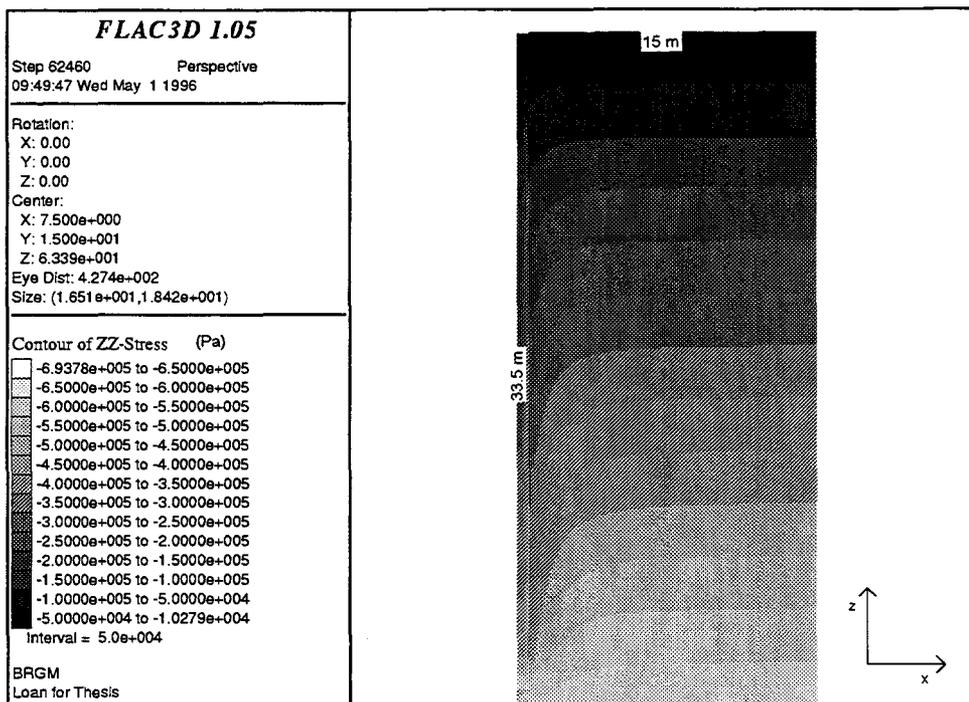
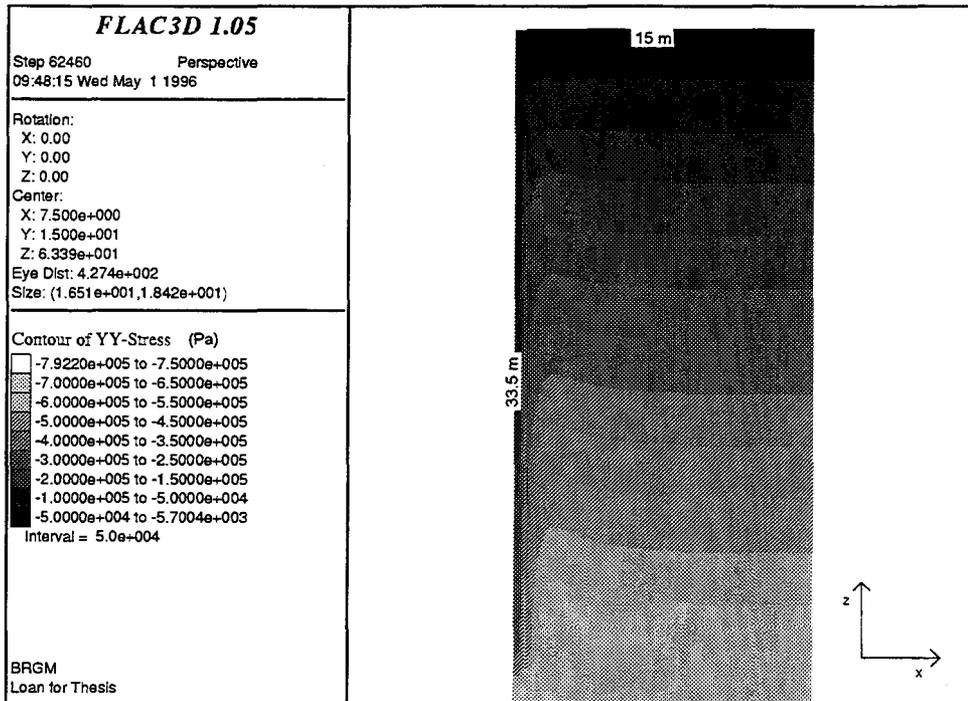


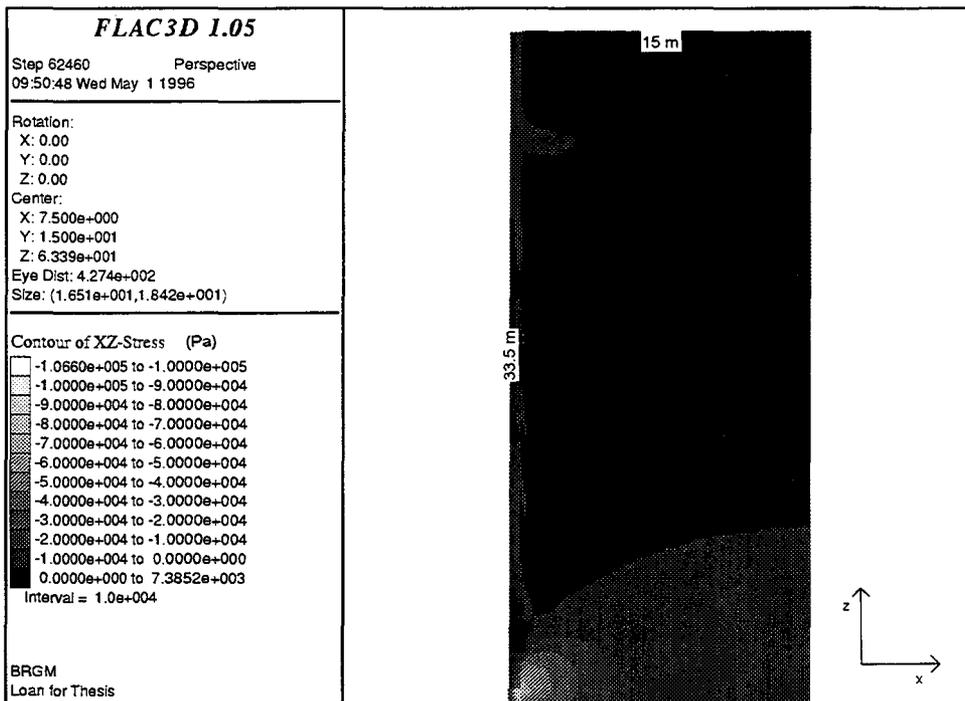
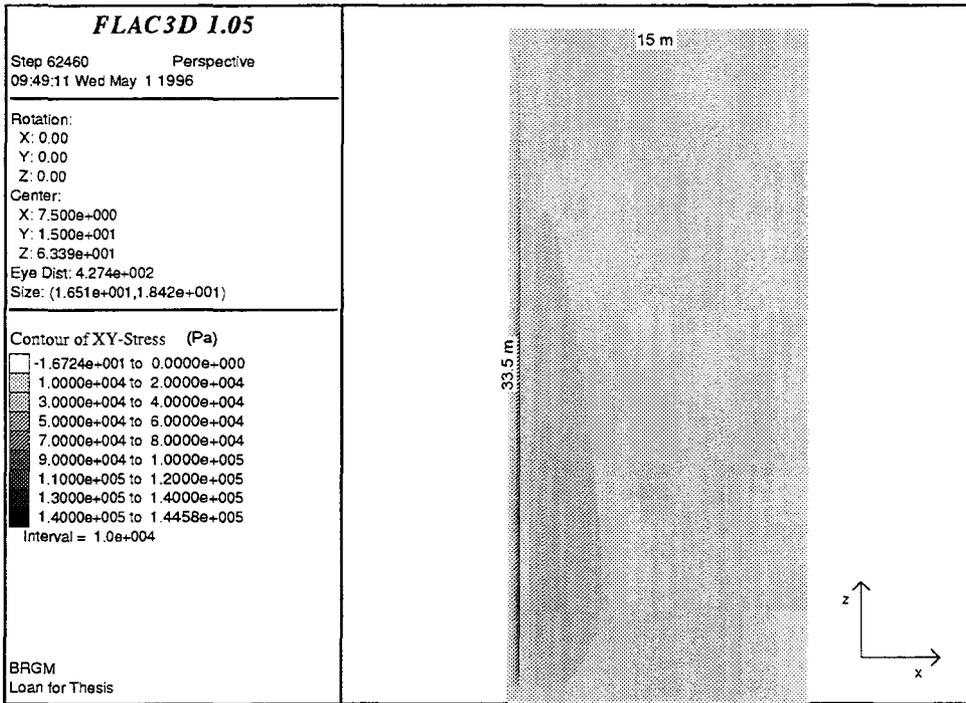


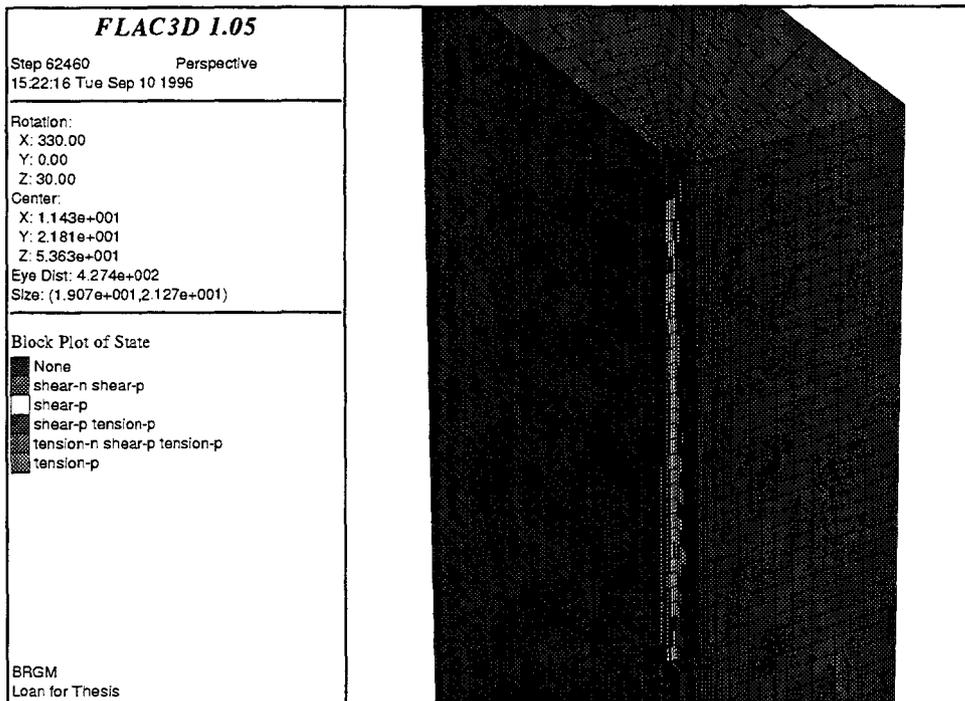
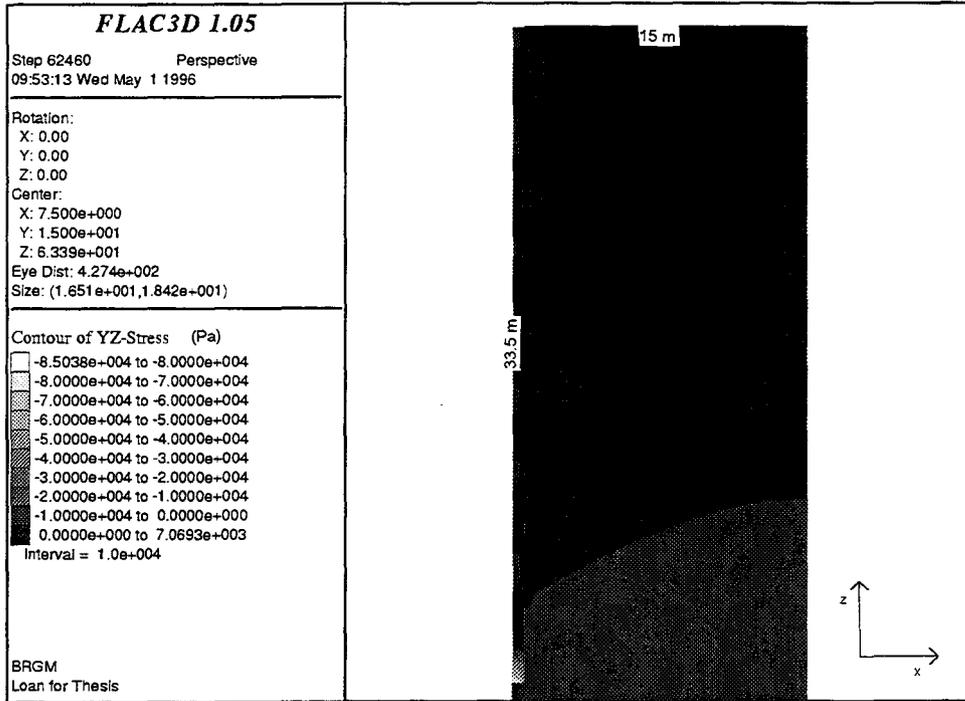
ANNEXE XI

REPRESENTATION DES CONTRAINTES DANS LE PLAN xOz

$$\sigma_{YY} - \sigma_{ZZ} - \sigma_{XY} - \sigma_{XZ} - \sigma_{YZ}$$



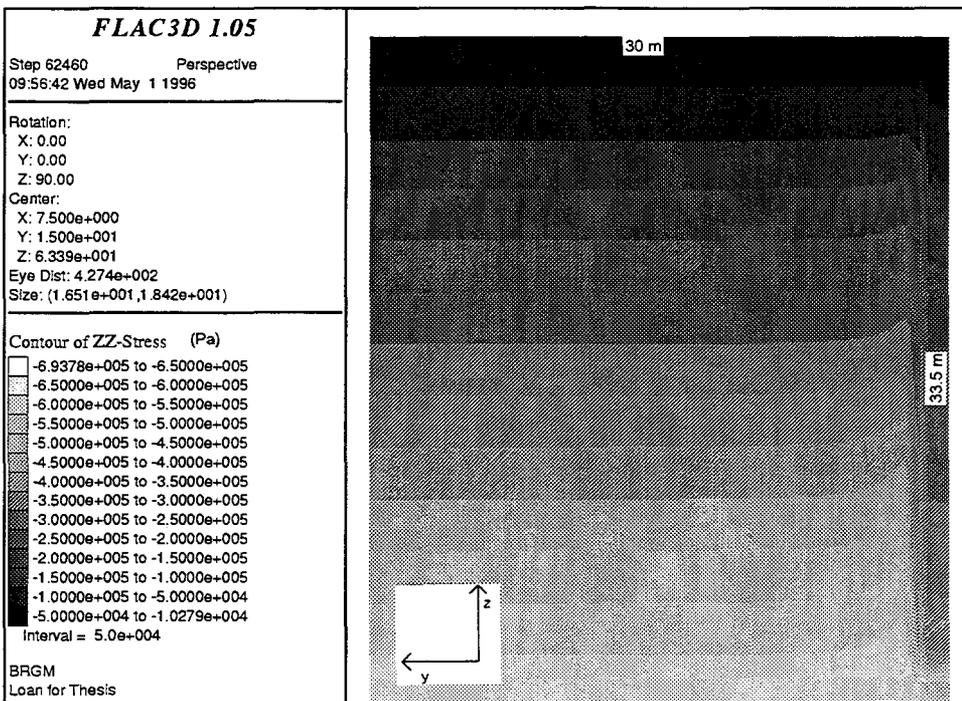
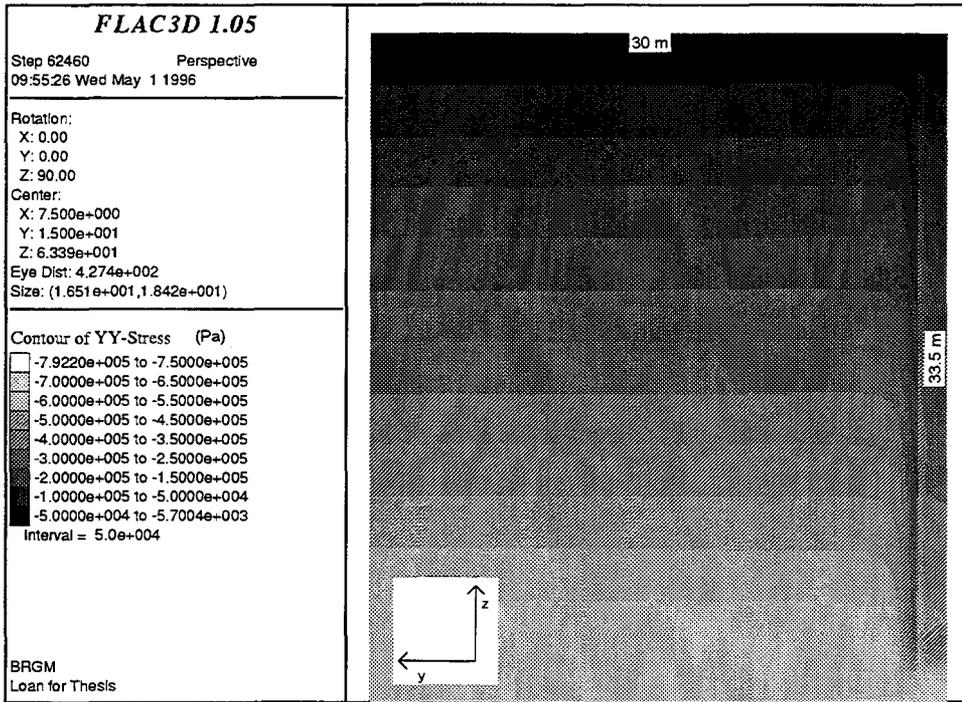


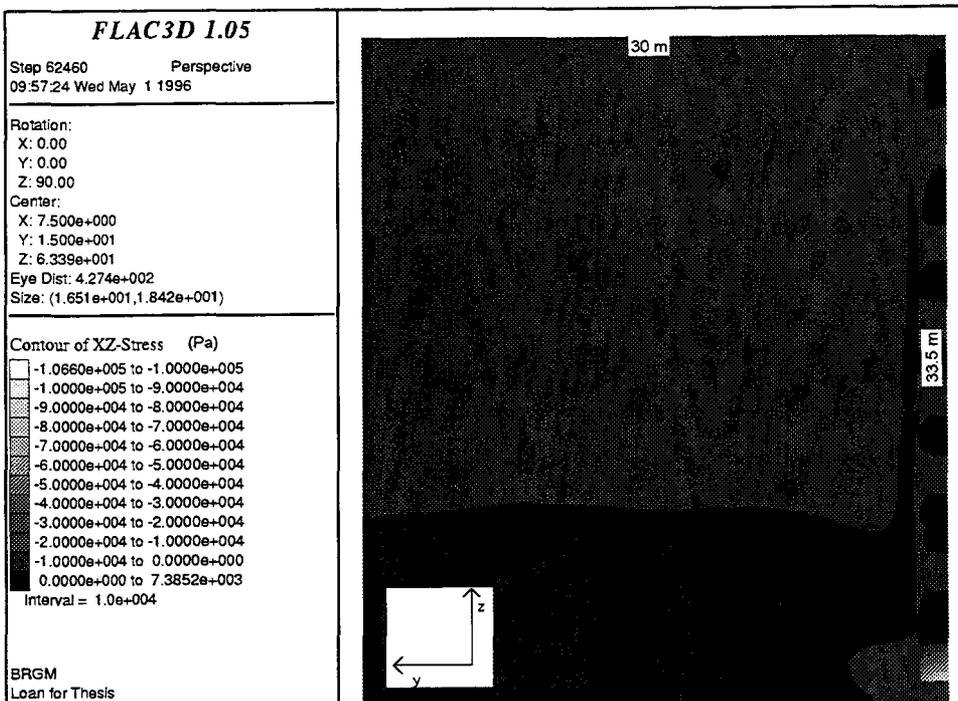
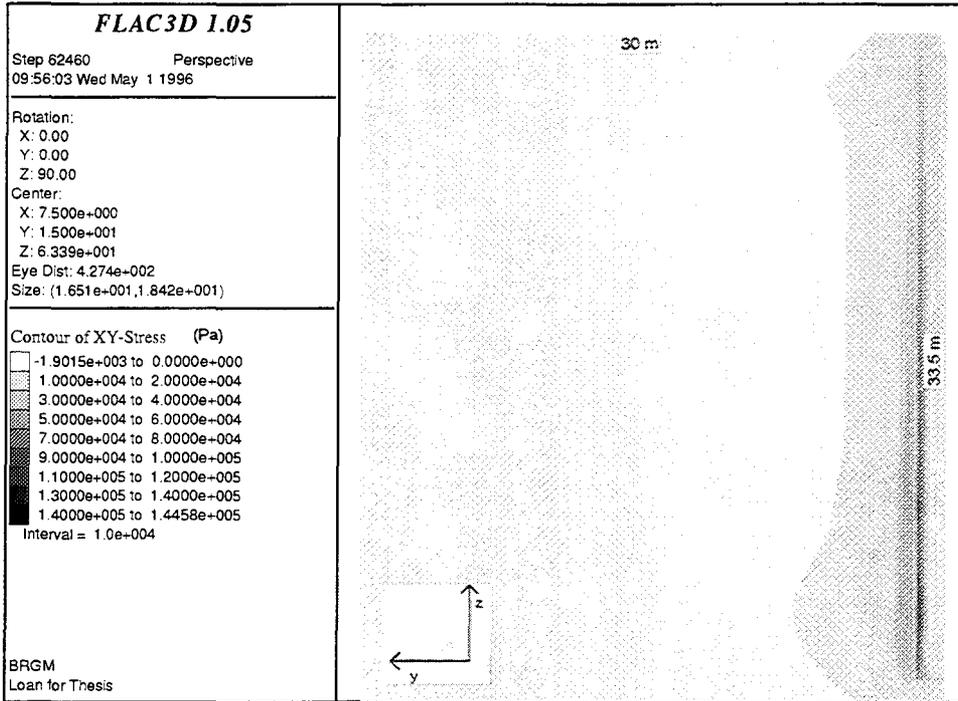


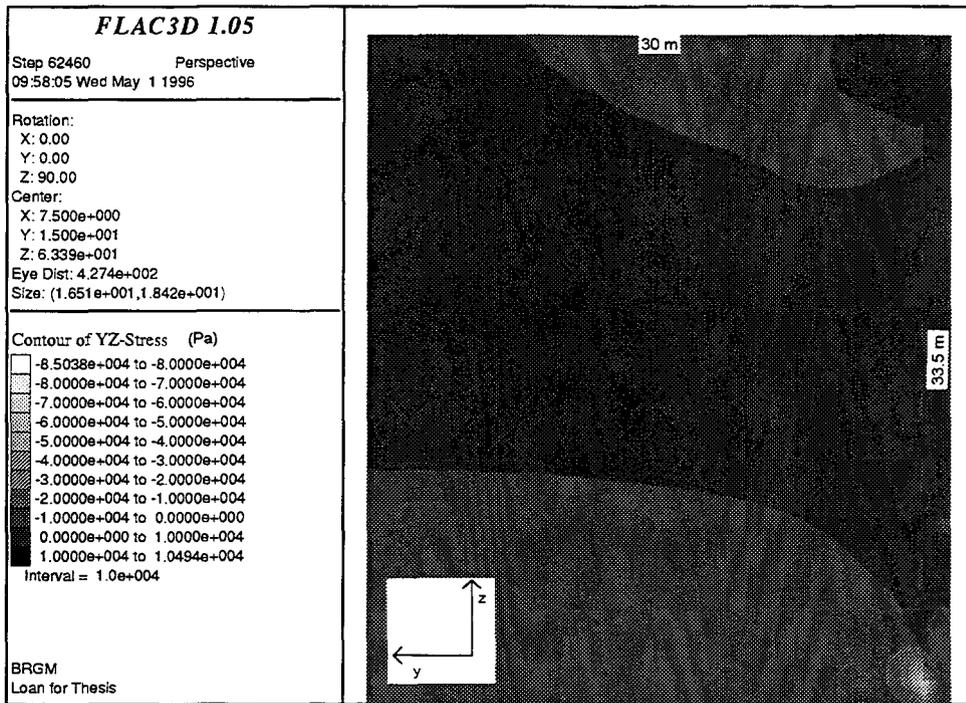
ANNEXE XII

REPRESENTATION DES CONTRAINTES DANS LE PLAN yOz

$$\sigma_{YY} - \sigma_{ZZ} - \sigma_{XY} - \sigma_{XZ} - \sigma_{YZ}$$





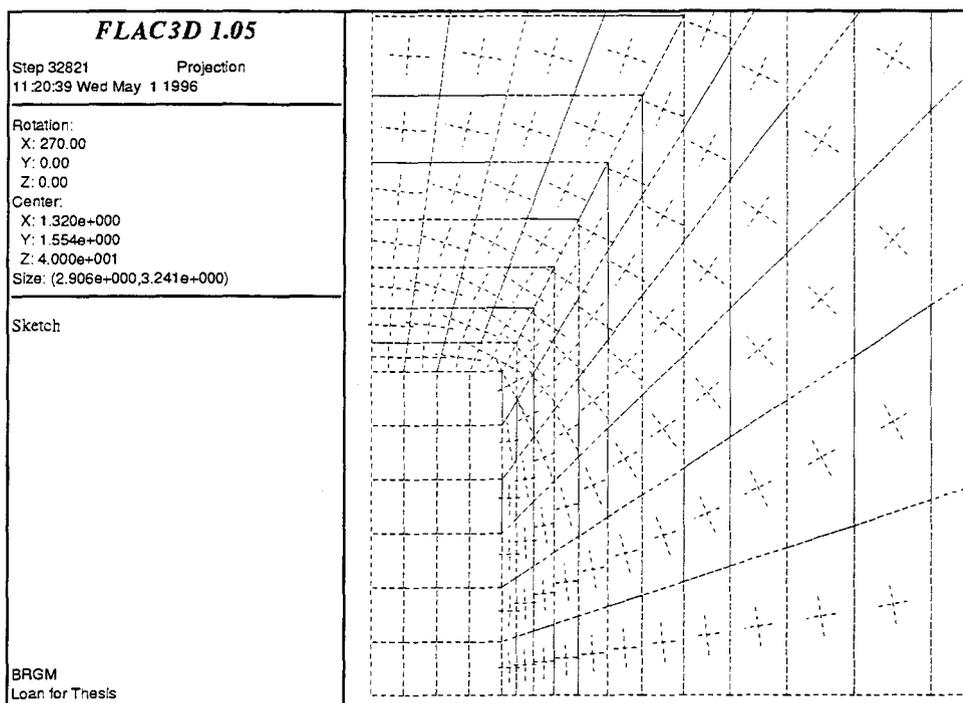


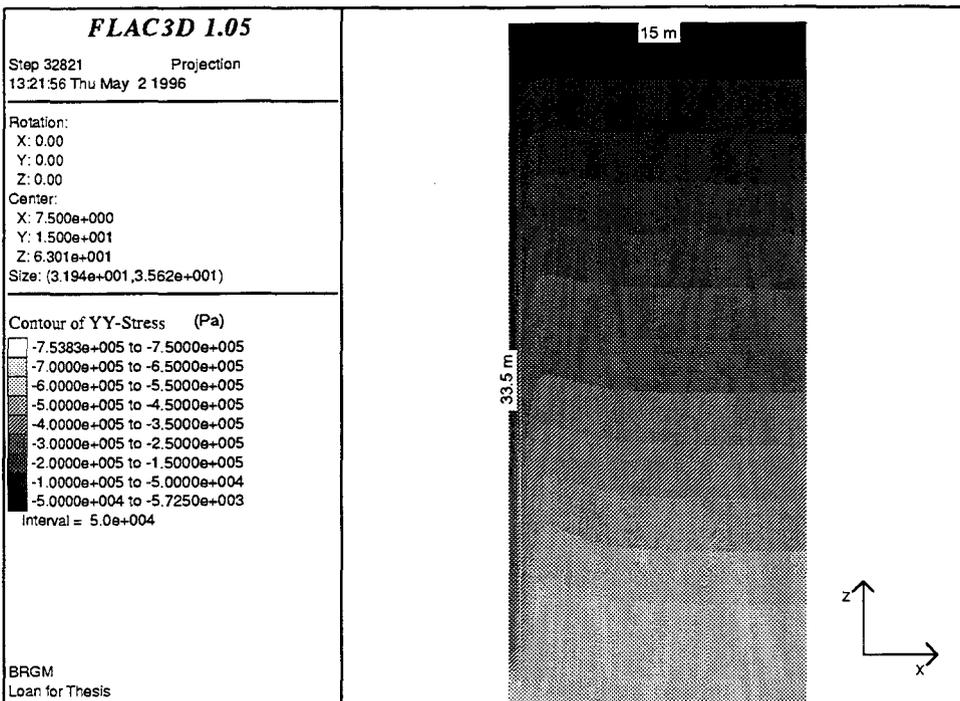
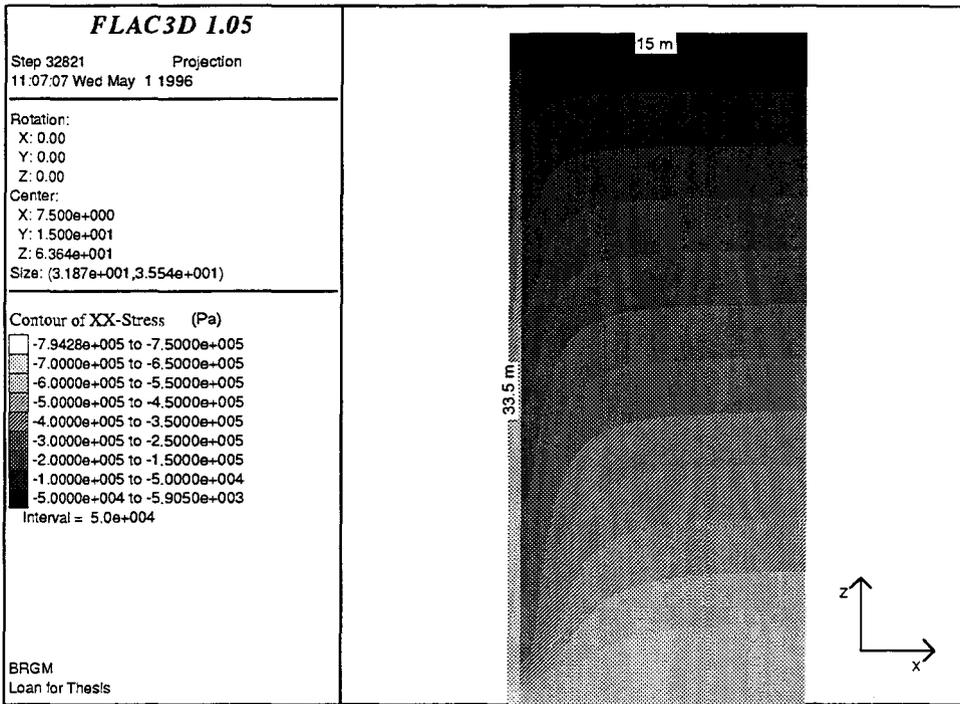
ANNEXE XIII

CONTRAINTES PRINCIPALES DANS UN PLAN // à xOy

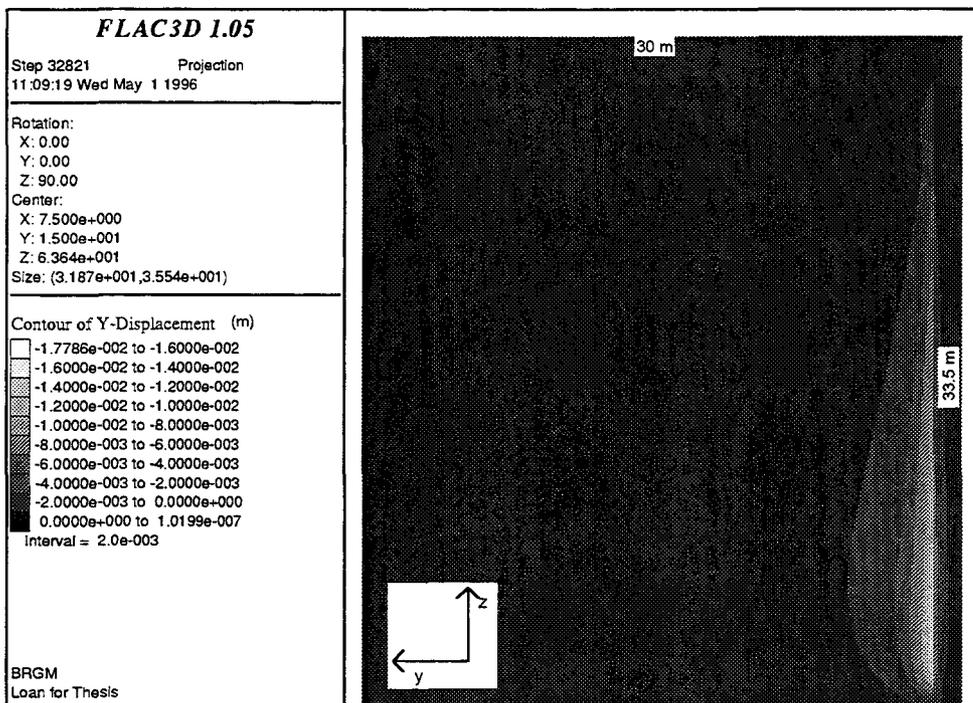
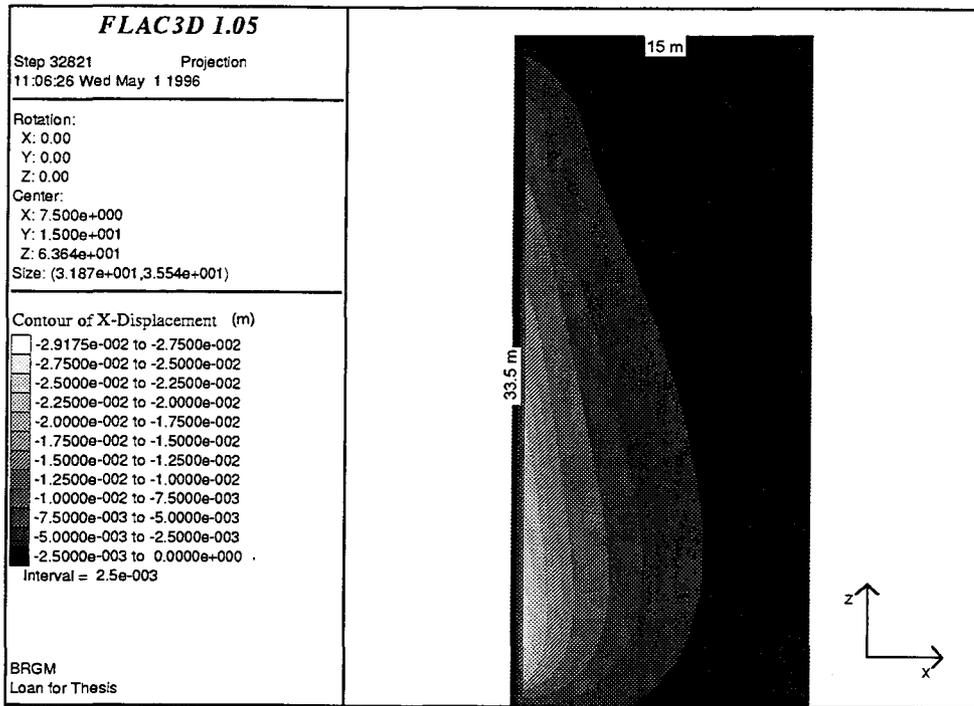
**CONTRAINTES σ_{XX} ET σ_{YY} DANS LE PLAN xOz
DEPLACEMENTS SUIVANT Ox DANS LE PLAN xOz**

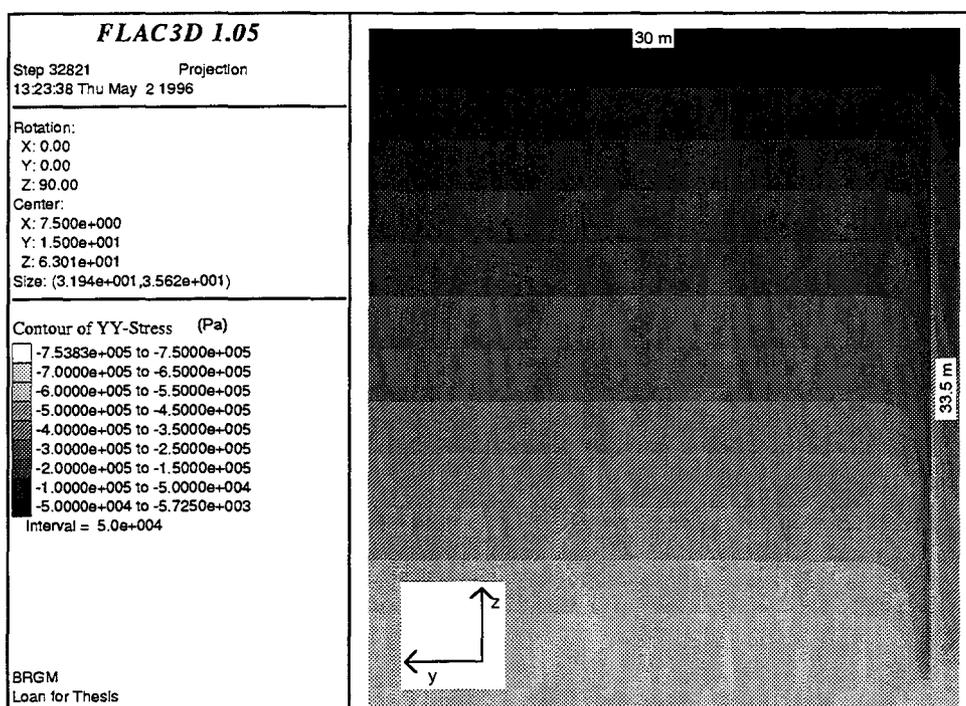
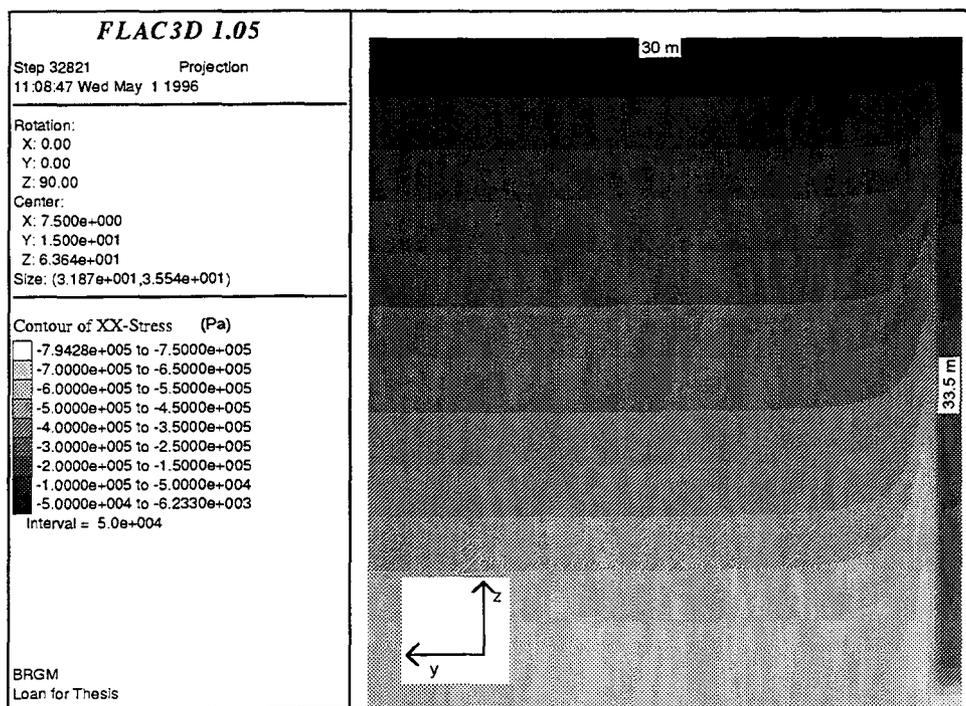
**CONTRAINTES σ_{XX} ET σ_{YY} DANS LE PLAN yOz
DEPLACEMENTS SUIVANT Oy DANS LE PLAN yOz**





ANNEXE XIIIc

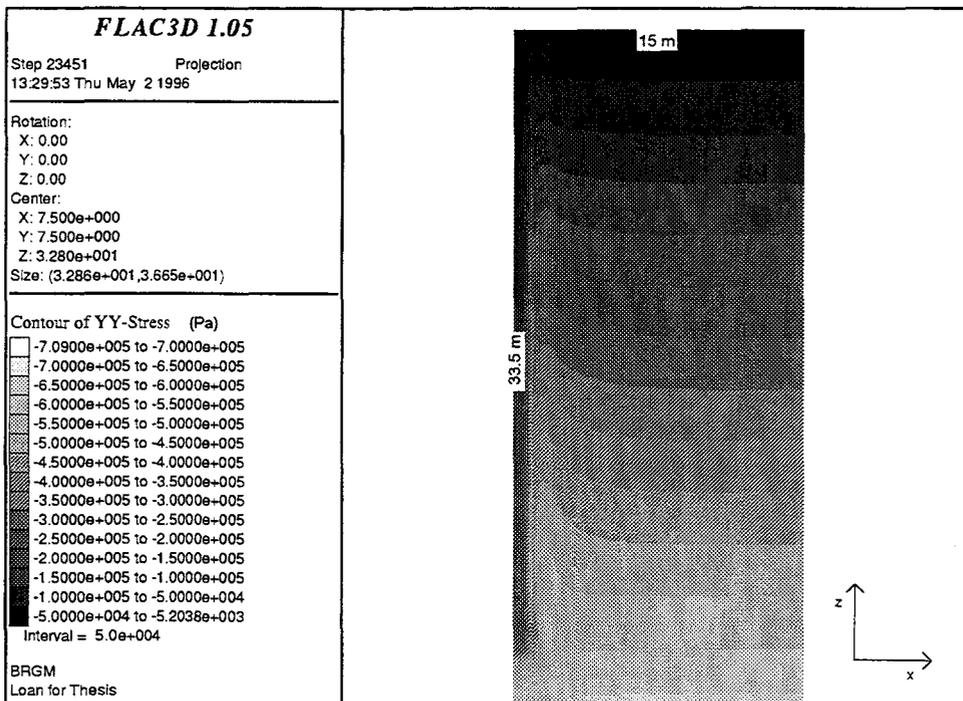
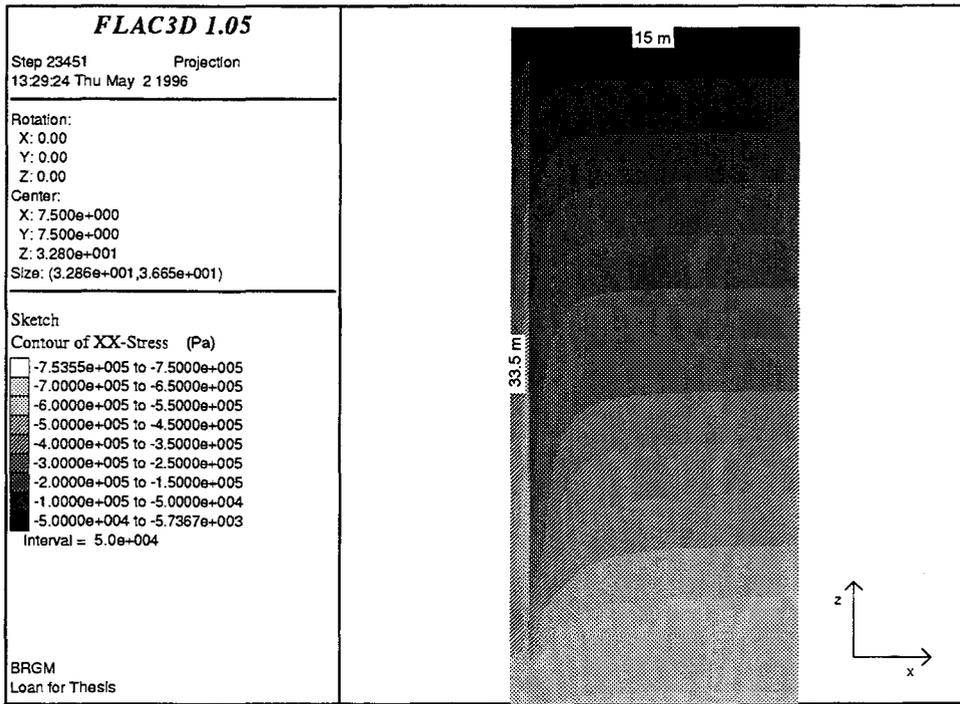




ANNEXE XIV

TRANCHEE CARREE AxA
CONTRAINTES σ_{XX} ET σ_{YY} DANS LE PLAN xOz

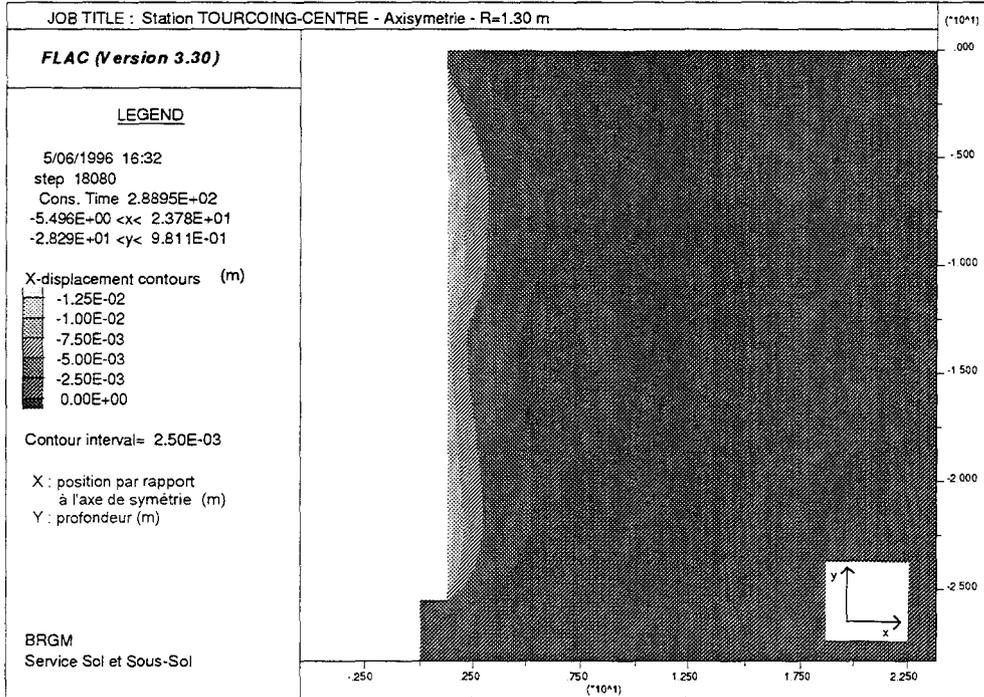
ANNEXE XIV



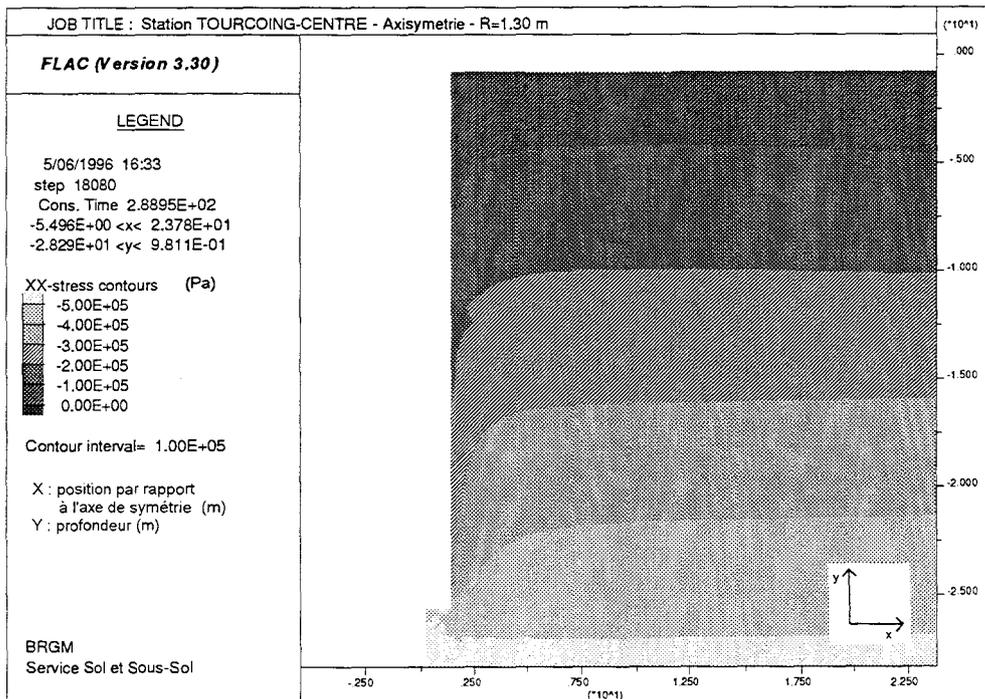


ANNEXE XV

**DEPLACEMENTS RADIAUX
CONTRAINTES TOTALES RADIALES
CHANTIER TOURCOING-CENTRE**



Répartition des déplacements radiaux - TOURCOING-CENTRE



Répartition des contraintes totales radiales - TOURCOING-CENTRE

ANNEXE XVI

PARAMETRES DES MODELES DE COMPORTEMENT DES COUCHES DE SOL

	Module de compressibilité K (MPa)	Module de cisaillement G (MPa)	Masse volumique sèche γ_d (kN/m ³)	Angle de frottement ϕ_u (°)	Angle de dilatance ψ (°)	Cohésion C_u (kPa)	Porosité n	Perméabilité (m/s)
Formations quaternaires	340	35.2	14.8	32	20	50	0.44	2.10 ⁻⁸
Argile altérée	415	43	13.5	10	10	100	0.50	1.10 ⁻⁹
Argile des Flandres	725	75	14.2	8	8	160	0.49	1.10 ⁻¹⁰

Chantier TOURCOING-CENTRE - Calcul monophasique MONO

	M	ν	K_i (MPa)	λ	κ	P_1 (MPa)	P_{c0} (MPa)	$\nu\lambda$	γ_d (kN/m ³)	K_0	K_{perm} (m/s)
Argile des Flandres	0.983	0.20	50	0.126	0.0478	1	1.25	1.73	14.00	1	1.10 ⁻¹⁰

Chantier TOURCOING-CENTRE - Calcul avec le modèle de CAM-CLAY : CAM

	Module de compressibilité K (MPa)	Module de cisaillement G (MPa)	Masse volumique sèche γ_d (kN/m ³)	Angle de frottement ϕ ϕ_u (°)	Angle de dilatance ψ (°)	Cohésion C_u (kPa)	Porosité n	Perméabilité (m/s)
Formations quaternaires	340	35.2	14.8	32	20	50	0.44	2.10 ⁻⁸
Argile altérée	415	43	13.5	10	10	100	0.50	1.10 ⁻⁹
Argile des Flandres	725	75	14.0	8	8	160	0.49	1.10 ⁻¹⁰

Chantier ALMA-GARE - Calcul monophasique MONO

ANNEXE XVII

EXTRAIT DU CIRIA 104

**Design of retaining walls embedded in stiff clay
d'après C. J. PADFIELD et R. J. MAIR, 1984**

7.3 FACTORS OF SAFETY

In design, the equation defining moment equilibrium is directly or indirectly used to ensure that restoring moments exceed overturning moments by a prescribed safety margin. The conventional method of incorporating a safety margin in design is by means of a single factor of safety. This is sometimes referred to as a 'lumped factor', as opposed to partial factors (applicable to different parameters), which are discussed in Section 7.3.2. The purpose of a factor of safety is to take account of uncertainties, and the appropriate value for design principally depends on:

1. The method by which it is incorporated in the design calculation.
2. The soil parameters selected. Variability of soil strata can have a major effect on the design.
3. The geometric parameters. The risk of over excavation or a rise in watertable are particularly important.
4. The values of any imposed loading (e.g. surcharges).
5. The risk of damage to adjacent buildings by ground movements. (However, ground movements around an excavation are not necessarily significantly reduced by increasing the factor of safety. This is discussed further in Section 9).
6. The construction procedure and programme. The design of temporary works is strongly dependent on the phasing of any prop or anchoring systems.

Two distinct approaches may be adopted in the application of the appropriate factor of safety, depending on the design method used by the engineer in selecting soil parameters (see Section 4.1, page 40):

- A. **Moderately conservative** soil parameters, loads and geometry are selected. This is the method most commonly used in practice by an experienced engineer, and the experience to date of appropriate factors of safety has been founded on this conventional approach.
 - B. **Worst credible** soil parameters, loads and geometry are selected. Much lower factors of safety could be adopted with this approach.
- Appropriate values of factors of safety based on these two approaches are discussed in detail in Section 7.4.

No method can allow for gross arithmetic errors of calculation or changes in the geometry (e.g. when a service trench is excavated immediately in front of the wall). Provision of an adequate toe-in is indispensable for a safe design, and because many different effects start to compound if the toe of the wall is too shallow, embedment should be calculated conservatively. Some designers regard 2.5 m as a minimum embedment below excavation level for any single propped wall in stiff overconsolidated clay.

There are three distinct groups of methods by which a reserve of strength may be incorporated into an *in-situ* retaining wall. Each method may be used for short or long-term stability, and they are applicable to both cantilever and single-propped walls.

7.3.1 Factor on embedment

The geometry is adjusted to satisfy equilibrium with fully-mobilised strength. It is then readjusted to provide a safety margin.

This method is probably the simplest to use and to understand. It is explained and illustrated in detail in the US Steel Design Manual⁽⁴⁸⁾, also in the BSC Piling Handbook⁽⁵¹⁾. The only pressure distributions which may be predicted with reasonable certainty are those which occur at collapse of the wall. Full active and full passive pressure distributions are then acting, regardless of the flexibility of the wall, the stiffness of any props or anchors, etc.. Consequently, by adjusting the depth of embedment of the wall, a geometry can be found to represent moment equilibrium with fully mobilised active and passive soil pressures. The wall is theoretically on the point of collapse. It is then necessary to increase the depth of embedment by an empirically-determined factor, F_d . Because of the empirical nature of F_d , it is incorrect to treat it as a factor of safety against overall rotation of the wall. In view of this, *it is recommended that the method should always be checked against one of the other methods*. Particular care may be necessary when softer material exists beneath the calculated depth of embedment.

7.3.2 Parameter values factored

The parameter values are factored to provide a safety margin, and the geometry is adjusted to satisfy equilibrium with the pressures derived from the factored parameters.

This group of methods satisfies the moment equilibrium equation by calculating forces on the basis of factored strength parameters.

Strength factor method

In an effective stress analysis, there are generally two soil strength parameters, c' and ϕ' . In addition, wall friction and adhesion parameters, δ and c_w , are included in the calculation. Because there are different uncertainties associated with each of these parameters, a method of factoring strength potentially involves a factor for each parameter. However, at present there is very little experience of appropriate magnitudes for the different factors when applied to a design calculation. A simplified approach adopted by some designers is to reduce the strength parameters by a single factor of safety, F_s , such that for an effective stress analysis

$$\tan \phi'_m = \frac{\tan \phi'}{F_s}$$

$$c'_m = \frac{c'}{F_s}$$

where ϕ'_m and c'_m are the mobilised values of the respective strength parameters ϕ' and c' . Values of ϕ'_m and c'_m are used in the analysis to obtain the active and passive pressures on the wall. To be consistent, the mobilised angle of wall friction, δ_m , and adhesion, c_{wm} , should be determined by maintaining constant values of the mobilised ratios, $(\delta/\phi')_m$ and $(c_w/c')_m$, equal to the assumed values of δ/ϕ' and c_w/c' , respectively.

Similarly, for a total stress analysis

$$c_{um} = \frac{c_u}{F_s}$$

where c_{um} is the mobilised value of the undrained shear strength, c_u .

The strength factor method is a consistent, logical and reliable method which factors the parameters representing the greatest uncertainty, leaving bulk forces constant and using the moment equilibrium equation. The factor used is a lumped factor covering the various uncertainties listed at the beginning of Section 7.3 and the serviceability requirement. The result is very sensitive to the value of F_s chosen.

Use of a factor on strength leads to an increase in K_a and decrease in K_p , which not only modifies the magnitude but also the relative distribution of earth pressures. This distorts the predicted values for moment in the wall stem. Factored parameters should therefore only be used for stability calculations. As discussed in Section 8, design moments should, in general, only be calculated for unfactored soil parameters.

λ Method

If it is desired to introduce design values which cover the uncertainty individually for each parameter, a system needs to be adopted to ensure that the overall margin provided by the joint action of the several parameters on the governing equations amounts to a reasonable value, compatible with past experience. Safety is not then represented by a lumped factor. The most plausible system presented to date is the method published by Simpson, Pappin and Croft⁽⁵²⁾. The method has an intuitive simplicity and the merit that it presents a smooth interface with CP 110⁽¹⁷⁾, which may be used for design of the wall itself. However, the arithmetical effort involved can be substantial, which tends to detract from its applicability in the routine design office.

The method requires the assessment by the designer of 'worst credible' values for the parameters. This may lead to practical problems through lack of familiarity. In stereotyped design problems, the method presents no special difficulties, because the assignment of values to the λ parameters and the grouping of soil parameters have already been made and tested. However, the method can present important conceptual problems when it is applied to new and complex design configurations. Simpler methods with lumped parameters may be demonstrated to yield equivalent results for straightforward designs. Nevertheless, the method is a useful exercise in rationalising the margin of safety and relating it to the degree of risk to be run.

7.3.3 Moments factored

The geometry is adjusted such that restoring moments exceed overturning moments by a prescribed margin, using fully-mobilised strength parameters. The following two sources of confusion exist with this group of methods:

1. Wall pressures calculated using fully-mobilised soil strength, with the design geometry corresponding to a factor of safety greater than 1.0, relate neither to a physically-meaningful collapse mechanism nor to a working load distribution. The design geometry is stable and only fails if strength drops or loads increase such as to violate equilibrium.
2. In these methods, 'restoring' moments should always exceed 'overturning' moments, so the moment equilibrium relation never represents a state of limiting equilibrium, merely the ratio of restoring to overturning moments. However, there is no unique method of constituting the ratio

$$\frac{\text{restoring moments}}{\text{overturning moments}} = \text{factor of safety, } F$$

The pressure distributions in the three principal methods are shown in Figure 62. All of these give different answers, unless the factor of safety is 1.0, when all the methods agree. Water pressures may be included net or gross. Net pressures⁽⁵¹⁾ or gross pressures^(46,47) may be used, but there are important differences, as discussed below. 'Net available passive resistance'⁽⁵³⁾ may be used rather than the full distribution of active and passive pressures.

All the alternatives give different values of factor of safety which behave differently as geometry and strength parameters are varied. Each of the methods has its own characteristic range of safety factor, the use of which in each of the methods gives an equivalent design. There is no rigorous justification, other than one rather loose analogy, for judging between the methods. The most powerful justification is simply empirical: the successful demonstration that a method is well conditioned and well behaved over the full range of normal design geometries and material parameter values. The three principal methods of factoring moments follow.

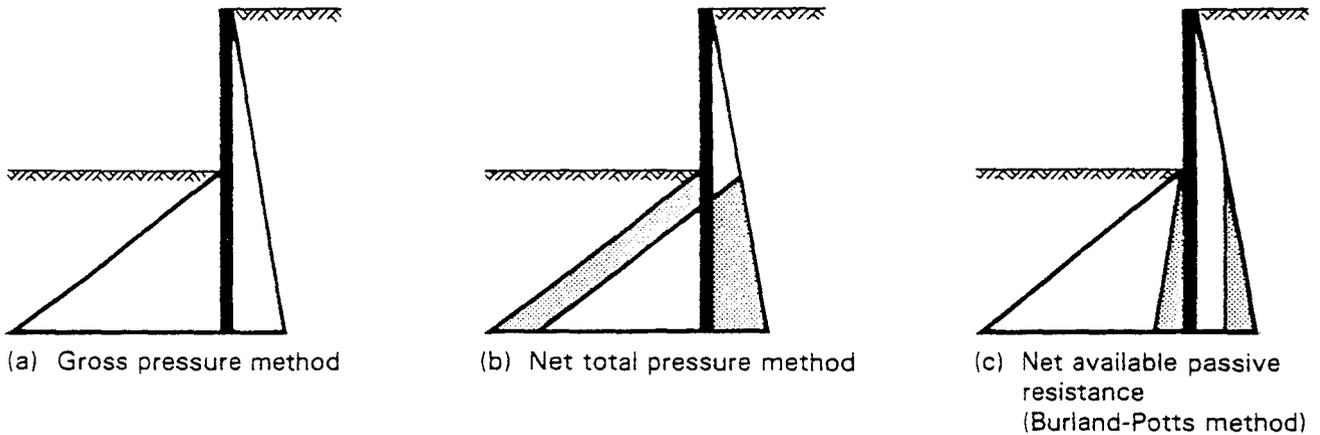


Figure 62 *Different methods of assessing the ratio of restoring moments to overturning moments*

Gross pressure method

This method is described in CP2⁽⁴⁶⁾, and it consists of only factoring the gross passive pressure diagram. Water pressures are not factored: net water pressures are calculated and included in the bottom line of the equation

$$F_p = \text{factor of safety} = \frac{\text{restoring moments}}{\text{overturning moments}}$$

There is often some mechanical justification in factoring the restoring moments in that the total passive *force* is only partially mobilised at working load, even though the passive *pressure* often is fully mobilised for some distance below excavation level (but not over the full depth of the wall). CP2 only considers the design of walls in clays in terms of the gross pressure method and total stress (i.e. in terms of undrained shear strength). The method may be illogical for soft clay^(53,54), and it does not appear consistent, because the bulk weight of the soil is in effect being factored. For effective stress analyses, it may be argued for the case when $c' = 0$, where the method reduces to applying a factor to K_p , that it belongs to the second group of methods (see Section 7.3.2), although K_p is not strictly a parameter value.

When the method is used with effective stress analysis, it is conservative for permanent works design in the case of most clays if the conventional value of $F_p = 2.0$ is adopted. This is discussed further in Section 7.4.

Net total pressure method

Elimination of all balancing loads from the equilibrium equation, leaving only the unbalanced loads, grossly alters the factor of safety obtained from the moment equilibrium relationship. The factor of safety is defined as

$$F_{np} = \frac{\text{Moment from net passive pressure}}{\text{Moment from net active pressure}}$$

In other words, as shown in Figure 62(b), the factor of safety is equal to the ratio of the moment of the unshaded area on the passive side of the wall to the moment of the unshaded area on the active side. To obtain a conventionally-satisfactory design consistent with the other design methods, very large values of F_{np} have to be used. This approach diverges so much from accepted practice that dangerous errors are likely to result. The discrepancies between F_{np} values and factors of safety determined by other methods have been well illustrated^(53,54). If a design is produced using the net pressure method with F_{np} of the order of 2, a marginally safe design should result, but very little margin is built in for error, and strength may be expected to be almost completely mobilised, with correspondingly large ground movements. *The method is not recommended.*

In the calculation of factor of safety, the exact formulation of any moment relation is very important, because, whatever grouping of forces is selected for the calculation of restoring moments, the magnitude of restoring moments should exceed that of overturning moments by a factor, and the appropriate value depends on the formulation.

Burland – Potts method

This method has been developed and described by Burland, Potts and Walsh⁽⁵³⁾, and a further detailed comparison with the other available methods is given by Potts and Burland⁽⁵⁴⁾. It consists of eliminating some of the balancing loads from the moment equilibrium equation, and it arose out of a search for a consistent method which resulted in the calculation of one single lumped safety factor while avoiding some of the unsatisfactory attributes of the other methods. The method derives from an analogy drawn between the distribution of forces at equilibrium under, and adjacent to, a footing which is on the point of failure, and the distribution of forces which act if strength is fully mobilised on both the active and the passive sides of a stable retaining wall. The resulting safety factor is defined as

$$F_r = \frac{\text{Moment of net available passive resistance}}{\text{Moment activated by retained material (including water) and surcharge}}$$

The simplest way of arriving at the safety factor using this method is to draw a vertical line on the active pressure diagram from the level of the excavation, as shown in Figure 62(c). The shaded area is then subtracted from the passive resistance to give the net passive resistance, which is available to resist the net active resistance given by the unshaded area behind the wall. A full explanation of the assumptions made in the Burland-Potts method is given in Appendix A, on pages 95 and 97.

The analogy forming the basis of this method does not represent more than an illustration which points the way to a particularly fortunate allocation of loads to the top and the bottom of the factor of safety equation. However, it appears that, compared with others, the method leads to a consistent lumped factor of safety throughout the practical range of soils and wall geometries.

7.4 CHOICE OF METHOD AND APPROPRIATE FACTOR OF SAFETY FOR DESIGN

The four options recommended for design of the wall embedment for any cantilever or propped wall are listed in Table 5, together with the appropriate factors of safety. Personal preference plays a part in choosing which method to use. It may be advisable to use two methods to check that similar geometries are obtained. This is particularly important in the case of the factor on embedment, F_d , method, which is empirically based.

Summaries of the method of calculation for the four options are given in Appendix A, pages 94 to 98, for both cantilevers and propped walls. Worked examples are presented in Appendices B and C.

The appropriate factors of safety in Table 5 are grouped in two columns, depending on the design approach adopted. In Column A, factors are listed on the basis that moderately conservative soil parameters, geometry and loading have been adopted in the design. The selection of moderately conservative soil parameters, embodied in design approach A are discussed in Section 4.1, page 40. The factors given are generally based on current practice, and they are reasonably consistent with each other. Of particular relevance is the variation of appropriate values of the factor F_p with ϕ' . Comparisons of the different methods using effective stress calculations show that a constant value of 2.0 for F_p (as recommended by CP2⁽⁴⁶⁾) leads to very conservative designs for clays with lower values of ϕ' ^(53 to 55). This is illustrated in some of the worked examples in Appendices B and C, for which sensitivity calculations have also been performed.

Table 5 Recommended factors of safety for determining a stable wall geometry in stiff clays

Method		Design approach A		Design approach B		Comments
		Recommended range for moderately conservative parameters (c' , ϕ' , or c_u)		Recommended minimum values for worst credible parameters ($c' = 0$, ϕ')		
		Temporary works	Permanent works	Temporary works	Permanent works	
Factor on embedment F_d	Effective stress	1.1 to 1.2 (usually 1.2)	1.2 to 1.6 (usually 1.5)	Not recommended	1.2	This method is empirical. It should always be checked against one of the other methods
	Total stress*	2.0	—		—	
Strength factor method F_s	Effective stress	1.1 to 1.2 (usually 1.2 except for $\phi' > 30^\circ$ when lower value may be used)	1.2 to 1.5 (usually 1.5 except for $\phi' > 30^\circ$ when lower value may be used)	1.0	1.2	The mobilised angle of wall friction, δ_m , and wall adhesion, c_{wm} , should also be reduced (see Section 7.3.2)
	Total stress*	1.5	—	—	—	
Factor on moments: CP2 method F_p	Effective stress	1.2 to 1.5	1.5 to 2.0	1.0	1.2 to 1.5	These recommended F_p values vary with ϕ' to be generally consistent with usual values of F_s and F_r
	$\phi' \geq 30^\circ$	1.5	2.0	1.0	1.5	
	$\phi' = 20$ to 30°	1.2 to 1.5	1.5 to 2.0	1.0	1.2 to 1.5	
	$\phi \leq 20^\circ$	1.2	1.5	1.0	1.2	
Total stress*	2.0	—	—	—	—	
Factor on moments: Burland-Potts method F_r	Effective stress	1.3 to 1.5 (usually 1.5)	1.5 to 2.0 (usually 2.0)	1.0	1.5	Not yet tested for cantilevers. A relatively new method with which little design experience has been obtained
	Total stress*	2.0	—	—	—	

* Total stress factors are speculative, and they should be treated with caution (see opposite).

Notes:

1. In any situation where significant uncertainty exists, whether design approach A or B is adopted, a sensitivity study is always recommended, so that an appreciation of the importance of various parameters can be gained.
2. Only a few of the factors of safety recommended in Table 5 are based on extensive practical experience, and even this experience is recent. At present, there is no well-documented evidence of the long-term performance of walls constructed in stiff clays, particularly in relation to serviceability and movements. However, the factors recommended in the table are based on the present framework of current knowledge and good practice.
3. Of the four factors of safety recommended, only F_p depends on the value of ϕ' .

The factors given for the total stress calculations in Column A are more speculative, and they should be treated with caution. The need for considerable experience in total stress design of walls for temporary conditions in stiff clays was highlighted in Section 6. The factors given in Table 5 are based on current practice, but considerable care is needed in selection of the appropriate undrained shear strength parameters.

The factors listed in Column B of Table 5 are based on the premise that worst credible soil parameters, geometry and loading are adopted in the design. The selection of worst credible soil parameters (design approach B) is outlined and discussed in Section 4.1, page 40. Design approach B is not recommended for total stress analysis, and therefore no factors are given. If the factors in Column B are adopted, the porewater pressures assumed in the effective stress analysis should be the final equilibrium distribution corresponding to the long term, even in the case of temporary works design. If reduced porewater pressures are assumed, as discussed in Section 6.3, higher factors should be used.

