



Université Batna 2
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Thèse

En Vue de l'Obtention du Diplôme de
Doctorat 3^{ème} Cycle LMD

Option
Géotechnique et Ouvrages en Interaction

Présentée par
Mohammed BEGHOUL

Thème

Mouvements Engendrés par le Creusement de Tunnels à l'aide de Tunneliers à Front Pressurisé - Approche Numérique Tridimensionnelle -

Soutenue publiquement à Batna le : / /

Devant le jury

M^r. KARECH Toufik	Président	Professeur	Université Batna 2
M^r. DEMAGH Rafik	Rapporteur	M.C.A	Université Batna 2
M^r. ABBECHE Khelifa	Examineur	Professeur	Université Batna 2
M^r. MELLAS Mekki	Examineur	Professeur	Université Biskra
M^r. MABROUKI Abdelhak	Examineur	Professeur	Université Biskra

Dédicace

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers,

A LA MEMOIRE DE MON PERE

Ce travail est dédié à mon père, décédé trop tôt, qui m'a toujours poussé et motivé et qui restera une source d'inspiration pour moi.

J'espère que, du monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'un fils qui a toujours prié pour le salut de son âme. Puisse Dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde !

A MA CHERE MERE

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me porter depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices. Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie.

*A mes frères « **Salim et Samir** » et mes sœurs « **Afaf et Nadjat** » qui, grâce à eux, j'ai eu la volonté et le courage de poursuivre mes études.*

REMERCIEMENTS

Ma plus profonde gratitude va bien évidemment à mon directeur de thèse Dr. Rafik DEMAGH, qui m'a proposé ce travail de thèse et qui m'a encouragé, soutenu et orienté tout au long de ces cinq dernières années de recherche.

Je tiens à remercier également le Professeur Adam BEZUIJEN pour m'avoir accueilli chaleureusement au sein de son laboratoire de Géotechnique à l'université de Gand en Belgique, mais aussi pour ses remarques et ses critiques précieuses et fructueuses qui m'ont permis d'améliorer la qualité de ce travail.

Je remercie aussi ma famille et mes amis pour l'aide et le soutien qu'ils m'ont apportés au cours de ces années de recherche.

Enfin, je tiens à remercier tous les membres du Jury qui ont accepté de juger ce travail de thèse.

RESUME

Dans un contexte mondial d'accroissement de la demande en travaux souterrains en sites urbains, on doit disposer d'outils et de méthodes performants pour concevoir des ouvrages sûrs, à risques évalués et maîtrisés. La prévision des tassements provoqués par le creusement de tunnels en site urbain repose largement sur des méthodes empiriques. Cependant, les approches empiriques, analytiques ou numériques qui calculent directement la phase finale des tassements s'avèrent insuffisantes. Il est par conséquent nécessaire de développer et de valider des outils de simulation permettant de prédire les mouvements et les déformations des terrains en relation avec les techniques de creusement choisies.

Dans ce mémoire, on propose une procédure de simulation numérique tridimensionnelle pour la prévision des tassements engendrés par le creusement mécanisé à l'aide de tunneliers avec bouclier à front confiné. Cette approche numérique, qui est basée sur des modèles différences finies tridimensionnelles avec FLAC^{3D}, a permis de cerner l'incidence des paramètres de conduite tels que la pression de confinement au front, la conicité du bouclier, la pression et le volume d'injection du vide annulaire, tout en considérant l'intégralité du contexte de creusement (médiocrité des terrains, talus en surface...etc.)

La confrontation des résultats de simulations avec les mesures in-situ collectées sur trois sections différentes du métro de Vaise à Lyon a prouvé que les approches numériques tridimensionnelles sont les plus appropriées pour l'analyse et la prédiction des tassements générés par le creusement complexe de tunnels à l'aide de tunneliers à front pressurisé.

Mots-clés : Tunnel, Tassements, Modélisation numérique, Interaction sol/structure, Rétro-analyse.

ABSTRACT

In a context of increasing demand for underground works in urban areas worldwide, we must have efficient tools and methods to design safe structures, with assessed and managed risks. The prediction of settlements due to urban tunnelling is mainly made with empirical methods. However, these methods along with analytical methods and numerical methods that directly estimate final settlements may be insufficient. Therefore, it is of a major concern to develop and validate numerical procedures in order to predict the ground movements related to shield tunneling process.

In this dissertation, we propose a three-dimensional numerical simulation procedure for shield tunneling process. This approach, based on finite differences models with FLAC^{3D}, has allowed us to assess the influence of each parameter of the tunnel boring machine namely face pressure, shield conicity, volume and range of the grouting pressure while taking into account the whole digging context (poor crossed layers, embankment at the ground surface,..etc.).

The confrontation of numerical results with field data collected on three different sections of the very successful metro project in Lyon has revealed that three-dimensional numerical procedures are the most relevant tools for the analysis and prediction of ground settlements related to the complex digging process with pressurized-face tunnel boring machines.

Keywords: Tunnel, Settlements, Soil/structure interaction, Numerical modelling, Back-analysis.

ملخص

خلال السنوات الأخيرة، أصبح حفر الانفاق بواسطة الحفار النفقي ذو الجبهة المضغوطة ضروريا في المناطق الحضرية. لكن وبالرغم من التطور التكنولوجي الذي وصلت اليه هاته الماكينات الا انها لا تزال تشكل خطرا على المنشآت الموجودة في السطح وفي العمق (البنائيات، الاساسات، الانابيب...الخ)، وذلك نتيجة للتشوهات والحركات التي تسببها للتربة اثناء عملية الحفر. ولهذا يجب ان تكون لدينا أدوات وأساليب فعالة لتصميم مثل تلك المنشآت، خاصة وأن معظم الانفاق الحضرية تكون على أعماق صغيرة، أين تكون التربة هشة ورديئة وفي بعض الأحيان مغمورة في طبقة المياه الجوفية. ان تلك الحركة الترايبية هي نتيجة لمجموعة من التفاعلات بين مختلف العناصر (التربة ومراحل الحفر ووضع الكساء...الخ). ولهذا تعتبر طرق التنبؤ التجريبية التي لا تسمح بتوضيح تأثير مختلف مراحل الحفر ومختلف العوامل الأخرى غير كافية. ان هذا البحث يهدف الى إيجاد طريقة للتنبؤ بحركة التربة وذلك بواسطة التمثيل العددي ثلاثي الابعاد الذي يأخذ بعين الاعتبار كل مراحل الحفر والعوامل المؤثرة على حركة التربة وذلك بالاعتماد على المعطيات الموجودة والكافية لمشروع تمديد الخط د لقطار الانفاق بالمدينة الفرنسية ليون المنجز بواسطة الحفار النفقي ذو الجبهة المضغوطة بواسطة الوحل الضاغط.

مفاتيح: نفق، الحفار النفقي، حركة التربة، التمثيل العددي ثلاثي الابعاد، تفاعل المنشآت.

Table des matières

RÉSUMÉ	IV
ABSTRACT.....	V
ملخص.....	VI
TABLE DES MATIERES.....	VII
LISTE DES FIGURES.....	XI
LISTE DES TABLEAUX.....	XVI

INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE 1. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 INTRODUCTION.....	7
1.2 HISTOIRE DU DEVELOPPEMENT SOUTERRAIN	8
1.2.1 Caves et grottes.....	8
1.2.2 Mines anciennes	8
1.2.3 Tunnels de transport	9
1.2.4 Installations récréatives souterraines	13
1.2.5 Espace souterrain pour l'avenir	14
1.3 CREUSEMENT MECANISE AU TUNNELIER	19
1.3.1 Introduction	19
1.3.2 Creusement au tunnelier.....	19
1.3.3 Histoire des tunneliers.....	20
1.3.4 Principaux types de tunneliers.....	22
1.3.5 Choix du type de tunnelier	32
1.3.6 Gestion des déblais.....	33
1.3.7 Revêtement du tunnel	34
1.3.8 Joint de la jupe.....	37
1.3.9 Injection du coulis.....	38

1.3.10	Systèmes de surveillance et de guidage	39
14	CONCLUSIONS.....	41
 CHAPITRE 2. MOUVEMENTS DE SOL ENGENDRES PAR LE CREUSEMENT		
2.1	INTRODUCTION.....	42
2.2	MOUVEMENTS DE SOL DUS AU CREUSEMENT	42
2.3	SOURCES DES MOUVEMENTS DE SOL	49
2.3.1	Mouvements avant et au passage du bouclier	50
2.3.2	Mouvements liés au passage de la jupe	50
2.3.3	Mouvements liés à l'échappement de la jupe.....	51
2.3.4	Mouvements liés à la consolidation du coulis.....	51
2.4	METHODES DE PREDICTIONS DU TASSEMENT	52
2.4.1	Méthodes empiriques et semi-empiriques.....	53
2.4.2	Méthodes analytiques	61
2.4.3	Méthodes numériques	66
2.5	CONCLUSIONS.....	71
 CHAPITRE 3. DESCRIPTION DU SUPPORT EXPERIMENTAL		
3.1	INTRODUCTION.....	73
3.2	PRESENTATION DU PROJET	73
3.2.1	Le tracé.....	73
3.2.2	Caractéristiques géologiques et géotechniques	74
3.2.3	Caractéristiques hydrogéologiques.....	76
3.3	METHODE DE REALISATION	77
3.3.1	Choix du type de tunnelier	77
3.3.2	Injection du coulis.....	79
3.4	CHRONOLOGIE ET CONTROLE DU CREUSEMENT	79
3.4.1	Chronologie de réalisation	79
3.4.2	Contrôle du creusement	81

3.5 DESCRIPTION DE L'INSTRUMENTATION.....	82
3.5.1 Introduction.....	82
3.5.2 Zones instrumentées.....	83
3.5.3 Appareils de mesure.....	88
3.6 RESULTATS DES MESURES	90
3.6.1 Mesure des tassements longitudinaux	90
3.6.2 Cuvettes de tassement de surface	93
3.6.3 Mesures inclinométriques.....	94
3.7 CONCLUSIONS.....	98

CHAPITRE 4. CODE NUMERIQUE UTILISE

4.1 PRESENTATION DU CODE NUMERIQUE FLAC^{3D}	100
4.1.1 Généralités.....	100
4.1.2 Schéma de résolution explicite	102
4.1.3 Maillage en différences finies	105
4.1.4 Amortissement et pas de temps critique.....	109
4.1.5 Force non équilibrée (Unbalanced force).....	109
4.2 LOIS DE COMPORTEMENT	110
4.2.1 Modèle nul.....	111
4.2.2 Modèle élastique linéaire isotrope.....	111
4.2.3 Modèles élastoplastiques	112
4.2.4 Modèle de Mohr Coulomb.....	116
4.2.5 Modèles sophistiqués	121
4.3 ELEMENTS STRUCTURELS.....	123
4.3.1 Élément coque Flac ^{3D}	123
4.3.2 Élément d'interface Flac ^{3D}	124
4.4 CONCLUSIONS.....	126

CHAPITRE 5. QUALIFICATION DES PROCEDURES DE SIMULATION

5.1 INTRODUCTION.....	128
5.2 SECTIONS SUPPORT	129

5.3 PRESENTATION DE LA PROCEDURE DE SIMULATION	132
5.3.1 Paramètres de la procédure de simulation.....	132
5.3.2 Conditions aux limites et densité du maillage	133
5.3.3 Etat initial des contraintes	135
5.3.4 Paramètres d'étude du modèle de référence	136
5.3.5 Méthode de simulation du creusement par phasage	137
5.3.6 Phase d'installation du bouclier	146
5.4 RESULTATS DES SIMULATIONS NUMERIQUES	149
5.4.1 Cuvettes de tassement en surface.....	149
5.4.2 Mouvements longitudinaux	150
5.4.3 Mouvements latéraux.....	152
5.5 CONFRONTATION DES SIMULATIONS AUX MESURES IN-SITU.....	155
5.5.1 Cuvettes de surface.....	155
5.5.2 Mouvements longitudinaux	158
5.5.3 Mouvements latéraux	159
CONCLUSIONS.....	162
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	165
REFERENCES.....	167

Liste des figures

CHAPITRE 1.

Figure 1.1 Dessin des tombes de Grimes	9
Figure 1.2 L'entrée du plus long tunnel au monde	11
Figure 1.3 Le tunnel de Laerdal en Norvège	12
Figure 1.4 Croissance des réseaux de métro	13
Figure 1.5 Principales villes dotées des plus longs réseaux de métro	13
Figure 1.6 La piscine souterraine d'Itakeskus	14
Figure 1.7 Tunnel flottant submergé.....	17
Figure 1.8 Exemple de comparaison entre les options de tunnel	17
Figure 1.9 Données du système de télémétrie laser (LRS) proches de Marius Hills Hole	18
Figure 1.10 Vue d'un tunnelier à front pressurisé	20
Figure 1.11 Plan de la machine de Beaumont-English	21
Figure 1.12 Tunnelier à appui radial.....	23
Figure 1.13 Schéma d'un bouclier à pression de terre	27
Figure 1.14 Schéma de la pression pour un bouclier EPB	27
Figure 1.15 Deux types de machines d'excavation à face partielle.....	29
Figure 1.16 Coupe transversale du bouclier DOT	30
Figure 1.17 Exemple de section transversale pouvant être obtenue avec des tunneliers	30
Figure 1.18 Tunnelier rectangulaire de Zhengzhou	30
Figure 1.19 Tunnelier géant de Santa Luca, Italie.....	31
Figure 1.20 Tunnelier vertical de la société Grand Paris, France.....	32
Figure 1.21 Tunnelier incliné de Saint-Petersbourg.....	32
Figure 1.22 Moule en acier pour segment.....	35

Figure 1.23 Segments préfabriqués empilés	35
Figure 1.24 Transport de segments dans le tunnel	36
Figure 1.25 Installation des segments	36
Figure 1.26 Joint droit et joint en quinconce	37
Figure 1.27 Schéma détaillé d'une jupe de tunnelier	37
Figure 1.28 Injection à travers la jupe.....	39
Figure 1.29 Injection à travers les trous d'injection dans les segments	39

CHAPITRE 2.

Figure 2.1 Mouvements provoqués par le creusement d'un tunnel	43
Figure 2.2 Cuvette de tassement tridimensionnelle	43
Figure 2.3 Mécanisme de transmission.....	44
Figure 2.4 Les situations possibles de l'effet de voute	45
Figure 2.5 Résultats inclinométriques.....	46
Figure 2.6 Déplacements générés par le creusement	46
Figure 2.7 Déformations de distorsion et volumiques.....	46
Figure 2.8 Répartition des volumes de déplacement de sol	47
Figure 2.9 Mouvements de sol consécutifs à une perte de volume	48
Figure 2.10 GAP parameter	49
Figure 2.11 Tassements de surface lors de la construction de tunnels multiples	49
Figure 2.12 Sources majeures des mouvements de sol.....	50
Figure 2.13 Tassement en surface. Tunnel à Grimsby.....	52
Figure 2.14 Tassement en surface. Tunnel à Willington Quay	52
Figure 2.15 Distribution transversale des tassements.....	54
Figure 2.16 Abaque de Peck.....	56
Figure 2.17 i en fonction de H et du rayon R	56

Figure 2.18 Cuvette de tassement en profondeur.....	57
Figure 2.19 $\delta v_{max} / \delta c_{clé}$ en fonction de H/D et de la nature du sol.....	58
Figure 2.20 Variation du taux de déconfinement en fonction de la distance au front de taille	63
Figure 2.21 Ligne caractéristique de la cavité	64
Figure 2.22 Ligne de confinement du soutènement	64
Figure 2.23 Méthode convergence-confinement avec prise en compte du présoutènement.....	66
Figure 2.24 Possibilités de modélisation de tunnels en bidimensionnel.....	68
Figure 2.25 Comparaison entre les différentes méthodes de prévisions et les mesures in-situ.....	69

CHAPITRE 3.

Figure 3.1 Vue générale du tracé	72
Figure 3.2 Coupe schématique du bouclier à pression de boue.....	78
Figure 3.3 Chronologie de l'avancement du creusement sur les deux voies.....	80
Figure 3.4 Instrumentation de la section S1 du Plot 1	84
Figure 3.5 Instrumentation de la section S2 du Plot 1	84
Figure 3.6 Instrumentation de la section S du Plot 2	85
Figure 3.7 Vue en coupe de la section P1-S1.....	86
Figure 3.8 Vue en coupe de la section P1-S2	87
Figure 3.9 Vue en coupe de la section P2-S.....	88
Figure 3.10 Evolution des tassements en fonction du temps de l'EX11 (P1-S1)	91
Figure 3.11 Evolution des tassements en fonction du temps de l'EX21 (P1-S2)	92
Figure 3.12 Evolution des tassements en fonction du temps de l'EX31 (P2-S).....	92
Figure 3.13 Cuvettes de tassement pour les trois sections	94
Figure 3.14 Déformées inclinométriques de I14 et I17 de la section P1-S1	95
Figure 3.15 Déformées inclinométriques de I24 de la section P1-S2	96
Figure 3.16 Déformées inclinométriques de I36 et I37 de la section P2-S	97

CHAPITRE 4.

Figure 4.1 Séquence de calcul générale	103
Figure 4.2 Schéma de discrétisation mixte dans FLAC	106
Figure 4.3 Orientation des nœuds et des faces dans une zone de brique.....	107
Figure 4.4 Modes de déformation pour lesquels la discrétisation serait plus efficace.....	108
Figure 4.5 Forme des primitives utilisées pour générer le maillage $FLAC^{3D}$	109
Figure 4.6 Méthodologie de simulation numérique avec FLAC	110
Figure 4.7 Surface de charge dans le plan déviatorique	113
Figure 4.8 Comportement élastoplastique avec écrouissage	115
Figure 4.9 Modèles d'écrouissage	115
Figure 4.10 Critère de Mohr-Coulomb.....	117
Figure 4.11 Idéalisation de la relation de l'angle de dilatance.....	118
Figure 4.12 Différence entre les critères standard et non standard de Mohr-Coulomb	118
Figure 4.13 Surfaces de charge dans le plan (p,q).....	121
Figure 4.14 Surfaces de charge du modèle DY	122
Figure 4.15 Système de coordonnées locales et degrés de liberté d'un élément coque.....	124
Figure 4.16 Détail des composants d'un élément d'interface $FLAC^{3D}$	125
Figure 4.17 Zones utilisées pour le calcul des raideurs élastiques.....	125

CHAPITRE 5.

Figure 5.1 Coupe géotechnique de la section P1-S1	130
Figure 5.2 Coupe géotechnique de la section P1-S2	131
Figure 5.3 Coupe géotechnique de la section P2-S.....	131
Figure 5.4 Position de la section stabilisée	134
Figure 5.5 Maillage utilisé pour la section P1-S1.....	135
Figure 5.6 Modèle de références et paramètres d'étude.....	136

Figure 5.7 Vue éclatée du maillage utilisé (section P1-S2).....	138
Figure 5.8 Contour des déplacements après l'installation du bouclier (P1-S1)	141
Figure 5.9 Contour des déplacements après l'installation du bouclier (P2-S)	141
Figure 5.10 Phasage complet du creusement au bouclier	143
Figure 5.11 Vecteurs déplacements sur une interface parfaitement glissante	148
Figure 5.12 Performance de l'élément d'interface	149
Figure 5.13 Cuvettes de tassement en surface pour les trois sections.....	150
Figure 5.14 Mouvements longitudinaux (section P1-S1).....	151
Figure 5.15 Mouvements longitudinaux (section P1-S2)	151
Figure 5.16 Mouvements longitudinaux (section P2-S).....	152
Figure 5.17 Mouvements latéraux (section P1-S1)	153
Figure 5.18 Mouvements latéraux (section P1-S2)	154
Figure 5.19 Mouvements latéraux (section P2-S)	155
Figure 5.20 Confrontation des cuvettes de surface (P1-S1)	156
Figure 5.21 Confrontation des cuvettes de surface (P1-S2).....	156
Figure 5.22 Confrontation des cuvettes de surface (P2-S)	157
Figure 5.23 Confrontation des mouvements longitudinaux (P1-S1)	158
Figure 5.24 Confrontation des mouvements longitudinaux (P1-S2)	159
Figure 5.25 Confrontation des mouvements longitudinaux (P2-S).....	159
Figure 5.26 Confrontation des mouvements latéraux (P1-S1)	160
Figure 5.27 Confrontation des mouvements latéraux (P1-S2)	161
Figure 5.28 Confrontation des mouvements latéraux (P2-S).....	162

Liste des tableaux

CHAPITRE 1.

CHAPITRE 2.

Tableau 2.1 Relations empiriques permettant l'estimation de i	55
Tableau 2.2 Relations empiriques permettant l'estimation δv_{max}	57
Tableau 2.3 Valeurs des coefficients de la formule de Poupelloz	58
Tableau 2.4 Relations empiriques permettant l'estimation $\delta v_{max}/\delta c_{clé}$	59
Tableau 2.5 Relations empiriques permettant l'estimation de V_s/V_t	60
Tableau 2.6 Classification d'Ortigao.....	60

CHAPITRE 3.

Tableau 3.1 Caractéristiques géotechniques des terrains rencontrés	76
Tableau 3.2 Caractéristiques du tunnelier utilisé.....	78

CHAPITRE 4.

Tableau 4.1 Comparaison entre les méthodes explicites et implicites.....	105
Tableau 4.2 Relations entre constantes élastiques.....	112

CHAPITRE 5.

Tableau 5.1 Paramètres mécaniques pour les deux plots P1 et P2	132
Tableau 5.2 Pression au front et à la queue du bouclier	144
Tableau 5.3 Paramètres du coulis.....	146
Tableau 5.4 Comparaison des paramètres de courbe.....	157

INTRODUCTION GENERALE

«Fifty years ago, tunnelling was dominated by empirical methods in design, by traditional craft practices in construction. Today, design and construction of tunnels are based on a set of specialised technologies, with the success of each project dependent on their synthesis, on continuity between design and construction, and on appropriate means of project procurement. The art of tunnelling does not lend itself to inflexible rules or prescriptive codes of practice; engineering judgement remains the key factor.»

2005 Obituary for Colin Kirkland. The Times. January 24,

2005.

INTRODUCTION GENERALE

Durant la dernière décennie, la demande en tunnels et espaces souterrains devient très forte dans le monde entier.

Les tunnels sont indispensables pour la réalisation des grandes infrastructures linéaires, pour franchir les obstacles naturels, rivières, collines, montagnes. Le besoin d'infrastructures routières et ferrées rapides à l'échelle mondiale accroît cette demande. A ce titre, le plan ferré pour le Brésil est un exemple frappant. Ce pays continent souffre d'un déficit d'infrastructures de transport à l'échelle du pays et de ces métropoles. Ce plan prévoit la création d'ici 2025 de 100 à 200 km de tunnels pour le réseau ferré. En Europe, la ligne Lyon-Turin est l'exemple de ce type de projet, tout comme le tunnel de base du, Saint-Gothard, long de 57 km, dont l'inauguration a eu lieu le 1^{er} juin 2016.

Les tunnels et espaces souterrains ont également toute leur place dans la résolution des problématiques énergétiques et environnementales qui se posent chaque jour avec plus d'insistance à nos sociétés. Les ouvrages hydrauliques, que ce soit les conduites forcées de barrage ou les cavités de station de pompage, connaissent un regain d'intérêt. Le stockage à long terme des déchets radioactifs est un autre exemple intéressant d'utilisation de l'espace souterrain.

En contexte fortement urbanisé, tunnels et espaces souterrains ont également beaucoup d'atouts (réseaux d'eaux usées, carrières de pierre et catacombes). Aujourd'hui, l'espace souterrain est même valorisé comme espace possible de vie et d'attractivité par le projet ville 10D. Le plan d'infrastructures pour Londres en 2050 donne une illustration de toutes les possibilités offertes par les tunnels dans ces métropoles. Le projet Crossrail dont la mise en service est prévue en 2019 et qui n'en constitue qu'une petite partie, représente quinze milliards de livres d'investissement. La mise à niveau de l'assainissement avec le Thames Tideway Tunnel illustre l'opportunité du souterrain pour l'environnement des grandes villes. Concernant les infrastructures de transports linéaires, il n'y a pas aujourd'hui de métropole dans le monde qui n'ait pas son plan d'extension du réseau souterrain. La métropole du Grand Paris n'est pas en reste dans ce contexte. Ce ne sont pas moins de deux cent kilomètres de tunnels de métro qui devront être creusés d'ici 2030. L'investissement total est évalué à vingt-cinq milliards d'euros. En Algérie, le métro d'Alger est

un bon exemple. La présidence vient de décider officiellement de débloquent le projet d'extension du métro d'Alger vers plusieurs centres névralgiques de la capitale. Le réseau des lignes du métro d'Alger devrait s'étendre sur 33 km avec 32 stations à l'horizon 2023 et 54 km avec 55 stations à l'horizon 2030.

Par rapport aux autres ouvrages souterrains, les réseaux urbains, a fortiori proches des surfaces, présentent un défi supplémentaire pour l'ingénieur : la gestion de l'impact de ces ouvrages sur le bâti et l'environnement souterrain. En d'autres termes, la prévision et la gestion des tassements lors du creusement et de l'exploitation doivent faire l'objet d'études approfondies par toutes les parties prenantes. En effet, malgré l'expérience accumulée, ces projets représentent à chaque fois une situation à haute technicité et à très haut risque.

Le creusement mécanisé au tunnelier est l'un des grandes méthodes de creusement de tunnel. Ces usines mobiles d'une centaine de mètres de long, pour un diamètre allant jusqu'à une quinzaine de mètres, sont employées uniquement pour les linéaires importants en raison de l'investissement initial. Elles ont aujourd'hui atteint la maturité technologique nécessaire pour garantir la fiabilité de la construction et s'adapter aux différentes typologies de sol. En particulier, les capacités de confinement permettent d'obtenir de très faibles tassements en surface. De nombreuses innovations sont apportées régulièrement à cette technologie.

Cependant, malgré l'utilisation croissante des tunneliers dans les régions urbaines, la réponse du massif encaissant à ce procédé de creusement est encore mal connue. Les déformations induites par l'avancement d'un tunnelier sont le résultat d'une interaction complexe entre le sol, le processus de creusement et de soutènement, et les ouvrages préexistants. L'évaluation de ces mouvements se fait le plus souvent à l'aide de méthodes empiriques, peu fiables puisqu'elles sont basées sur des observations de cuvettes de tassements approchées par des gaussiennes aux paramètres hasardeux, ou à l'aide de méthodes analytiques reposant sur des hypothèses très restrictives, ou à l'aide des méthodes numériques (éléments finis, différences finies, ...etc.) où le creusement est représenté globalement par un seul paramètre. En aucun cas la technique de creusement n'intervient dans ces estimations. Pour ce type de creusement, ces approches ne permettent pas d'apprécier et de visualiser les effets des paramètres de fonctionnement du tunnelier. Ces paramètres sont des éléments essentiels pour minimiser la perturbation des contraintes générée par l'avancement du tunnelier et par conséquent minimiser les mouvements du sol. Il est par

conséquent nécessaire de disposer de méthodes efficaces de prévision des tassements et des déformations du massif environnant.

Le travail de recherche que nous présentons ici vise à proposer et qualifier une procédure de simulation 3D, au moyen du logiciel Flac^{3D} de l'ensemble du creusement d'un tunnel au bouclier à front pressurisé en tenant compte du phasage des travaux et des divers paramètres de conduite d'un tunnelier. La procédure prend en compte de façon explicite :

- La pression de confinement du front (avec son gradient avec la profondeur) ;
- La conicité de la jupe du tunnelier, avec prise en compte du cisaillement entre le sol et la face extérieure latérale du bouclier ;
- Les pressions d'injection et les volumes du coulis de bourrage du vide annulaire ;
- La migration possible du coulis vers l'amont du tunnelier ;
- La pose des voussoirs préfabriqués ;
- La consolidation du coulis de bourrage et du sol perturbé.

Cette thèse est structurée en cinq chapitres :

Le premier chapitre est consacré à la synthèse bibliographique de l'histoire des travaux souterrains et de la technologie du creusement au tunnelier à front pressurisé ainsi qu'aux paramètres de conduite d'un tunnelier, en particulier ceux utilisés dans les trois sections auscultées de cette thèse.

Le deuxième chapitre est consacré dans un premier temps aux mouvements de sol engendrés par le creusement de tunnels à l'aide de tunneliers à front pressurisé. La deuxième partie de ce chapitre est consacrée aux différentes méthodes d'estimation des mouvements générés par le passage d'un tunnelier avec un bouclier à front pressurisé en terrain meuble, en particulier, les méthodes empiriques, analytiques et numériques.

Le troisième chapitre présente le support expérimental utilisé pour la qualification de la procédure de simulation. Tout d'abord les trois sections auscultées sont décrites avec leurs caractéristiques géologiques et géotechniques ainsi que leur instrumentation. Dans un deuxième temps, les résultats d'auscultation sont analysés en termes de mouvement de sol en surface et en profondeur.

Le quatrième chapitre est consacré à la présentation du code numérique Flac^{3D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua) qui a servi pour effectuer les simulations tridimensionnelles ainsi que des lois de comportement utilisées. Ce logiciel en différences finies, développé par la société américaine ITASCA, permet de résoudre divers problèmes complexes de grande taille en géotechnique et offre plusieurs modèles de comportement ainsi que la possibilité d'introduire des modèles propre de l'utilisateur.

Le dernier chapitre présente la simulation tridimensionnelle du phasage de creusement d'un tunnel au bouclier à front pressurisé. C'est le seul type de modélisation qui permette théoriquement de traiter le problème réel par la prise en compte partielle de la technologie de creusement, de la géométrie 3D du problème et de l'ensemble de phénomènes mis en jeu : pression de soutènement au front de taille, cisaillement entre le sol et la face extérieure latérale du bouclier, injection du coulis dans le vide annulaire dégagé par l'échappement de la jupe, placement du revêtement en voussoirs préfabriqué et la consolidation du coulis de bourrage et du sol perturbé par le creusement. Une confrontation des résultats de simulations avec les mesures in-situ collectés sur trois sections différentes a été faite et interprétée.

CHAPITRE 1: ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

«Tunnelling is a form of civil engineering construction, carried out in an uncertain and often hostile environment, and relying on the application of special knowledge and resources.»

Tunnelling – improved contract practices. CIRIA Report 79.

CHAPITRE 1

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 INTRODUCTION

Le développement durable implique de répondre aux besoins du présent sans compromettre la capacité des générations futures à satisfaire leurs propres besoins. Pour atteindre cet objectif, les êtres humains doivent utiliser davantage les espaces souterrains afin de faire face à l'augmentation rapide de la population, au développement de l'urbanisation, en plus des effets des changements climatiques, afin de garantir la résistance aux catastrophes naturelles, de préserver l'environnement, etc.

L'ingénierie souterraine est un sujet ancien. En fait, il est né lorsque les gens vivaient dans des grottes, qu'ils grattaient dans le roc ou dans de l'argile raide et creusaient les premières structures souterraines. Cependant, l'ingénierie souterraine est aussi une nouvelle technologie et ses théories et méthodes sont encore en développement. Aujourd'hui, la construction souterraine implique différents coûts, conditions de terrain, aspects culturels, croyances religieuses ainsi que des influences politiques locales et nationales. De ce point de vue, l'ingénierie souterraine peut également être considérée comme une discipline de l'art. Même au 21^{ème} siècle, presque tous les projets souterrains sont un voyage dans l'inconnu, puisque seulement 0,1% du sol est connu avant la construction.

Le 21^{ème} siècle est le siècle de l'ingénierie souterraine et de nombreuses villes du monde creusent des mines pour le métro, les routes souterraines, les services publics, les projets liés à l'eau, le traitement des eaux usées, les stockages souterrains, les installations souterraines et autres types d'installations souterraines.

Parallèlement au développement de l'ingénierie souterraine, «l'esprit» de Muir Wood peut être compris comme suit : «L'innovation dans la construction de tunnels est la clé de l'économie et de la sécurité». Avant tout, la réussite de la construction de tunnels dépend de la gestion de l'incertitude du sol et de la manière dont elle peut affecter un projet spécifique.

Dans ce chapitre, un bref aperçu des structures souterraines est donné, ainsi que les différentes utilisations de l'espace souterrain à travers l'histoire, dans différentes géologies, cultures et climats. Dans un deuxième temps la technologie de creusement au tunnelier est présentée par la description des différents types de boucliers avec ses principaux paramètres.

1.2 HISTOIRE DU DEVELOPPEMENT SOUTERRAIN

L'espace souterrain est utilisé de diverses manières sous forme de tunnels, mines, abris et chambres funéraires. Depuis quatre millénaires, les êtres humains ont creusé des tunnels et des structures, dont certaines sont encore utilisées de nos jours et ont donc résisté à l'épreuve du temps.

La conception et la construction de structures souterraines sont devenues de plus en plus gérables et plus sûres. Mais la complexité des techniques utilisées en ingénierie souterraine reste un défi. Cependant, les méthodes de construction, les compétences et les connaissances ont évolué au fil des ans, ce qui montre l'importance de l'apprentissage empirique en ingénierie souterraine. En effet, les technologies développées peuvent être perfectionnées grâce à une expérience à long terme.

1.2.1 Caves et grottes

Pendant des milliers d'années, les humains ont été attachés à la clandestinité pour diverses raisons, notamment la survie, l'expression artistique et les cérémonies religieuses. À l'âge de pierre, les humains vivaient dans des grottes (comme le confirment les peintures rupestres découvertes). Il y a plus de 12 000 ans, des hommes de l'âge de pierre ont construit, creusé et étendu des réseaux de tunnels, dont certaines parties existent encore (Daily Mail Reporter, 2011). Dans la grotte Chauvet-Pont-D'Audoubert, dans le sud de la France, les peintures et gravures évocatrices de scènes d'animaux et de chasses sont datées au carbone et datent de plus de 30 000 ans. Les tunnels offrent une protection contre les prédateurs.

Depuis l'âge de pierre, les caves et les grottes ont été utilisées à différentes fins, certaines naturelles et d'autres d'origine humaine.

1.2.2 Mines anciennes

Depuis le début de la civilisation, les humains ont utilisé des matériaux trouvés sous terre pour fabriquer des outils et des armes. Par exemple, le silex a été extrait par extraction minière dans des zones riches en craie et utilisé pour fabriquer des outils. Utilisées à l'époque néolithique,

la plupart des mines de silex remontent de 4000 à 3000 av. J.-C. La Figure 1.1 illustre le schéma des grottes de Grime en Angleterre, un grand complexe d'exploitation de silex vieux de 5000 ans. Les plus anciennes grottes minières répertoriées dans des archives archéologiques se trouvent au Swaziland. La datation au carbone a estimé que la grotte du Lion a plus de 45 000 ans. À l'époque, les gens s'intéressaient aux rites traditionnels utiles. Selon les estimations, ces mines ont été utilisées jusqu'à au moins 23 000 ans avant le présent. L'exploitation minière remonte à des milliers d'années et a été utilisée par de nombreuses grandes civilisations telles que les anciens Egyptiens et les Romains. Ces derniers ont mis en place des méthodes d'extraction minière hydraulique à grande échelle, dans lesquelles de nombreux aqueducs étaient utilisés pour transporter de grandes quantités d'eau. Cette eau avait plusieurs objectifs, tels que l'élimination des débris de roche, le lavage du minerai de broyage et l'alimentation de machines simples. Pour assécher les mines profondes, des roues d'eau inversées ont été utilisées à Rio Tinto. On trouve d'autres exemples d'anciennes mines en Amérique du Sud, où elles ont été utilisées pour l'extraction précoce de minéraux précieux tels que l'or et l'argent, de minéraux métalliques comme le cuivre et le fer, de combustibles tels que le charbon et, enfin, d'émeraudes.

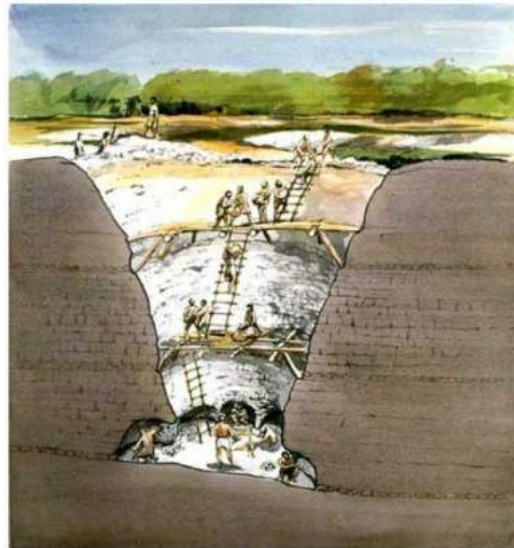


Figure 1.1 Dessin des tombes de Grime (AncientCraft, n.d.)

1.2.3 Tunnels de transport

Entre 2160 et 2180 avant J.-C., les Babyloniens ont creusé un tunnel sous le fleuve Euphrate. Il aurait été utilisé comme passage souterrain pour les piétons et les chars. Selon les archéologues, il a été le premier tunnel de transport sous-marin construit (Browne, 1990). La construction de tunnels pour le transport a augmenté ces dernières années. Cela s'explique en

partie par les améliorations apportées au secteur de la construction de tunnels, qui ont permis la construction de tunnels plus longs et sur des terrains plus difficiles. Le besoin croissant d'infrastructures de transport plus développées a également contribué à cette augmentation. De nombreux projets de tunnels sont donc toujours en cours ou en cours de planification.

1.2.3.1 Tunnels ferroviaires

Le train comme moyen de transport a transformé la société. Le succès des tunnels ferroviaires, tant pour les transports en commun que pour les marchandises, a conduit à leur développement et à leur mise en œuvre dans le monde entier. La naissance de la machine à vapeur au 19^{ème} siècle est sans aucun doute le plus grand contributeur au développement des chemins de fer et par conséquent à la construction de tunnels ferroviaires (Kjønø, 2017). Le premier chemin de fer en Chine a été construit à la fin du 19^{ème} siècle, longtemps après ceux du monde occidental. Le premier tunnel ferroviaire était le tunnel Shiqiuling, qui passait par un passage étroit dans la province de Taiwan. La Chine possède maintenant le plus grand réseau ferroviaire à grande vitesse du monde, dont la plupart a été construite à l'aide de méthodes de creusement classiques. Cependant, avec le développement de la technologie des tunnels, les tunnels mécanisés seront bientôt répandus. Les ingénieurs de tunnels se sont rendus compte que la méthode de creusement mécanisée est non seulement plus rapide, mais également moins impactante pour l'environnement, émettant moins de gaz à effet de serre. Le chemin de fer Qinghai-Tibet est un bon exemple d'un projet de tunnel ferroviaire récent et ambitieux. Il s'agit du plus haut niveau au monde et a été ouvert au service de transport en 2006. C'est une grande réussite dans l'histoire du développement du chemin de fer, en tant que chemin de fer à plateau le plus haut et le plus long au monde. La longueur du chemin de fer est de 1956 km et l'altitude moyenne est d'environ 4500 m (Railway-Technology.com [RT], n.d.). En raison des risques d'altitude et de pergélisol le long du tracé, sa construction était un défi. Il passe par de nombreux tunnels, y compris le plus long tunnel du plateau (Figure. 1.2) et le tunnel le plus élevé (RT, n.d.). Un autre tunnel, le tunnel de Guanjian, long de 33 km, a reçu le prix ITA (International Tunnelling and Underground) en 2006. Le coût de sa construction a dépassé les 500 millions d'euros.



Figure 1.2 L'entrée du plus long tunnel au monde de la montagne Kunlun (Wong, 2015).

1.2.3.2 Tunnels routiers

Les tunnels routiers et autoroutiers sont utilisés par les automobiles et occasionnellement par les piétons et les cyclistes. La construction de routes affecte considérablement l'environnement et de nombreuses nouvelles routes sont en cours de construction et les routes existantes élargies. Leur enfouissement réduit leur impact environnemental en réduisant le bruit, les embouteillages et la pollution. Une autre motivation pour enterrer les autoroutes est que cela libère de la surface pour les résidents en milieu urbain. Il peut donc améliorer les conditions de vie en offrant davantage d'espaces ouverts ou de loisirs. La Norvège est un excellent exemple de nation qui construit des tunnels routiers. Le coût de ses tunnels a été réduit en construisant la plupart d'entre eux sans revêtement, en utilisant des techniques de sablage en douceur, et en tirant parti des terrains appropriés en choisissant les itinéraires avec soin. En raison de sa topographie, la Norvège est recouverte de tunnels et est devenue un expert des technologies de creusement en roches. Le tunnel de Lærdal en Norvège est un grand exploit technique et sert de modèle aux ingénieurs de tunnel du monde entier (BBC News, 2002), avec son système de ventilation à la pointe de la technologie et sa conception d'éclairage orientée sur la sécurité (Figure 1.3).

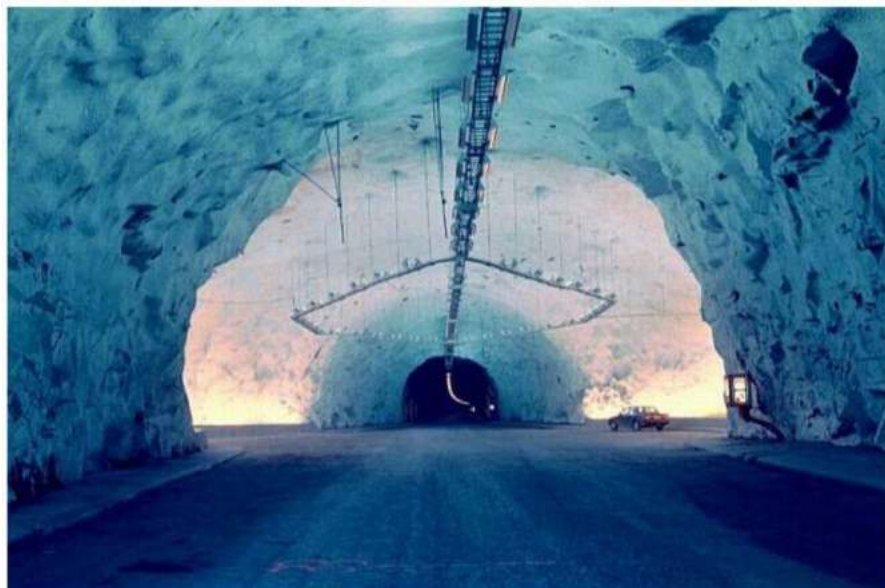


Figure 1.3 Le tunnel de Lærdal en Norvège, le plus long tunnel routier au monde (BBC News, 2002).

1.2.3.3 Tunnels de métro pour les villes

Dans la plupart des réseaux de transport urbain de taille importante, le métro est le principal mode de transport. Il présente de nombreux avantages indéniables, tels que le nombre élevé de passagers qu'il peut transporter, une faible consommation d'énergie, la sécurité, la ponctualité, la rapidité et le faible coût. Le métro devient ainsi rapidement le moyen de transport le plus privilégié dans les villes du monde entier (Figure 1.4). Au cours des 15 premières années du 21^{ème} siècle, l'infrastructure de métro dans le monde a augmenté de 40% (UITP, 2015). Alors que les routes de nombreuses villes sont de plus en plus encombrées par le trafic, le métro devient encore plus crucial. La Chine est un bon exemple de cette croissance des réseaux métropolitains. De 2010 à 2014, le taux de croissance des lignes de métro urbaines en Chine était de 97,3%. En 2020, leur longueur totale atteindra 6 000 km, couvrant 50 villes chinoises (Li, 2016). Cela montre que, bien que la construction de lignes de métro ait commencé cent ans plus tard en Chine, elle compte maintenant trois des dix plus grandes lignes du monde (Figure 1.5).

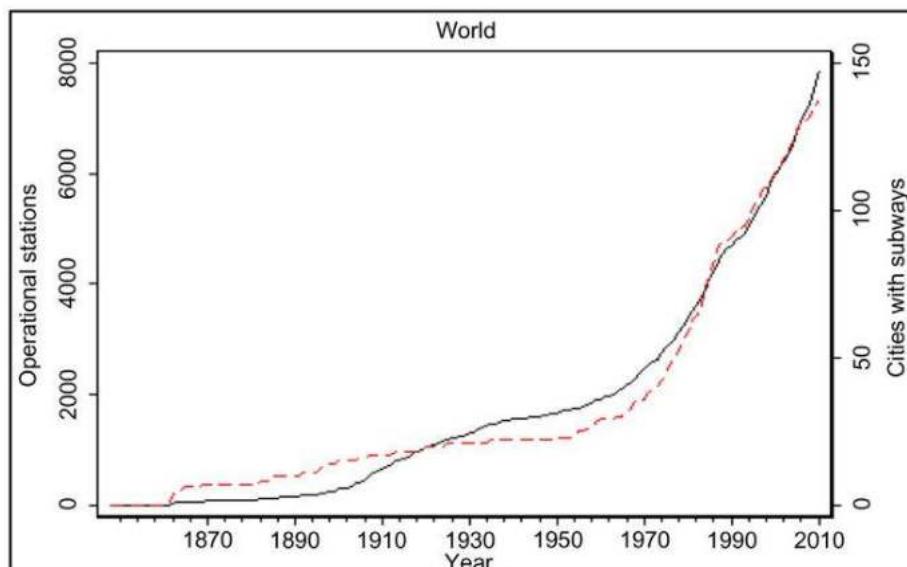


Figure 1.4 Croissance des réseaux de métro : la courbe en pointillé représente le nombre de villes dotées de systèmes de métro, tandis que la ligne continue représente le nombre de stations en exploitation (Gonzalez-Navarro & Turner, 2016).

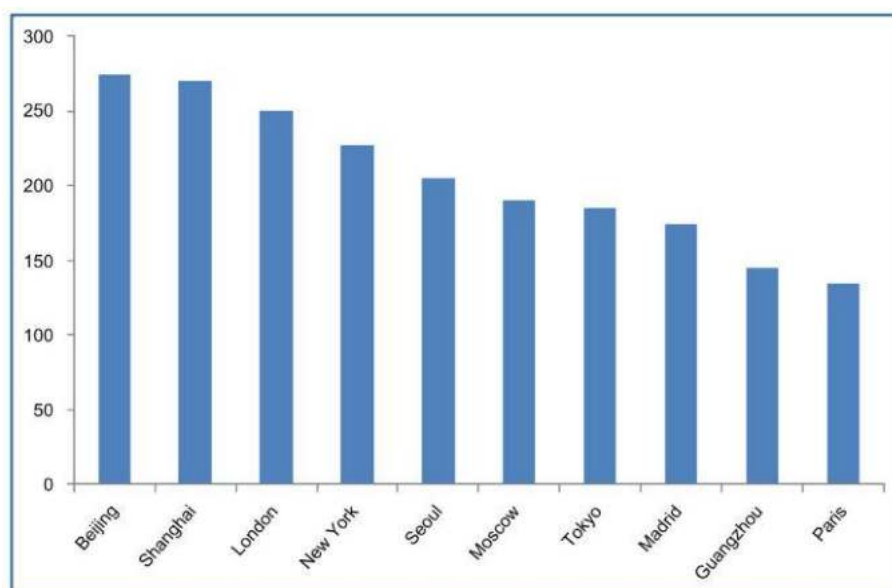


Figure 1.5 Principales villes dotées des plus longs réseaux de métro (en miles) (Zhu, 2013).

1.2.4 Installations récréatives souterraines

Les installations de loisirs souterraines présentent plusieurs avantages. En tant que loisir, de tels espaces ne sont occupés que par des personnes pendant de courtes périodes. Cela signifie que la lumière naturelle directe du soleil n'est pas essentielle. Les systèmes de ventilation modernes peuvent fournir un air propre et éventuellement filtré provenant de l'extérieur pour

répondre aux exigences de l'espace (Goel, Singh et Zhao, 2012). Les espaces de loisirs souterrains peuvent également être situés dans des environnements urbains, tels que les lieux de travail ou les zones d'habitation. Cela supprime le temps de trajet aller et retour des espaces de loisirs souterrains pour les personnes qui vivent ou travaillent juste au-dessus d'eux. Dans les villes chinoises de Hangzhou et de Shanghai, cela a déjà été mis en œuvre avec succès (Goel et al. 2012). En Finlande, une vaste gamme d'installations a également été construite sous terre. Outre des plantes aquatiques encombrantes et bruyantes, des espaces de loisirs tels que la piscine à Itäkeskus (Figure 1.6) ont également été aménagés sous la surface. Cette installation de loisirs est un bon exemple de planification judicieuse de l'utilisation des espaces souterrains. En plus de la capacité d'accueillir 1 000 nageurs à la fois, l'espace peut également être transformé en un refuge d'urgence pouvant accueillir 3 800 personnes (Vähäaho, 2014).



Figure 1.6 La piscine souterraine d'Itäkeskus (Makkonen, 2014)

1.2.5 Espace souterrain pour l'avenir

Les espaces souterrains du futur seront basés sur la recherche et le développement en cours. Outre les exemples qui viennent d'être évoqués, le futur espace souterrain tentera également d'utiliser de manière novatrice l'espace urbain souterrain de manière sans précédent. En Chine, par exemple, le gouvernement de Shanghai a décidé d'explorer l'espace souterrain dans les six directions suivantes :

1. Etude stratégique de l'exploitation de l'espace souterrain à Shanghai ;
2. Futur étude de la technologie de construction souterraine et de l'équipement ;
3. Théorie de la planification de l'espace souterrain et étude de conception ;
4. Étude technologique sur l'exploration spatiale souterraine à faible émission de carbone ;

5. Étude de fonctionnement et de numérisation en toute sécurité du cycle de vie complet de la construction souterraine ;
6. Étude sur la gestion des risques et évaluation à long terme et expériences.

1.2.5.1 Espace souterrain dans les villes

Les environnements urbains peuvent fonctionner plus efficacement en utilisant un espace souterrain polyvalent pour atténuer la pression à la surface. Comme indiqué précédemment, les lignes de métro dans les villes du monde entier atténuent déjà les réseaux de transport en surface. Parmi les autres utilisations de l'espace souterrain, citons le projet Earthscraper proposé par les architectes mexicains BNKR Arquitectura. C'est un gratte-ciel inversé de 65 étages qui plonge à 300 m sous terre (Dvice.com [DV], 2011).

Un autre projet novateur est le cimetière souterrain de Jérusalem. Pour répondre à la forte demande d'espace funéraire sans agrandir les cimetières existants, la ville de Jérusalem décida d'agrandir sa profondeur. Sous son cimetière principal, les équipes de tunnels travaillent sur des structures de 45 m de profondeur qui ajouteront 22 000 places funéraires supplémentaires (Liebermann, 2016). Cette solution permet d'économiser de la surface tout en maintenant la proximité du cimetière pour les visiteurs. Le projet est un bon exemple de la manière dont une méthode de sépulture centenaire (catacombes) est maintenant mise en œuvre avec les technologies modernes.

1.2.5.2 Futurs tunnels

Les grandes montagnes et les eaux profondes séparent et isolent les terres, constituant un obstacle au transport des marchandises et des personnes à destination et en provenance de différents endroits. La croissance économique et technologique importante du 21^{ème} siècle a conduit à la construction de nombreux réseaux de transport dans le monde entier, dans le but de fournir un transport de masse plus sûr, plus rapide et plus rentable.

L'un des nombreux projets intercontinentaux est le tunnel de Gibraltar qui relierait l'Europe et l'Afrique. D'une longueur d'environ 40 km, il se situerait sous le détroit de Gibraltar entre le Maroc et l'Espagne. En tant que tunnel ferroviaire double, il est souvent comparé au tunnel sous la Manche qui relie la France à l'Angleterre. Mais le projet fait face à de multiples défis. À savoir des conditions géologiques défavorables et une profondeur de la mer de plus de 300 m dans certaines zones. La possibilité de connecter les réseaux ferroviaires du Maroc et de l'Espagne par un tunnel sous-marin est donc toujours à l'étude (Hamilton, 2007).

1.2.5.3 Recherche sur l’approvisionnement en énergie

Quelques vastes projets sont déjà prévus pour les années à venir. Les tunnels jouent un rôle dans l'approvisionnement en énergie de nombreuses manières, notamment par le biais du flux d'eau (hydroélectricité), des oléoducs et des gazoducs, etc. Un projet en Norvège envisage d'exploiter des champs pétrolifères au large des côtes. Les tunnels sous-marins relieraient les installations à terre aux installations de forage pétrolier et opérationnelles situées à 30 km du rivage (Grøv, Nilsen et Bruland, 2013).

La Chine cherche également à exploiter ses réserves de gaz de schiste. Des puits de plusieurs milliers de mètres de profondeur doivent être creusés pour l'atteindre, et des machines ont été construites pour le faire, tout en minimisant l'impact sur l'environnement (GeoResources, 2014). Par exemple, une machine à aléser conçue par Herrenknecht peut atteindre de manière sûre, économique et rapide des gisements profonds destinés à l'exploitation minière. Elle produit des puits aveugles jusqu'à une profondeur de 2000 m (Herrenknecht, n.d.).

1.2.5.4 Tunnels flottants immergés

L'aménagement de tunnels sur terre, sous ou à travers la mer, pose différents défis. Les technologies existantes incluent les tubes immergés et les tunnels immergés (Figure 1.7). Selon les contraintes et les exigences d'un projet, chacun peut être adapté (Figure 1.8). Les tunnels flottants submergés se trouvent sous les niveaux de navigation et sont attachés au fond marin. Ils peuvent être utilisés pour traverser de grandes largeurs d'eau telles que des rivières, des lacs et des baies. Les tunnels flottants submergés combinent tunnels et structures offshore (Mai & Guan, 2007) et présentent de nombreux avantages (Wallis, 2010). Ils peuvent être plus courts que d'autres alternatives, moins chères et plus rapides à construire, car ils nécessitent moins de matériaux de construction.



Figure 1.7 Tunnel flottant submergé (Wallis, 2010)

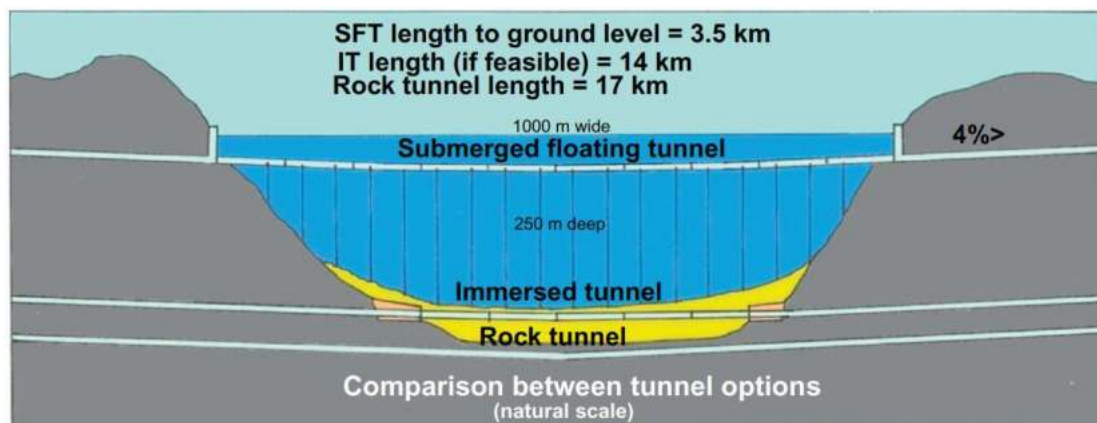


Figure 1.8 Exemple de comparaison entre les options de tunnel (Wallis, 2010)

1.2.5.5 Cavernes lunaires

Selon la JAXA (Agence japonaise d'exploration aérospatiale), la Lune sera bientôt une base pour les activités de l'humanité. Depuis 2004, des scientifiques japonais ont découvert sous la surface de la Lune de multiples grottes appelées tubes de lave. Le dernier tube de lave découvert en 2017 est une grotte longue de 50 km et large de 100 m. Il semble être structurellement sain et ses roches pourraient contenir des dépôts de glace ou d'eau qui pourraient être transformés en carburant, selon les données renvoyées par l'orbiteur au Marius Hills Hole. La Figure 1.9 montre les échos du sous-sol ; le premier pic d'écho (point rouge ; normalisé à 0 dB) provient de la surface et le second (point bleu) doit provenir d'une limite de sous-surface. Il

est à noter qu'avant le deuxième pic d'écho, la puissance d'écho reçue a diminué de manière abrupte avec le temps pour atteindre un niveau de bruit de 28,1 dB (point vert). Ce modèle d'écho avec deux pics et la diminution substantielle de l'écho entre eux implique l'existence d'une grotte, telle qu'un tube de lave sous-jacent. Après le deuxième pic d'écho, la puissance de l'écho reçu a diminué (point orange). Le diamant violet marque le troisième pic d'écho.

En raison de leurs conditions thermiques stables et de leur potentiel de protection des personnes et des instruments contre les micrométéorites et les rayons cosmiques, ces cavernes pourraient servir de base aux astronautes et à leurs équipements, ainsi qu'à d'autres explorateurs humains. Les scientifiques pensent que ce type de grotte pourrait également devenir une base pour une future colonie humaine lunaire.

Comme l'a noté Stephen Hawking, « nous ne survivrons pas encore 1000 ans sans échapper au-delà de notre planète fragile » (Holley, 2017). L'espace et les ressources sur Terre étant limités, l'humanité doit envisager l'exploration extraterrestre. La Lune pourrait devenir sa première colonie spatiale. Mais en raison de son environnement difficile, une colonie lunaire devrait être construite sous terre.

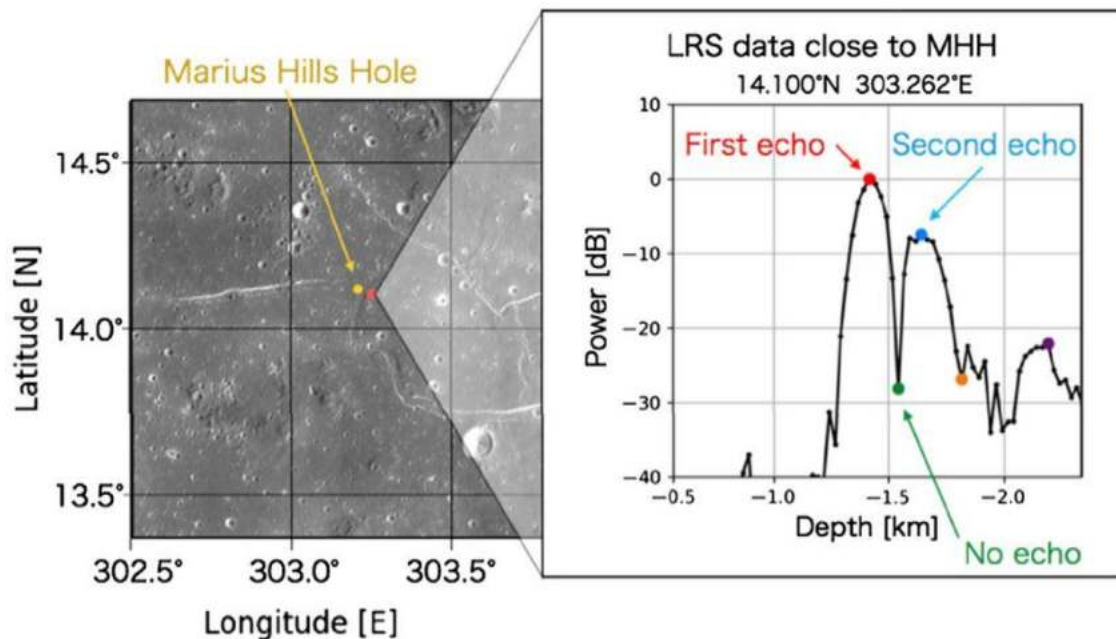


Figure 1.9 Données du système de télémétrie laser (LRS) proches de Marius Hills Hole (Kaku et al. 2017).

1.3 CREUSEMENT MECANISE AU TUNNELIER

1.3.1 Introduction

La conception et la construction des tunnels peu profonds en site urbain peuvent avoir un effet nocif sur les ouvrages existants. En effet, compte tenu de la nature meuble et hétérogène des sols urbains et de la faible profondeur des tunnels construits dans ces sites, on assiste à une forte interaction entre le creusement et les structures existantes, qu'elles soient en surface (bâtiments, chaussées, monuments) ou en profondeur (canalisations, fondations profondes, tunnels existants). Cette interaction est due principalement aux mouvements de sols induits par le creusement, qui peuvent mettre en péril le fonctionnement, voire même, la stabilité de certains ouvrages. Par conséquent, il est nécessaire de connaître le principe des tunneliers ainsi que les techniques utilisées pour le creusement.

1.3.2 Creusement au tunnelier

Le tunnelier ou TBM (**T**unnel **B**oring **M**achine) est une véritable machine permettant d'excaver des tunnels dans des sols très diverses, allant depuis la roche dure jusqu'à la terre aquifère molle. Le diamètre des tunnels circulaires percés est compris actuellement entre un et 17,6 mètres.

Le tunnelier est utilisé comme alternative à l'excavation par abattage manuel, mécanique ou à l'explosif. Il a comme avantage de limiter les perturbations dans le sol environnant et de produire une paroi de tunnel lisse. Ces facteurs le rendent particulièrement adapté aux zones fortement urbanisées et réduisent significativement les coûts de l'habillage des parois. Le principal désavantage du tunnelier est son coût initial important de construction et de transport. Cependant, il devient compétitif pour les tunnels longs (plus de 1,5 km) car il creuse plus rapidement que l'abattage classique.

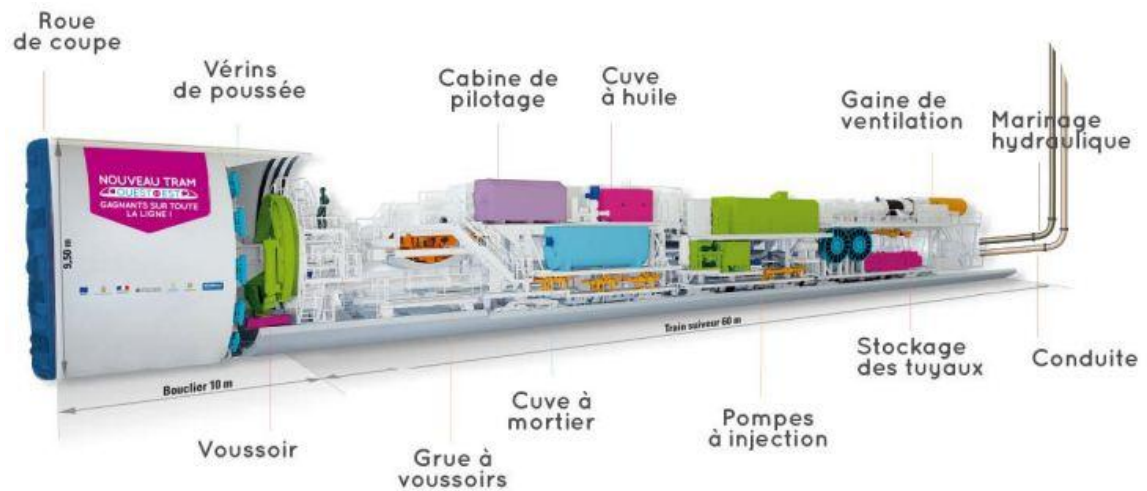


Figure 1.10 Vue d'un tunnelier à front pressurisé (Dossier de presse, 2016)

1.3.3 Histoire des tunneliers

Les tunneliers sont apparus au 19^{ème} siècle avec la révolution industrielle. Demagh (2009) et Benmebarek (1998) donnent quelques dates sur l'histoire du développement de la technique du tunnelier. Le premier bouclier de tunnelage a été premièrement introduit par Marc Isambart Brunel entre 1821 et 1825 pour la construction du tunnel sous la Tamise (Möller 2006). Cependant il ne s'agissait pas d'un tunnelier au sens contemporain du terme car l'abattage de la roche restait manuel.

La première machine de tunnelage construite fut le Mountain Slicer, commandée par le Roi de Sardaigne en 1845 pour percer le tunnel ferroviaire du Fréjus entre la France et l'Italie. Assemblée l'année suivante, la création de l'ingénieur belge Henri Maus consistait en une centaine de perforateurs pneumatiques montés devant une locomotive. Pendant deux ans la machine fut testée avec succès mais les révolutions de 1848 affectèrent les financements et le tunnel ne sera complété que dix ans plus tard et par des techniques moins onéreuses.

Le premier tunnelier réellement opérationnel fut inventé en 1875 par Frederick Beaumont puis amélioré en 1880 par Thomas English (Figure 1.11). Entre juin 1882 et mars 1883, deux « machines de Beaumont-English » percèrent des tunnels pilotes de 1,8 kilomètres chacun dans la craie des deux côtés de la Manche avant que le projet d'un tunnel entre la France et l'Angleterre ne soit abandonné pour des raisons militaires. Le tunnelier sera réutilisé pour creuser un tunnel de ventilation de 2 km entre Birkenhead et Liverpool. Suite à ces succès, la technologie continua de se développer dans les années suivantes, mais les tunneliers s'avérant coûteux et incapables de creuser les roches dures, l'intérêt déclina. C'est dans les mines de charbon et de potasse, où la roche est plus meuble, que la technologie survivra jusqu'au milieu du 20^{ème} siècle.

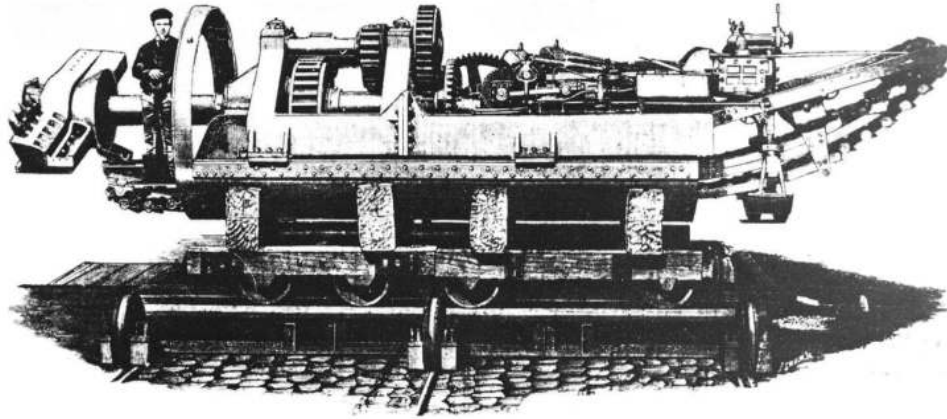


Figure 1.11. Plan de la machine de Beaumont-English (Stack, 1982).

En 1952, l'ingénieur James Robbins fut chargé d'adapter les méthodes utilisées par l'industrie minière à la construction d'un tunnel de dérivation pour le barrage d'Oahe, au Dakota du Sud. Il conçut pour se faire le premier tunnelier moderne, une machine de 125 tonnes équipée d'une large roue de coupe (7,8 mètres) surmontée de molettes et de dents capables d'excaver 48 mètres de schiste par jour. Trois ans plus tard, il fonda la compagnie qui porte son nom et assembla le premier tunnelier à roche dure, n'utilisant plus que des molettes pour creuser un tunnel d'égout à Toronto. The Robbins Company inventa ensuite le premier tunnelier à front pressurisé (par air comprimé) qui a permis le forage de la ligne A du RER (réseau express régional d'Ile de France) parisien en 1964. Cette même année, l'ingénieur anglais John Bartlett brevetait le premier tunnelier à front pressurisé par pression de boue, qui fut testé avec succès en 1971. En 1972, le premier tunnelier à double jupe fut développé en collaboration avec Robbins fils et employé pour construire un tunnel à la centrale d'Orichella en Italie, dans du granite fracturé. Ce type de tunnelier démontrera toute son efficacité avec le creusement du tunnel sous la Manche à la fin des années 1980.

Depuis les années 1990, les progrès techniques ont permis trois innovations majeures :

- L'élargissement du diamètre des tunneliers ;
- Le développement de tunneliers adaptés à plusieurs géologies ;
- L'apparition de tunneliers spécialisés, tels que les micro-tunneliers ou les tunneliers verticaux.

1.3.4 Principaux types de tunneliers

Les tunneliers se distinguent par leur bouclier (parois extérieur du tunnelier) : Les tunneliers à appui radial (sans bouclier), les boucliers à front libre (ou ouvert) et les boucliers à front pressurisé (ou confiné).

1.3.4.1 Les tunneliers à appui radial (tunneliers dits « roches dures »

Un tunnelier à appui radial est une machine équipée d'une tête d'abattage circulaire et rotative capable d'excaver en une seule opération la totalité de la section. L'effort de poussée sur la tête d'abattage est mobilisé par des « grippers » ou patins de vérins latéraux qui prennent appui radialement sur le parement naturel de l'excavation. Les grippers sont solidaires d'une structure d'appui maintenue fixe pendant la phase d'excavation, la tête foreuse progressant en coulissant à l'intérieur de cette structure par l'intermédiaire de vérins longitudinaux. Dans la phase suivante les grippers sont repliés, la tête de forage est immobile, et la structure est avancée de la longueur des vérins longitudinaux, puis on déplie les grippers et le cycle recommence. Ce genre de machine ne crée pas de soutènement de l'excavation, mais on peut y associer un atelier de boulonnage ou de pose de cintres métalliques à quelque distance du front. L'évacuation des déblais se fait le plus souvent au moyen de godets périphériques qui se déversent dans une trémie centrale à la partie supérieure de la machine lors de chaque passage en position haute.

Ce type de tunnelier trouve par définition son emploi dans des terrains rocheux suffisamment durs et compacts (donc à priori imperméables) pour supporter une pression élevée sans poinçonnement sous les patins des grippers, et ne nécessitant bien sûr pas de soutènement immédiat.

La tête de forage est d'ailleurs massive pour encaisser sans déformation les efforts importants nécessaires pour la pénétration simultanée des molettes dans le terrain.

On citera également dans cette famille le cas des aléseurs dont le principe consiste à excaver sur un grand diamètre les terrains autour d'une galerie pilote, au moyen d'une tête connectée à un système de grippers prenant appui sur les parois de la galerie pilote, et fonctionnant par traction et non plus par poussée.



Figure 1.12 Tunnelier à appui radial

1.3.4.2 Les boucliers à front ouvert

Ces machines se distinguent des précédentes par le fait qu'elles comportent un bouclier, c'est-à-dire une structure cylindrique rigide qui progresse au fur et à mesure du creusement et qui assure la stabilité des parois de l'excavation (mais non du front).

Ces machines s'utilisent dans des terrains de caractéristiques moyennes pouvant nécessiter un soutènement immédiat des parois mais où le front d'attaque reste stable. Ceci exclut d'avoir à reprendre une charge hydrostatique ou d'avoir à craindre l'irruption brutale de l'eau. Ce type de tunnelier est donc réservé aux terrains cohérents mais pas trop résistants, et relativement imperméables (roches tendres/sols indurés).

Le soutènement peut être constitué soit de cintres métalliques, soit de boulons et grillage, soit encore de voussoirs préfabriqués en béton ou métalliques.

On distinguera les boucliers à attaque globale et les boucliers à attaque ponctuelle.

1.3.4.2.1 Les boucliers à attaque globale

Cette catégorie regroupe toutes les machines à plateau rotatif et à bouclier mais sans confinement du front autre qu'un simple confinement mécanique exercé par le plateau lui-même (soutènement passif, par opposition au soutènement actif des boucliers à confinement).

On distingue les boucliers simples (composés d'une virole monolithique) et les boucliers composés de 2 viroles ou plus, reliées entre elles par des mécanismes d'articulation (boucliers articulés).

On distinguera également les boucliers :

- A appui radial (idem tunnelier roches dures)

- A appui longitudinal, c'est-à-dire prenant appui au moyen de vérins de poussée sur un soutènement composé de voussoirs mis en œuvre à l'arrière de la machine au moyen d'un érecteur.
- A appui mixte, équipé à la fois d'appuis radiaux et longitudinaux.

1.3.4.2.2 Les boucliers à attaque ponctuelle

Il s'agit en général de machines à attaque ponctuelle équipées d'un bouclier faisant office de coque de protection de la machine. Le creusement peut également se faire à l'aide d'un bras de pelle fixe à la structure du bouclier et équipé d'un godet en retro.

Dans certains cas (machines ZOKOR ou GROSVENOR) le bouclier prend appui pour progresser sur le dernier anneau de voussoirs préfabriqués constituant le revêtement.

La coque, cylindrique ou non, peut comporter des « lances » métalliques actionnées par des vérins, parallèles aux génératrices extérieures du tunnel, qui peuvent être avancées individuellement pour assurer la protection du front et éviter la formation d'éboulements en cloche. A l'extrême, les boucliers à lances WESTPHALIA utilisés pour la construction du métro de Frankfort ont une coque composée d'une série de lances parallèles et juxtaposées qui coulissent les unes par rapport aux autres et qui sont manœuvrées successivement et individuellement. La structure est stabilisée grâce aux frottements de l'ensemble des autres lances le long du terrain.

Ce type de machines n'offre pas des cadences d'avancement très rapides ni ne met réellement à l'abri des incidents à front ; c'est pourquoi leur utilisation en vogue dans les années 1980 à pratiquement disparu aujourd'hui au profit des boucliers capables d'exercer un confinement (soutènement actif).

1.3.4.3 Les boucliers à front confiné (pressurisé)

Les boucliers à front confiné constituent ce que l'on pourrait appeler la dernière génération de tunneliers, à savoir un matériel capable de faire face à des situations géologiques particulièrement difficiles qui, jusqu'à leur apparition, nécessitaient la mise en œuvre de méthodes spéciales longues et onéreuses de traitement de terrain.

Ces types de tunneliers sont utilisés lorsque le front de taille n'est pas stable, en particulier dans le cas de travaux en terrain meuble et sous la nappe phréatique.

Ils sont, à l'exception des boucliers à soutènement mécanique, pourvus à l'avant d'une chambre d'abattage isolée de l'arrière du tunnel par une cloison étanche dans laquelle sont

installés les moyens d'excavation (tête de coupe) et où est maintenue une pression de confinement destinée à soutenir activement le front d'excavation et équilibrer la charge développée par la pression hydrostatique.

La progression est assurée par des vérins de poussée prenant appui longitudinalement sur le revêtement en voussoirs monté à l'arrière de la jupe à l'aide d'un érecteur.

1.3.4.3.1 Confinement par pression de boue (Slurry Shield)

Le confinement est réalisé par la mise en pression d'un fluide de forage à base de boue bentonitique qui est amenée par des conduites depuis une station de fabrication et de traitement à l'extérieur du tunnel.

La roue excavatrice tourne dans la chambre remplie de boue et les matériaux abattus se mélangent à celle-ci.

Pour assurer la continuité du système il faut extraire en permanence au moyen de pompes hydrauliques (transport hydraulique) la boue chargée de déblais que l'on remplace simultanément par un flux de boue neuve. Un concasseur est souvent utilisé pour ramener la granulométrie des déblais à des dimensions compatibles avec le transport hydraulique.

La boue chargée est amenée à la station de traitement où les matériaux sont séparés à l'aide de cyclones et de filtre-presses. La boue régénérée est recyclée vers le front après addition de bentonite.

Le système dit « à pression de boue » permet d'assurer une pression réellement constante dans la chambre d'abattage, la boue liquide transmettant facilement la pression imposée à l'extérieur. Dans certains cas, la régulation de la pression de boue est facilitée par l'utilisation d'une bulle d'air comprimé située dans une chambre intermédiaire, ce qui permet de réguler la pression de boue en agissant à la fois sur les pompes d'amenée et d'exhaure et sur le débit d'air comprimé. Du fait du poids propre de la boue, le diagramme de pression est de même forme que celui du terrain.

Les interventions hyperbares dans la chambre d'abattage consistent à vider totalement la chambre d'abattage de sa boue pour la remplacer par une bulle d'air sous pression.

La boue bentonitique présente trois grands avantages :

1. Grâce à elle, ce type de bouclier est très efficace dans les terrains perméables. En effet, la boue bentonitique possède la propriété de former, en s'essorant au contact d'une paroi poreuse, une sorte de peau d'argile très peu perméable appelée « cake ». Si le terrain est très fin, il se forme un « cake membrane », sinon, un

- « cake imprégnation » sur une plus grande profondeur. Ce « cake », qui diminue donc localement la perméabilité du terrain, donne un point d'appui à la boue sous pression qui peut ainsi jouer pleinement son rôle de contre-pression, et améliore énormément la stabilité du front de taille.
2. De plus, la bentonite en suspension dans l'eau floccule facilement et durablement : elle ne décante pas et évite même la décantation des déblais qu'elle contient. Elle facilite ainsi le transport et l'évacuation des petits déblais jusqu'à la centrale de retraitement.
 3. Enfin, la boue permet également de diminuer les frottements entre la jupe du tunnelier et le terrain.

1.3.4.3.2 Confinement par pression de terre (EPB Shield)

Les sujétions liées à l'emploi de la boue, notamment la nécessité du retraitement des boues, ainsi que leur limite d'emploi dans des terrains très hétérogènes et perméables, ont conduit les entreprises et les constructeurs à s'interroger sur la possibilité d'un confinement du front par les matériaux extraits eux-mêmes sans passer par l'emploi de boue liquide ou d'air comprimé (Figure 1.13).

Avec ce type de boucliers, la tenue du front est contrôlée par le marinage lui-même, stocké dans la chambre avant et en général évacué par une vis d'Archimède dont le réglage de la vitesse de rotation, et par conséquent celui du débit, permet de maîtriser la pression à l'amont du bouclier. Après leur passage dans la vis, les déblais sont évacués soit par berlines, soit au moyen de pompes à béton.

Cependant cette technique de confinement ne permet pas de répartir la pression de façon homogène à cause de la formation d'amas de terres plus compactes. Ce type de bouclier peut être efficace uniquement dans un terrain homogène (Figure 1.14). Donc cette technique est très rarement utilisée car, en l'état actuel de sa technologie, il ne permet pas d'assurer une protection sûre contre les éboulements et les tassements.

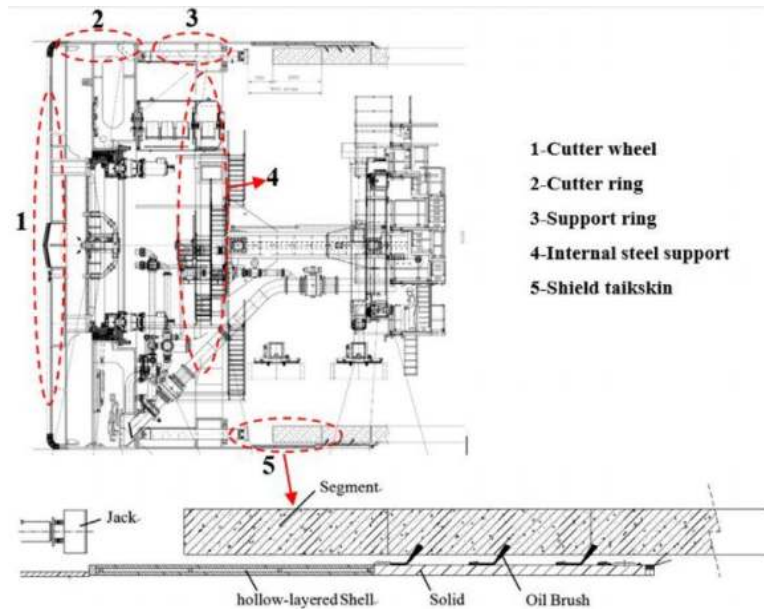


Figure 1.13 Schéma d'un bouclier à pression de terre

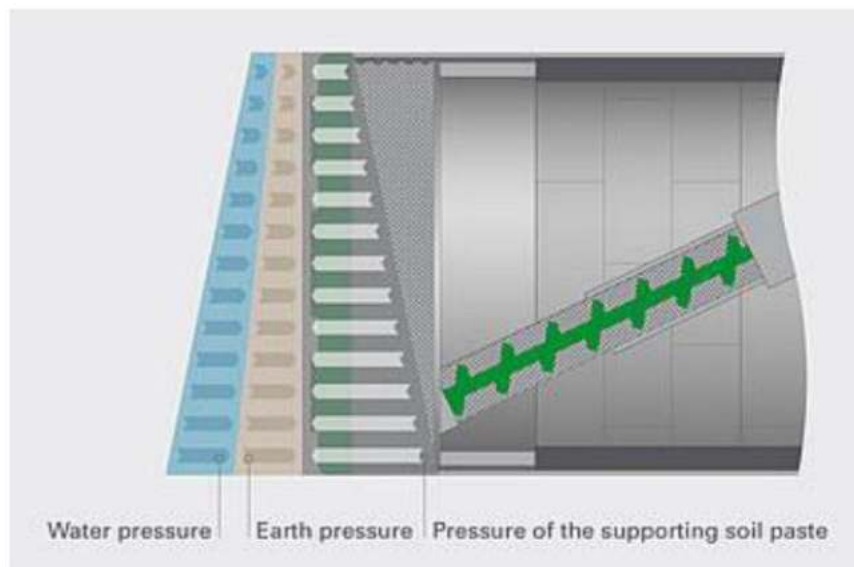


Figure 1.14 Schéma de la pression pour un bouclier EPB

1.3.4.3 Confinement à air comprimé

Ce mode de confinement est très ancien car il a été utilisé dans la première moitié du 20^{ème} siècle pour le havage de caissons de piles de pont, puis étendu aux tunnels en mettant en pression l'ensemble du tunnel. Les ouvriers travaillaient alors en atmosphère comprimée (hyperbare), ce qui accroît considérablement la pénibilité des travaux et limite la durée du travail effectif. Il a été amélioré par la suite en automatisant le travail au front et en ne pressurant que l'avant de la machine (ce qui évite le travail sous air comprimé du personnel).

Cependant, cette technique ne pouvait fonctionner efficacement que si les terrains n'étaient pas trop perméables ($k < 10^{-5}$ m/s environ) pour éviter les fuites d'air. En effet, dans de tels terrains, on constate de nombreuses fuites d'air engendrant des chutes de pression telles qu'il devient très difficile de gérer et maîtriser correctement la contre-pression indispensable au front. De plus, la pression exercée par l'air sur le terrain est uniforme alors que la pression dans le terrain augmente avec la profondeur. En partie haute du front de taille, la pression d'air est donc supérieure à la pression du sol, ce qui reste très délicat à gérer. Il est nécessaire de préciser que même dans des conditions favorables, on hésite à utiliser ce type de bouclier car il a été prouvé que des fuites d'air dans le terrain augmentent la pression dans les interstices de la roche, qui en se dissipant ensuite lentement, provoquent des tassements à long terme en surface.

1.3.4.4 Boucliers à soutènement mécanique

Pour ce type de tunnelier le soutènement du front de taille est obtenu par la mise en pression des terres abattues contenues devant la tête d'abattage en faisant varier le degré d'ouverture des volets disposés sur la tête de coupe.

Ce type de tunnelier est limité dans son utilisation à :

- Des terrains meubles ;
- Plutôt homogène ;
- Aquifère.

1.3.4.5 Boucliers à confinement mixte

Ce sont des machines équipées d'une tête d'abattage globale qui peuvent fonctionner soit en mode ouvert ou fermé, soit selon plusieurs modes de confinement. Le passage d'un mode de confinement à un autre n'est pas automatique et nécessite une intervention mécanique pour modifier la configuration de la machine. Ces boucliers sont généralement limités aux machines de grand diamètre en raison de l'espace nécessaire aux équipements spécifiques à chacun des modes de confinement.

1.3.4.6 Micro tunnels

Le Pipe Jacking est une méthode de creusement pour l'installation de conduites souterraines avec une perturbation de surface minimale. Il est utilisé pour la construction d'égouts et de drainage, le remplacement d'égouts et le revêtement, les conduites de gaz et d'eau, les oléoducs, les câbles électriques et de télécommunication et les ponceaux (PJA, 2017).

Un bouclier entièrement automatisé et mécanisé est généralement poussé vers l'avant d'un puits de lancement à un puits de réception. Des tuyaux de levage sont ensuite progressivement insérés dans l'arbre de travail. Une autre différence significative entre la méthode de levage de tuyau et la méthode de protection réside dans le fait que la doublure de la levée de tuyau est constituée de tubes et que la méthode de revêtement de la protection est composée de segments.

Afin de réduire considérablement la résistance des tuyaux, une suspension thixotrope est injectée dans le périmètre extérieur des tuyaux. Les boues thixotropes peuvent également réduire les perturbations du sol tout en épaississant le fonçage de la boue. L'épaisseur doit être six à sept fois le vide entre la machine et les tuyaux.

1.3.4.7 Excavation partielle

Les machines à face partielle (Figure 1.15) ont un front ouvert et peuvent parfois être plus économiques sur des sols homogènes et semi-stables avec peu ou pas d'eau souterraine (Herrenknecht, n.d.b). Dans la couche de rochers, le front ouvert peut traiter les rochers beaucoup plus facilement que les machines à bouclier fermé. En surface de cavité, le front ouvert peut éviter le risque de tomber dans le fond de la cavité. Grâce à leur conception simple et au fait que le poste de travail de l'opérateur est proche de la face ouverte du tunnel, ces machines peuvent facilement être adaptées aux conditions géologiques changeantes. Une bonne surveillance de l'excavation peut également être effectuée.



Figure 1.15 Deux types de machines d'excavation à face partielle (Herrenknecht AG)

1.3.4.8 Boucliers non circulaires

Seuls les deux tiers environ d'une section de tunnel circulaire peuvent être utilisés efficacement. Par conséquent, les tunneliers du futur devraient avoir des machines à section transversale non circulaire et être appelés boucliers non circulaires. Différents types existent déjà,

tels que les boucliers à double tube en O (DOT) (Figure 1.16) pour lesquels une colonne centrale est installée afin de former un revêtement de tunnel stable.

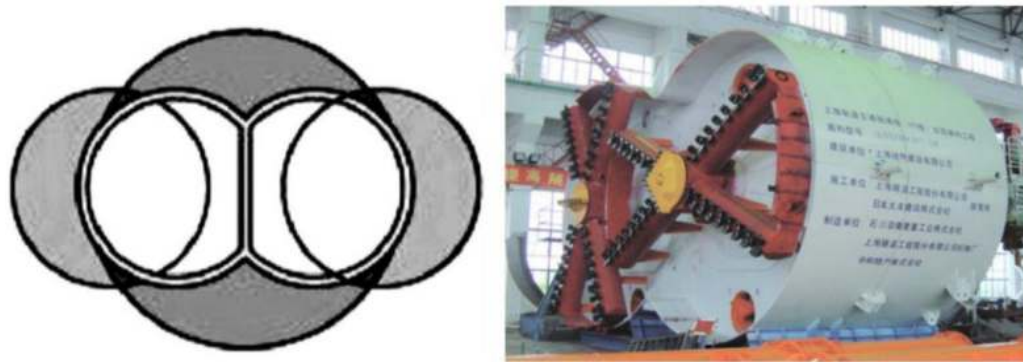


Figure 1.16 Coupe transversale du bouclier DOT

Divers tronçons de tunnel (Figure 1.17) peuvent également être réalisés à l'aide d'une machine à bouclier avec un couteau circulaire primitif au centre et plusieurs planétaires secondaires à la périphérie (Figure 1.18).

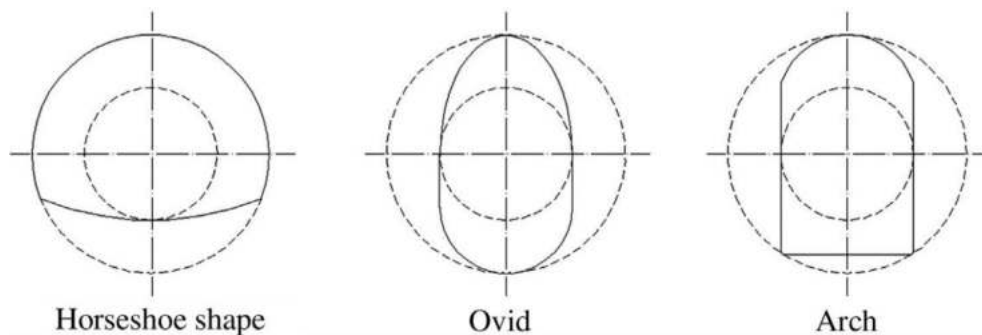


Figure 1.17 Exemple de section transversale pouvant être obtenue avec des tunneliers.

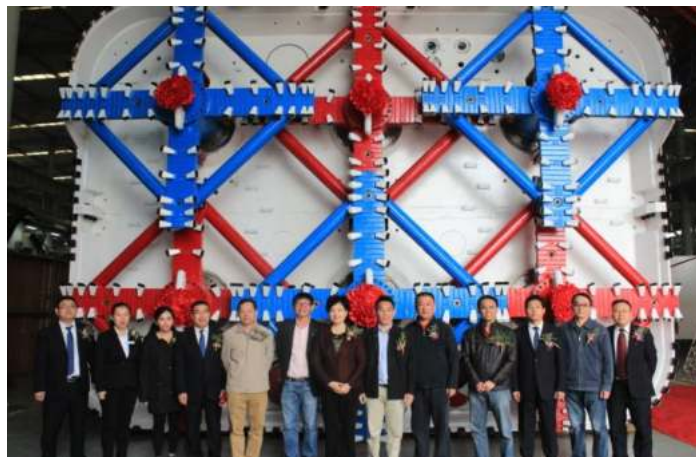


Figure 1.18 Tunnelier rectangulaire de Zhengzhou, Chine (TunnelTalk, 2017)

Tunneliers géants

Le premier tunnelier à dépasser 15 mètres de diamètre a été utilisé pour réaliser le tunnel de l'autoroute périphérique M-30 à Madrid en 2005. En 2013, le tunnelier « Bertha » franchissait la barre des 17 mètres de diamètre sur le chantier du tunnel autoroutier de remplacement de l'Alaskan Way Viaduct à Seattle.

En Europe, les plus grands tunneliers ont été utilisés en Italie. En décembre 2010, un tunnelier de 15,62 mètres de diamètre, « Martina », a été lancé pour la construction du tunnel autoroutier Sparvo, sur l'autoroute Variante di Valico dans les Apennins. Depuis 2016, ce record a été battu de peu par une nouvelle machine construite par Herrenknecht. Large de 15,87 mètres, pesant 4800 tonnes, ce tunnelier creuse actuellement le tunnel autoroutier Santa Lucia.



Figure 1.19 Tunnelier géant de Santa Lucia, Italie (TunnelTalk, 2016)

Tunneliers verticaux

Un tunnelier vertical est formé d'un bras excavateur télescopique creusant le sol au fond d'un puits. Plutôt que derrière la tête de coupe comme avec un tunnelier traditionnel, les parois du puits sont assemblées au sommet de ce dernier et viennent pousser l'ensemble vers le bas. Cette configuration permet de maintenir la complexe machinerie assemblant les parois à l'extérieur. L'excavateur peut fonctionner sous l'eau pour éviter l'abaissement de la nappe phréatique et les tassements induits pendant le forage (Figure 1.20).



Figure 1.20 Tunnelier vertical de la société Grand Paris, France (Delaporte, 2018)

Tunneliers diagonaux

A Saint-Pétersbourg, un tunnelier à pression de terre a été retenu pour forer les rampes d'accès de la station de métro Admiralteiskaia, profonde de 102 mètres, sans endommager les bâtiments patrimoniaux environnants. Bien que la distance creusée fût courte (moins de 200 mètres), l'utilisation du tunnelier s'est avérée économique car ce dernier, hormis sa roue de coupe, a été réutilisé trois fois. Plutôt qu'horizontalement au fond d'un puits, le tunnelier a été lancé depuis la surface à une inclinaison de 30 degrés et maintenu par des câbles (Figure 1.21).

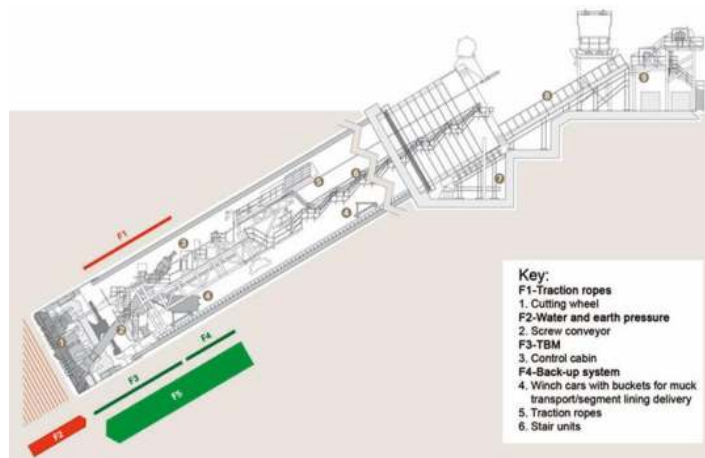


Figure 1.21 Tunnelier incliné de Saint-Petersbourg, Russie (Bäppler, 2012)

1.3.5 Choix du type de tunnelier

Actuellement, on peut utiliser les tunneliers dans tous les types de terrain. Mais la façon d'attaquer la roche n'est pas la même, suivant que l'on soit dans un granite sain ou un sable. On

peut choisir la technologie de creusement selon le type de roche et les conditions hydrogéologiques :

- **Roches dures** : On peut utiliser un tunnelier équipé de molettes, qui écrasent, fissurent et surtout éclatent la roche. Le front peut rester ouvert et après concassage (par passage dans un concasseur) l'évacuation des déblais sera réalisée, par un convoyeur à bande (tapis roulant).
- **Roches tendres** : Pour ce type, on peut utiliser un tunnelier équipé de molettes et de dents, ces derniers faisant office de couteaux cisillant la roche. Le front est généralement ouvert mais peut être fermé et légèrement pressurisé à l'air comprimé si des venues d'eau apparaissent.
- **Sols pulvérulents ou fins** : On utilise un tunnelier équipé de dents, ces dernières faisant office de couteaux entraînant le sol. Cependant il faut une certaine pression pour assurer la stabilité du terrain, dans le cas de sables aquifères par exemple, on devra utiliser un tunnelier à pression de boue qui creuse dans une chambre d'abattage remplie de bentonite. Cette dernière assure un confinement uniforme et génère un "cake" sur quelques centimètres en avant du front, assurant l'intégralité et la tenue du terrain.
- **Zone aquifère** : La traversée des zones aquifères, autrement dit des zones situées dans une nappe phréatique ou qui font l'objet d'une circulation d'eau (lits d'une rivière, failles, etc...), a toujours posé d'énormes problèmes. La difficulté est d'autant plus grande que les terrains sont presque toujours de nature sableuse ou terreuse, avec très peu de cohésion. Lorsqu'une zone aquifère est localisée, plusieurs solutions sont envisageables. Si le creusement se fait au tunnelier, l'excavation a lieu sous bouclier fermé. Une bonne étanchéité est à prévoir entre les voussoirs ainsi qu'entre voussoirs et bouclier.

1.3.6 Gestion des déblais

1.3.6.1 Transport du sol excavé

Un système d'élimination des déblais transfère les matériaux excavés de la face du tunnel à la surface. La consistance des matériaux excavés peut varier considérablement en fonction du type de bouclier utilisé et du sol excavé. Cela nécessite donc différents modes de transport de boue (Maidl, Herrenknecht, Maidl et Wehrmeyer, 2012), comme suit :

- Retrait à sec pour les boucliers à front ouverts, les boucliers à pression d'air comprimé et les boucliers EPB fonctionnant en mode d'air ouvert ou d'air comprimé. Un convoyeur à bande ou à chaîne est souvent utilisé avec des locomotives.
- Élimination de la boue pour les boucliers à boue. Le support est également un moyen de transport, constitué généralement de tuyaux de transport et de pompes hydrauliques.
- Élimination de la boue à haute densité pour les boucliers EPB. Une bande transporteuse est généralement utilisée lorsque la boue émerge en morceaux cylindriques.
- Le transport de boue verticale comprend des tuyaux, des courroies transporteuses et des godets selon le type de tunnelier et la profondeur du tunnel.

Il n'y a pas de mode de transport défini pour chaque type de bouclier. Le choix doit donc être fait en fonction des spécificités du projet. Les matériaux excavés doivent être recyclés autant que possible sur le site ou à proximité. Les matériaux contaminés pouvant être réutilisés doivent être décontaminés ou, dans le cas contraire, transportés vers des installations de traitement ou des décharges agréées.

1.3.7 Revêtement du tunnel

Le revêtement sécurise le tunnel contre le sol environnant. Il protège le tunnel des charges provenant des mouvements naturels du sol et du trafic de surface et des structures telles que les bâtiments. Il peut également imperméabiliser le tunnel. Cette partie traite le revêtement en voussoirs, la forme la plus courante dans les tunnels actuels. Ce type de revêtement est généralement le support de choix dans la construction de tunnels TBM.

1.3.7.1 Fabrication

Coulés dans le moule (Figure 1.22), les voussoirs sont en béton armé. Les segments dominants ont une largeur de 1,2 à 2 m et une épaisseur typique de 25 à 50 cm. La production de segment comprend les étapes suivantes :

1. Montez la cage en acier et placez-la dans le moule en acier ;
2. Couler le béton dans le moule ;
3. Vibrer le béton ;
4. Retirer le segment du moule.

Au fur et à mesure de l'évolution des technologies, de nouveaux matériaux renforcés, tels que des fibres synthétiques, ont partiellement remplacé les barres d'acier traditionnelles. Le béton fibré est plus durable, économique et écologique.

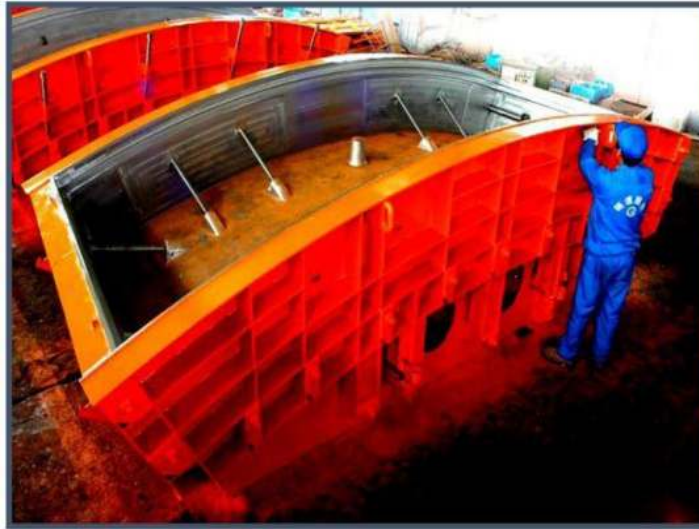


Figure 1.22 Moule en acier pour segment

1.3.7.2 Stockage

Les segments sont généralement stockés dans un agencement empilé (Figure 1.23). Ils sont transportés ensuite à la position où ils doivent pouvoir être montés à l'intérieur du tunnel.

Une locomotive (Figure 1.24) est utilisée pour le transport des segments. Lors du transport, il n'y a généralement pas plus de trois segments empilés.



Figure 1.23 Segments préfabriqués empilés.



Figure 1.24 Transport de segments dans le tunnel.

1.3.7.3 Montage des segments

Plusieurs segments sont assemblés à l'intérieur de la queue du tunnelier pour former un anneau complet. Pour les tunnels de taille moyenne, cinq segments et une clé constituent normalement un anneau complet. L'installation commence généralement par les segments inversés, suivis des segments gauches et droits, puis des segments clés. Ceci est illustré à la Figure 1.25. Les segments sont nommés en fonction de leurs positions (Figure 1.26) en tant que segments clés, segments adjacents et segments standards. Il y a alors deux moyens de joindre les segments :

1. **jointes croisés** ces segments sont faciles à assembler, bien que des inégalités sur la surface et des erreurs accumulées risquent de se produire ;
2. **jointes en T** ces segments sont empilés, ils ont également une meilleure étanchéité et rigidité, ce qui en fait la méthode privilégiée de revêtement voussoirs.

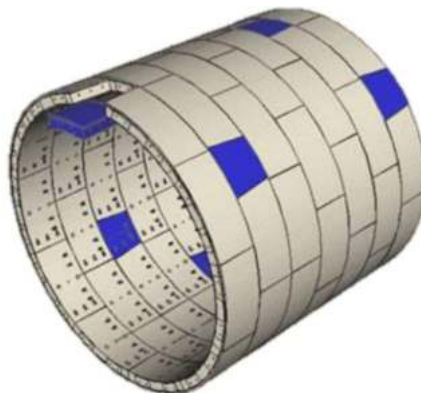


Figure 1.25 Installation des segments.

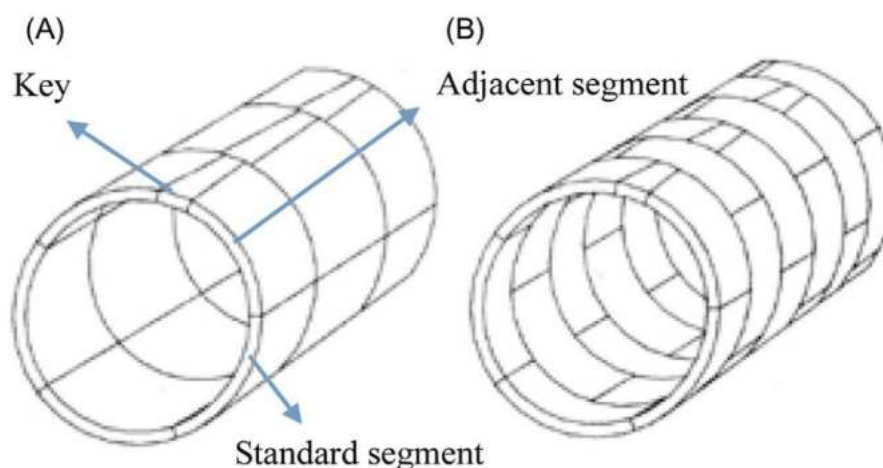


Figure 1.26 (A) Joint droit et (B) Joint en quinconce.

1.3.8 Joint de la jupe

Le joint de la jupe protège l'arrière du bouclier contre les eaux souterraines et le sol environnant. Il est conçu pour sceller l'espace annulaire entre le revêtement du tunnel et la jupe (Figure 1.27).

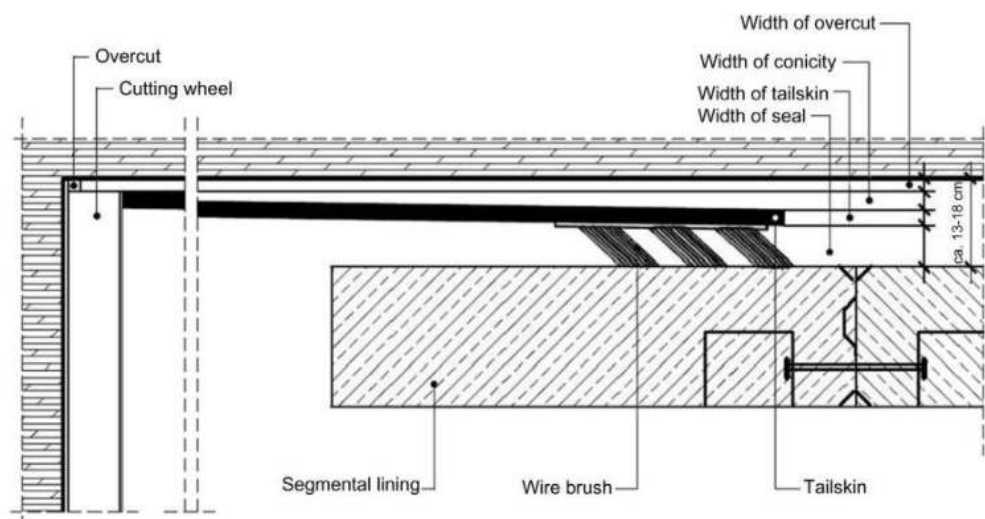


Figure 1.27 Schéma détaillé d'une jupe de tunnelier.

Le joint est généralement assuré par l'injection de graisses entre des rangées de brosses métalliques. L'objectif principal de la graisse est d'empêcher la migration de coulis, ainsi que la terre ou l'eau à l'intérieur du bouclier du tunnel ; en d'autres termes, il assure l'étanchéité du tunnelier lors de la construction de tunnels. Ainsi, l'écart entre le vide annulaire sera rempli de graisse. Par conséquent, la pression du système de graisse devrait être supérieure à celle du coulis de bourrage lorsque le tunnelier est en train d'excaver. Les graisses d'étanchéité des jupes sont des

fluides à haute viscosité. La performance de la graisse est évaluée sur les principaux aspects suivants selon la Fédération européenne des produits chimiques de construction et des systèmes de béton spécialisés (EFSCCS) :

- Bonne résistance à l'eau et à la pression de coulis.
- Bonnes propriétés anti-lavage.
- Bonne protection des brosses contre l'usure.
- Bonnes propriétés de pompage sur une large plage de températures, qui signifie que la viscosité apparente doit être faible.
- Bonne adhésion au béton et au métal.
- Bonne stabilité pendant le stockage et sous pression, ce qui signifie que le lessivage et la décomposition doivent être évités quel que soit l'environnement extérieur.
- Aucun effet nocif sur les joints d'étanchéité.

1.3.9 Injection du coulis

L'injection a pour but de combler le vide annulaire entre le sol et le revêtement. Pour éviter le tassement, il est important que le processus d'injection commence le plus tôt possible. Le mortier et le coulis à deux composants (suspension de ciment et silicate de sodium) sont deux matériaux d'injection simultanés courants. Il y a deux façons d'injecter : soit à travers la jupe, soit par des trous préfabriqués dans les segments. La première voie est l'injection simultanée, tandis que la dernière est appelée l'injection secondaire.

Après l'injection simultanée, des cavités peuvent toujours exister. Cela peut être dû au tassement du coulis primaire, par exemple. Une injection secondaire est alors nécessaire et est généralement effectuée à une pression supérieure à la pression du sol afin de mettre sous pression et de stabiliser le sol. Dans le cas des tunneliers à roches dures, l'espace annulaire est comblé avec du gravier au lieu du coulis. Cela signifie qu'une injection secondaire est requise.

- **À travers la jupe** l'injection directement à travers la jupe (Figure 1.28) est préférable dans les sols meubles, car il est nécessaire de combler immédiatement le vide annulaire.
- **À travers les trous d'injection dans les segments de tunnel** l'injection peut être faite à travers les trous existants dans les segments de revêtement (Figure 1.29). Ces trous ont généralement un mécanisme dans le vide annulaire pour retenir le matériau d'injection.

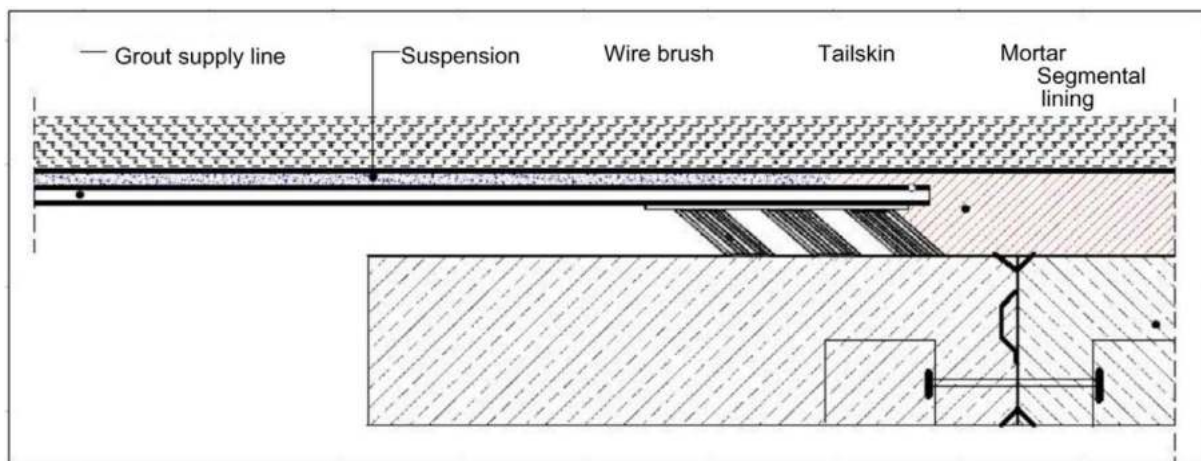


Figure 1.28 Injection à travers la jupe.

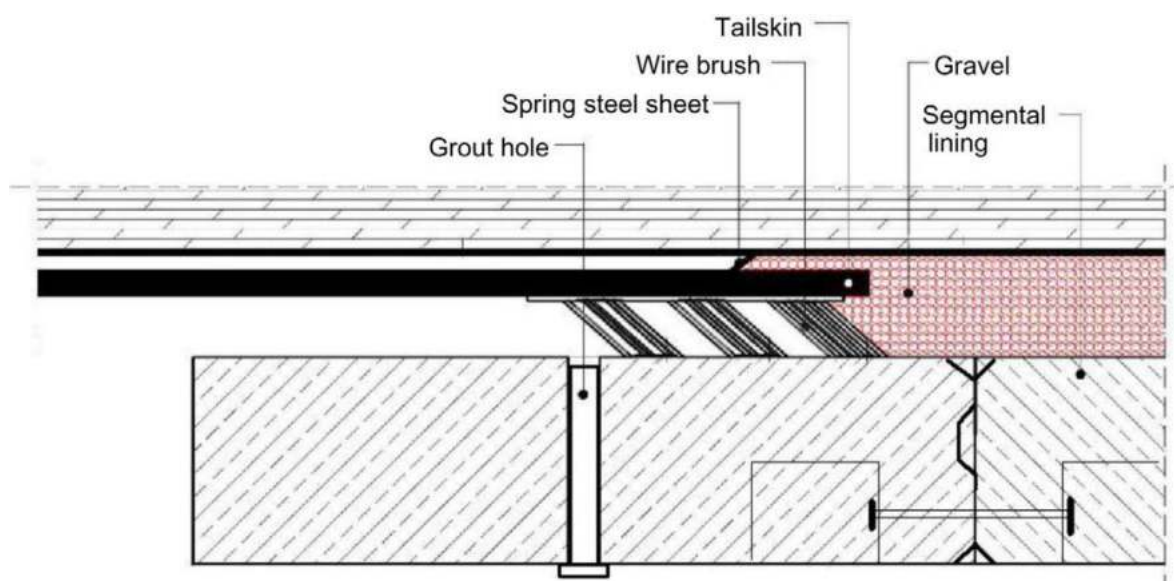


Figure 1.29 Injection à travers les trous d'injection dans les segments.

1.3.10 Systèmes de surveillance et de guidage

Pour un tunnel au tunnelier, il est primordial de disposer de systèmes de topographie et de guidage en temps réel fiables pour garantir que l'excavation respecte le tracé prédéfini. En fonction de la précision requise pour l'entraînement de la machine, le type de machine et l'alignement du tunnel, les données de mesure sont obtenues à l'aide de levés manuels ou de capteurs automatiques.

Pour aider l'opérateur à diriger le tunnelier, les systèmes de guidage de tunnel suivent sa position et sa direction (Lee, 2007) comme suit :

- Une station laser détermine la position tridimensionnelle (3D) en continu.
- La cible vidéo détermine la torsion dans le plan XY.

- L'inclinomètre 1 détermine le roulis dans le plan XZ.
- L'inclinomètre 2 détermine l'inclinaison dans le plan YZ.

1.4 CONCLUSIONS

Dans ce chapitre nous avons essayé de présenter l'histoire du développement souterrain ainsi que le creusement souterrain à l'aide d'un tunnelier. Dans un terrain meuble et aquifère, deux techniques ont prouvé leur efficacité ; le bouclier à pression de terre et le bouclier à pression de boue.

Le domaine d'application du bouclier à pression de boue est très large, il peut affronter presque tous les terrains meubles et aquifères. Il répond bien aux problèmes de stabilité du front de taille, mais présente l'inconvénient d'être d'un coût plus élevé lié à la nécessité d'une centrale de traitement de boue en surface.

Le bouclier à pression de terre, très utilisé au Japon, a un domaine d'application moins large. Il est approprié dans les sols homogènes. Néanmoins, ce type de boucliers possède un problème technologique de régulation de la pression dans la chambre d'attaque en terrains hétérogènes.

L'utilisation d'un tunnelier à front pressurisé présente de nombreux avantages : en plus de la sécurité accrue du personnel dans le tunnel et un avancement des travaux plus important, on note une limitation de l'utilisation de techniques supplémentaires de soutènement (injections, congélation, pompage...) ce qui permet au final une réduction des coûts de production pour les tunnels de longueur suffisante.

CHAPITRE 2 : MOUVEMENTS DE SOL ENGENDRES PAR LE CREUSEMENT

*«La simplicité ne consiste pas tant à négliger ce qui est complexe qu'à clarifier ce qui
importe.»*

G. Murcutt, Pitzker Prize 2002.

CHAPITRE 2

MOUVEMENTS DE SOL ENGENDRES PAR LE CREUSEMENT

2.1 INTRODUCTION

Le creusement de tunnels engendre des perturbations plus ou moins importantes dans l'équilibre interne du massif environnant, créant ainsi des déformations et des déplacements de sol. En zones urbaines, les tassements résultant de ce phénomène peuvent affecter la stabilité des ouvrages avoisinants. Ces désordres peuvent avoir des conséquences humaines et économiques non négligeables.

Plusieurs approches sont ainsi utilisées pour chercher à étudier et prévoir l'évolution de ces mouvements dans le massif.

Ce chapitre présente les méthodes habituellement utilisées pour étudier et prédire le champ de déplacement dû à l'excavation de tunnels peu profonds dans des sols meubles. Dans un premier temps, la phénoménologie des mouvements induits par le creusement de tunnels est décrite. Ensuite, une présentation de méthodes empiriques, analytiques et numériques communément utilisées pour prédire les déplacements est exposée.

2.2 MOUVEMENTS DE SOL DUS AU CREUSEMENT

La relation entre les mouvements de sol en surface et la profondeur du tunnel n'est pas simple. En réalité, les mouvements de sol dépendent d'un certain nombre de facteurs comme (1) les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques (2) la géométrie et la profondeur du tunnel (3) les méthodes d'excavation. Il est cependant évident qu'un tunnel peu profond aura plus d'effets sur les structures en surface qu'un tunnel profond.

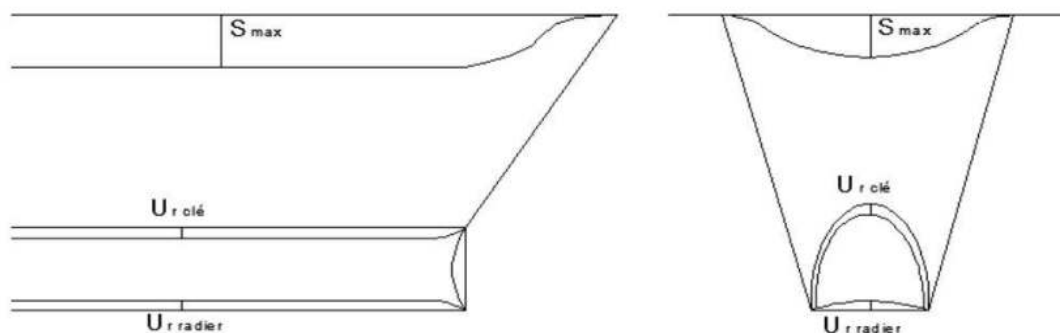


Figure 2.1 Mouvements provoqués par le creusement d'un tunnel Leblais (1995)

Ces mouvements, imputables à une perte de terrain en volume (Schlosser, 1989), peuvent ensuite se propager jusqu'à la surface du sol avec un certain retard, en fonction du temps de réponse du massif et de la couverture du tunnel. Cependant, Chapeau (1991) a souligné que, dans le cas de tunnels peu profonds ($C/D < 2$), l'amortissement peut être si faible qu'une erreur dans la procédure de creusement peut entraîner une rupture en bloc de toute la couverture. Pour des hauteurs de couverture plus importantes, en revanche, l'effet de voûte, décrit par Lunardi (1997), peut intervenir et éviter ce phénomène néfaste. La cuvette tridimensionnelle de tassement, bien représentée par Attewell (1987) et Leblais et al. (1995), peut causer des dommages importants aux ouvrages existants. C'est pour cette raison qu'un enjeu prioritaire dans la réalisation de tunnels en milieu urbain est la limitation de ces déformations. A ce propos, Lunardi (2008) a proposé une méthode, dite ADECO, en mettant en évidence que les déformations en tunnel et les tassements en surface seraient limités grâce à un contrôle rigoureux des déformations du noyau devant le front de taille.

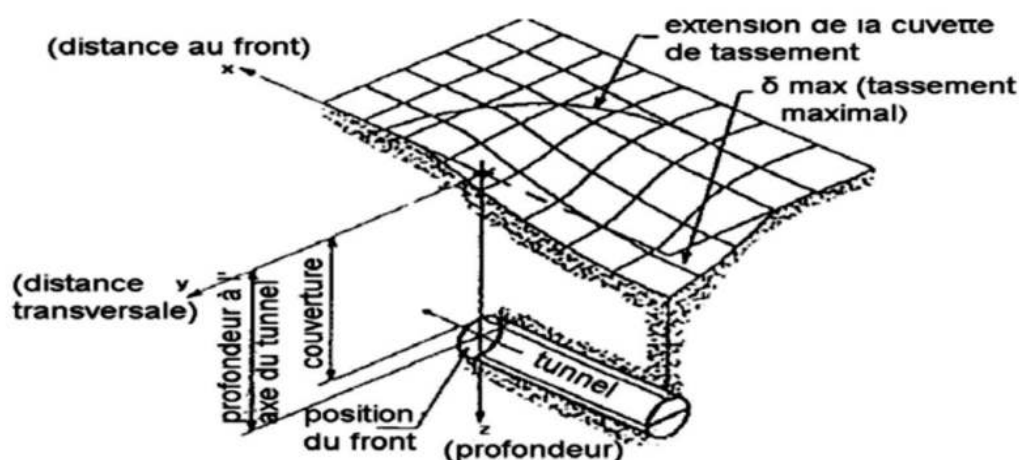


Figure 2.2 Cuvette de tassement tridimensionnelle (Leblais et al. 1995)

Transmission des déplacements vers la surface

A partir de la périphérie de l'excavation, les déplacements se transmettent vers la surface, avec une amplitude et un décalage dans le temps dépendant des conditions géotechniques, géométriques et technologiques du projet.

Le tassement en surface se présente sous la forme d'une cuvette tridimensionnelle, dont les dimensions dépendent du type du sol, de la proximité de la surface et du diamètre du tunnel.

Pour illustrer la transmission des déplacements entre le tunnel et la surface, les essais et les observations in situ (Pantet. 1991) ont mis en évidence deux mécanismes de transmission des déplacements en surface : mécanisme primaire et mécanisme secondaire. Le mécanisme primaire se déclenche avec le déconfinement du front. Il est caractérisé par la formation d'une zone de terrain en déformation au-dessus de la galerie. Lorsque le tunnel est assez profond ($C/D > 2,5$), la transmission des effets du creusement vers la surface, au-dessus de la zone supérieure, est généralement réduite. Le mécanisme secondaire peut s'enclencher derrière le précédent lorsque le tunnel est assez proche de la surface ($C/D < 2,5$) et que le confinement n'est pas suffisant. Il en résulte la formation d'un bloc de terrain "rigide", limité par deux bandes de cisaillement simples ou multiples qui joignent le tunnel à la surface. Les déplacements en clé de voûte et ceux en surface, au droit de la galerie, sont alors du même ordre.

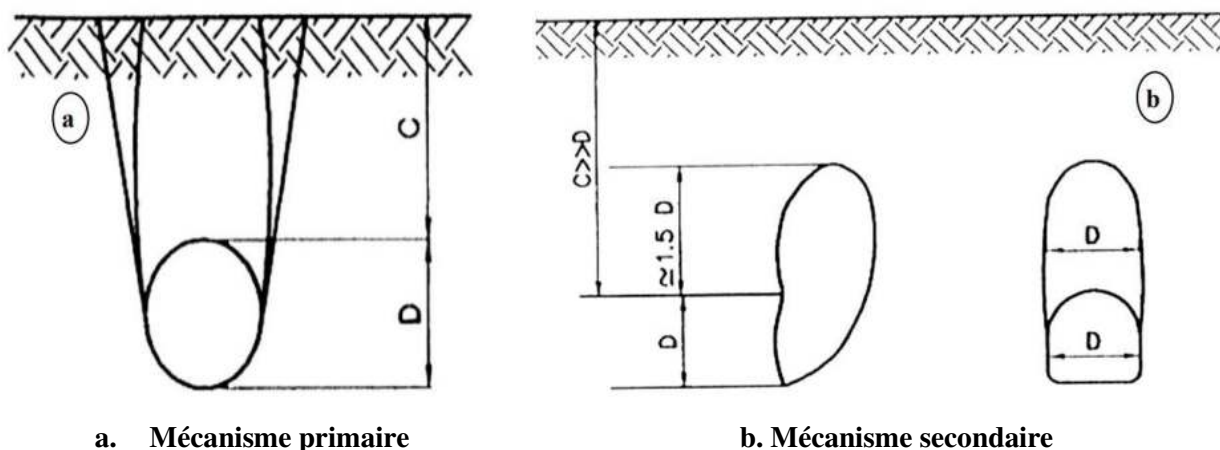


Figure 2.3 Mécanisme de transmission (Pantet. 1991)

Effet de voûte

Lunardi (1997) a décrit un mode aux lignes d'écoulement dans le courant d'un fleuve, qui sont déviées par le pilier d'un pont, les lignes d'écoulement du champ de contrainte dans une masse de roche sont déviées par l'ouverture d'une cavité et font des canalisations autour d'elle pour créer une zone d'effort accru autour des murs de l'excavation. Donc les contraintes

préexistantes sont déviées par l'ouverture de la cavité ; c'est la canalisation du flux de ces contraintes sur le contour de l'excavation qui est à l'origine de l'effet de voûte.

Quand il a lieu, ce phénomène permet de garantir la tenue et la durée d'espace vide dans le sous-sol. Cet effet de voûte est fonction de l'état de contraintes du massif et des caractéristiques de résistance et de déformabilité du terrain. Trois situations sont alors possibles et l'effet de voûte peut se produire à proximité du profil d'excavation, loin du profil ou ne pas se produire.

- Le premier cas se rencontre lorsque le massif autour de la cavité se comporte de manière élastique (en termes de contraintes et déformations) et avec peu de convergence.
- La deuxième situation se produit lorsque des déformations non élastiques (généralement plastiques) ont lieu, ce qui provoque des convergences importantes.
- Dans le dernier cas le massif n'est pas en mesure de supporter le champ de contraintes déviées et la cavité s'écroule.

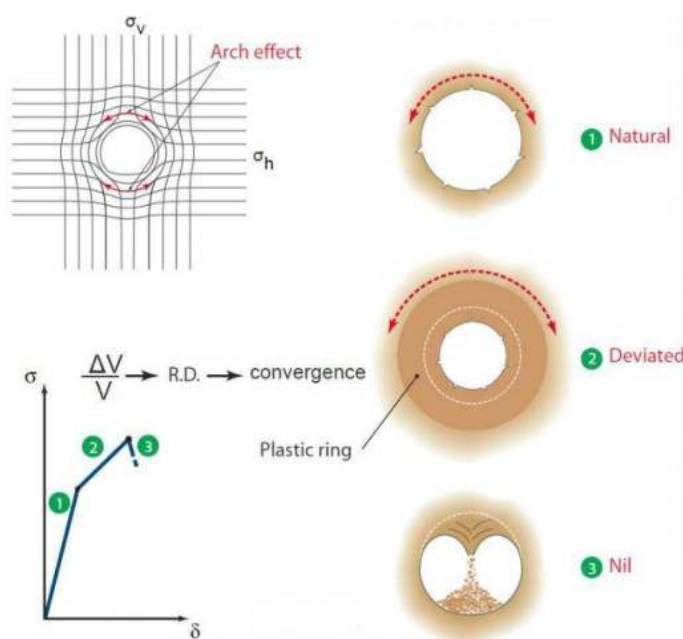


Figure 2.4 Les situations possibles de l'effet de voûte (Lunardi, 1997)

Mouvements horizontaux

Les déplacements horizontaux dans le massif sont mesurés, dans les directions longitudinales et transversales, à l'aide d'inclinomètres. Les déformées inclinométriques transversales (Figure 2.5a), issues des mesures présentées par Bernat (1996), montrent que le terrain situé en surface a tendance à converger vers le centre de la cuvette ; en outre un « ventre » apparaît à la hauteur de l'excavation vers le vide créé. Dans le cas du tunnelier à front pressurisé

(Ollier. 1997) ce ventre se manifeste, en revanche, dans la direction opposée (Figure 2.5b). L'effet de cette méthode de creusement est également visible dans la déformée inclinométrique longitudinale où le terrain se trouve entraîné vers l'avant au cours du creusement.

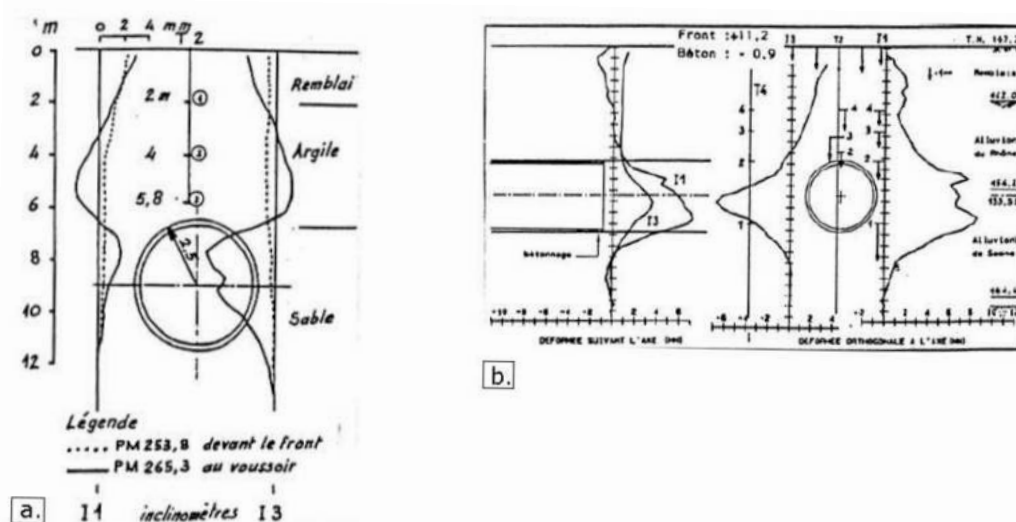


Figure 2.5 Résultats inclinométriques (a. Bernat. 1996 ; b. Ollier. 1997)

Mouvements dans une section transversale au creusement

Cording (1977) propose une représentation des déplacements expérimentaux du chantier de métro bitube Washington DC dans des matériaux granulaires en termes d'isovaleurs de distorsion (Figure 2.6) et de déformations volumiques (Figure 2.7).

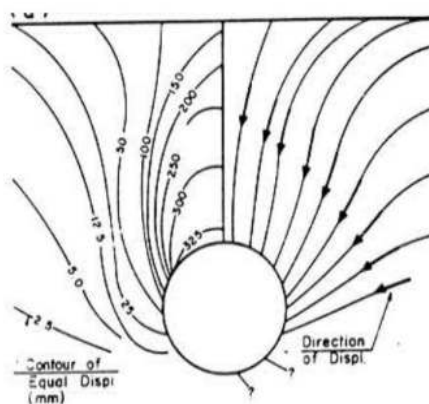


Figure 2.6 Déplacements générés par le creusement (Cording. 1977)

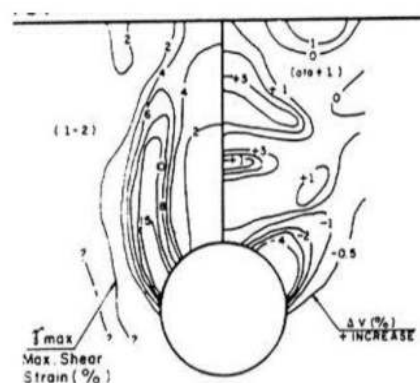


Figure 2.7 Déformations de distorsion et volumiques (Cording. 1977)

On note sur la Figure 2.6 la symétrie de la cuvette de tassement. Le déplacement vertical est maximal au-dessus de la clé du tunnel et le déplacement horizontal est maximal en surface. Il

est important de signaler que si la couverture avait été insuffisante, les lignes de cisaillement auraient pu atteindre la surface et provoquer un phénomène de rupture en bloc.

Les phénomènes suivants ont également été mis en évidence (Figure 2.8) :

- en surface, zones de compression dans les deux zones latérales.
- une zone décompressée en forme de dôme au-dessus de la clé du tunnel.
- deux zones de distorsion maximale débutant à 45° et se propageant verticalement.
- resserrement par compression aux reins.

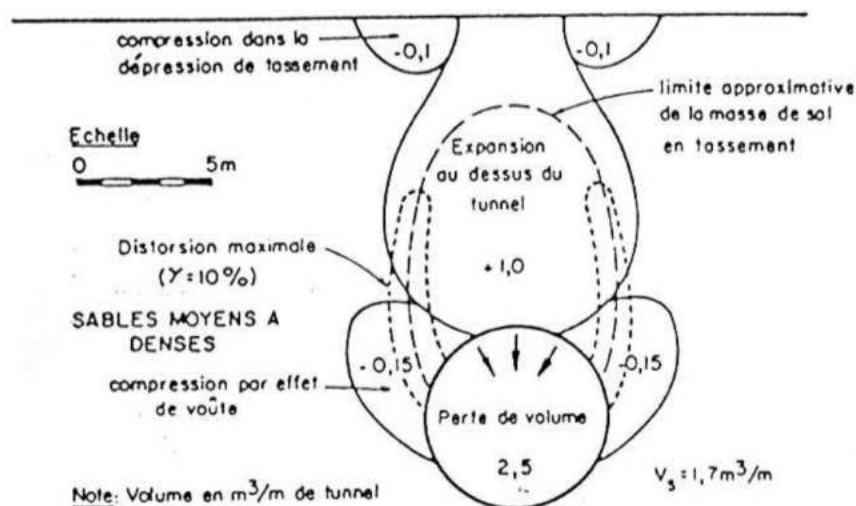


Figure 2.8 Répartition des volumes de déplacement de sol (Cording, 1977)

Chapeau (1991) retrouve le même type de phénomène sur un chantier réalisé dans du sable à Villejust.

Dans les milieux argileux, les mouvements à court terme se font à volume constant et sont purement radiaux autour du tunnel d'après Mair (1981). Les zones de cisaillement maximal n'apparaissent pas et confirment les résultats obtenus sur des maquettes expérimentales. Le volume de la cuvette de surface est quasi identique au volume de sol perdu au niveau du tunnel (Cording, 1977).

L'amplitude des déformations dépend de la nature du sol et des conditions de creusement, ce qui va influencer sur la perte de sol V_t et donc sur les tassements en surface. Ces tassements définissent un certain volume par mètre linéaire noté V_s correspondant à l'aire comprise entre le niveau initial de surface du sol et le profil de tassement. De manière générale, pour les sols cohérents en conditions non drainées, V_s et V_t sont égaux puisque les déformations se produisent à volume constant. Pour les sols non cohérents V_s peut être soit plus petit soit plus grand que V_t suivant qu'une consolidation se produise ou non. Roisin (1995) précise qu'en général V_t est

supérieur à V_s pour les sols pulvérulents et, inversement pour les sols argileux. La perte de sol V_t est un paramètre important dans le contrôle des mouvements de sol. D'après Uriel (1989) (Figure 2.9), aucune approche théorique ne permet d'appréhender ce paramètre à moins qu'elle ne soit capable de représenter les diverses opérations qui composent le processus de creusement.

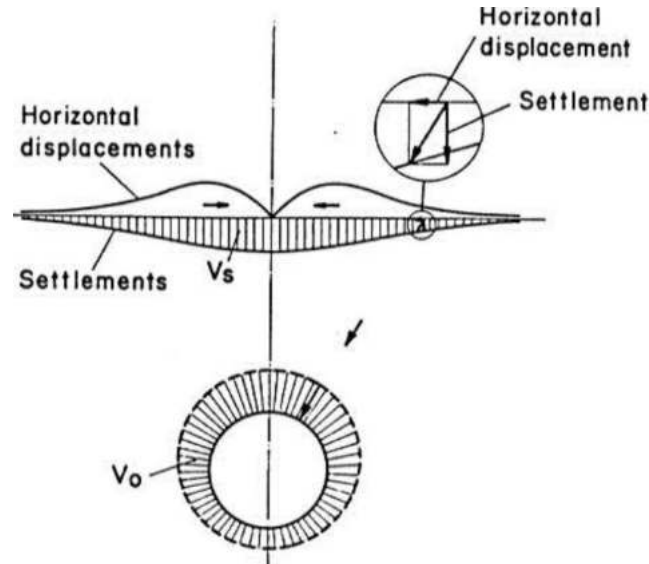


Figure 2.9 Mouvements de sol consécutifs à une perte de volume (Uriel. 1989)

Comme alternative à V_t , Lee (1989) propose pour les ouvrages souterrains creusés à l'aide d'un bouclier l'utilisation du « GAP parameter » en déformations planes. Ce paramètre prend en compte non seulement la perte de sol due à une éventuelle surexcavation mais aussi la variation de volume dans le sol remodelé. Il est défini de la manière suivante :

$$GAP = 2\Delta + \delta + U \quad (2.1)$$

Avec : Δ déplacement radial dû à l'épaisseur de la jupe ;

δ déplacement radial dû au vide annulaire entre le bouclier et le tunnel ;

U déplacement radial dû à la consolidation de la zone perturbée autour du tunnel au déchargement par suite de prise de virage et à la perte de sol au front de taille.

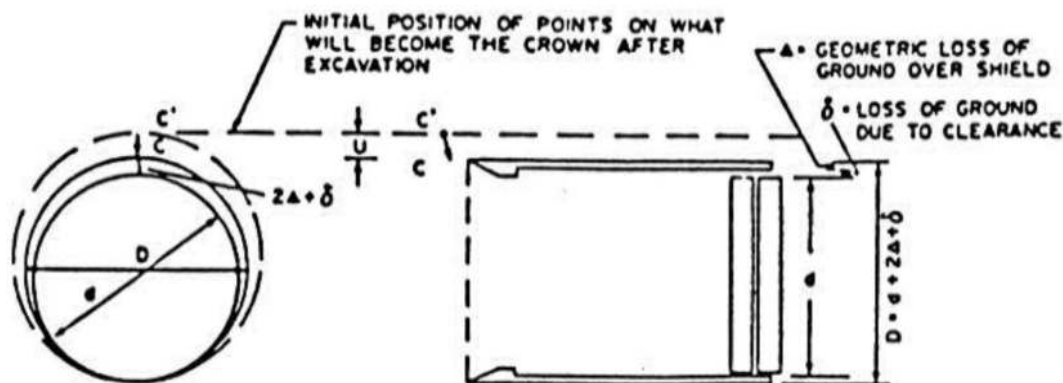


Figure 2.10 GAP parameter (Lee, 1989)

Dans le cas du creusement de plusieurs tunnels en parallèle (Figure 2.11), les tunnels profonds étant creusés en priorité, les tassements dus aux tunnels réalisés en 2^{ème}, 3^{ème}, et 4^{ème} phases sont de plus en plus importants. La nature du sol et les situations relatives de ces tunnels vont conditionner la courbe de tassement résultante.

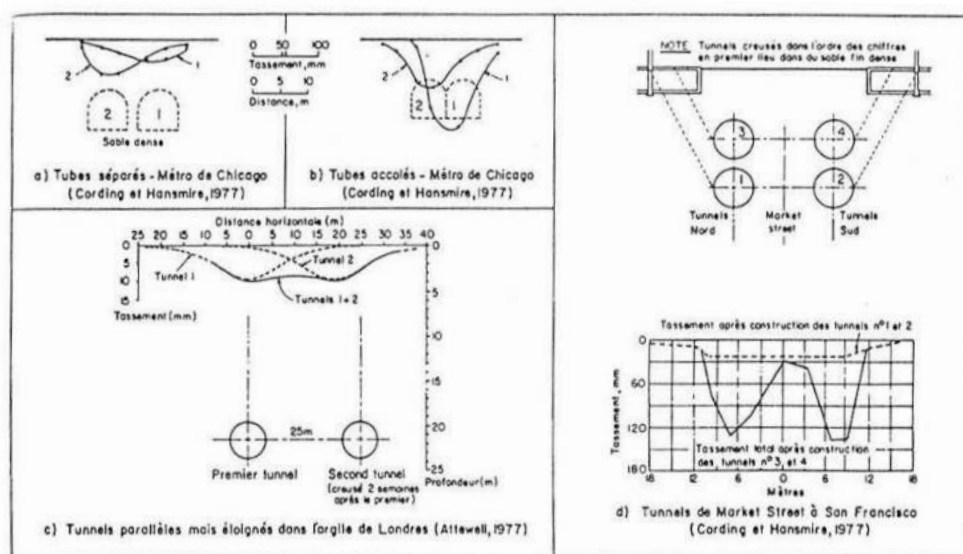


Figure 2.11 Tassements de surface lors de la construction de tunnels multiples

2.3 SOURCES DES MOUVEMENTS DE SOL

Le creusement d'un tunnel perturbe le champ initial des contraintes et l'état hydrogéologique dans le massif. Cette modification des contraintes s'accompagne en général d'un déplacement instantané du front vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel.

Les mouvements de surface engendrés par le creusement apparaissent en fait comme liés à une série de phénomènes et qui peuvent se regrouper en cinq sources principales qui sont résumés dans la Figure 2.12 :

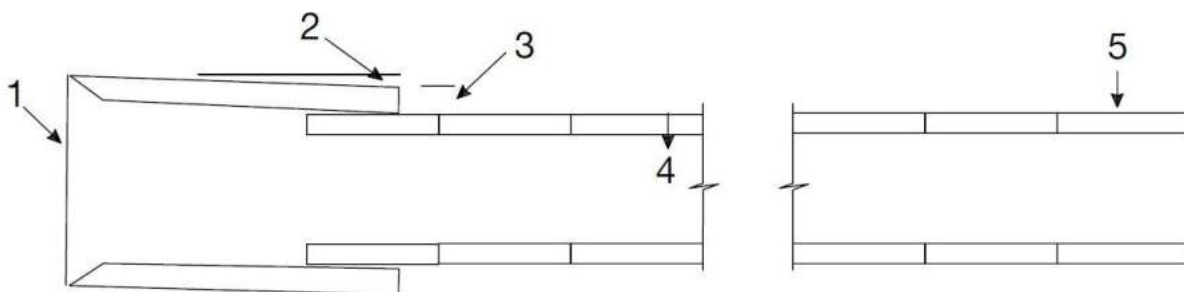


Figure 2.12 Sources majeures des mouvements de sol (Mair and Taylor. 1997)

1. Mouvements avant et au passage du bouclier ;
2. Mouvements au passage de la jupe du tunnelier ;
3. Mouvements à l'échappement de la jupe ;
4. Mouvements associés à la déformation des voussoirs ;
5. Mouvements après le passage du tunnelier (à long termes).

2.3.1 Mouvements avant et au passage du bouclier

Les mouvements de sol relatifs au passage du front sont importants dans le cas des boucliers à front ouvert. Cependant, dans le cas des boucliers à front pressurisé (à pression de terre ou de boue), ces mouvements peuvent être négligés si la pression au front est bien contrôlée.

Chapeau (1991) constate un soulèvement millimétrique correspondant à la mise en pression de l'air du front à chaque progression sur le chantier à Bordeaux.

Dans les recommandations accordées par l'AFTES (Leblais & al. 1995), le tassement correspondant au passage du front de taille est de 10% à 20%. Les tassements de cette phase ne dépassent pas 2 mm sur le chantier de Vaise (Bernat. 1996).

2.3.2 Mouvements liés au passage de la jupe

Les mesures in-situ indiquent que les mouvements de sol sont rarement stabilisés au passage de la jupe. D'après Bernat (1996) ces tassements sont provoqués par :

- L'effet de la conicité de la jupe. Afin de limiter le frottement et faciliter le guidage le diamètre de la queue du tunnelier est souvent inférieur par rapport au diamètre de la tête ;

- L'effet de la surcoupe (surépaisseur de la trousse coupante) ;
- L'effet des vibrations ;
- L'effet de la déformation du tunnelier ;
- L'effet de la rugosité de la jupe. Le sol est mis en déplacement par l'avancement des parois latérales.

2.3.3 Mouvements liés à l'échappement de la jupe

L'échappement de la jupe est souvent lié à l'existence d'un vide annulaire, le sol converge vers le revêtement par un mouvement radial et a tendance à remplir les vides existants entre la section excavée et la section revêtue

L'injection du coulis dans les vides annulaires peut provoquer une recompression du sol autour du tunnel. Le comportement du sol dépend essentiellement du mode d'injection et de la qualité du coulis. Si la pression d'injection est supérieure à la pression initiale on peut avoir un refoulement, en revanche si la pression et la rigidité du coulis sont trop faibles on provoque une augmentation du tassement.

2.3.4 Mouvements liés à la déformation du soutènement et consolidation du coulis

Lorsque le bouclier s'éloigne, le coulis injecté à l'arrière de la jupe entre les voussoirs et le sol excavé se consolide, le tassement de cette phase est donc lié à la consolidation du coulis et déplacement du sol. Le revêtement est mis en contact avec le terrain, et peut être la cause d'une source de tassement supplémentaire en surface dans le cas d'un revêtement flexible. Glossop (1977) présente le profil du tassement mesuré à long terme sur le chantier du tunnel de Willington Quay (Figure 2.14). Les mesures sont faites au 23^{ème} et au 504^{ème} jour après la fin des travaux. Le tassement observé au 504^{ème} jour est plus profond et plus large.

O'Reilly (1982) a étudié le développement du tassement à long terme pendant les dernières onze ans dans le tunnel de Grimsby, construit dans l'argile molle. La Figure 2.13 présente le tassement en surface pendant la période de onze ans.

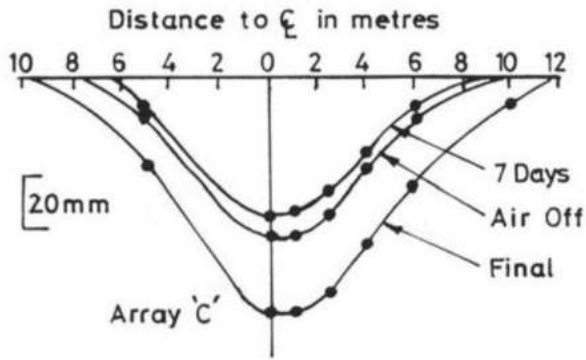


Figure 2.13 Tassement en surface. Tunnel à Grimsby (O'Reilly & al. 1982)

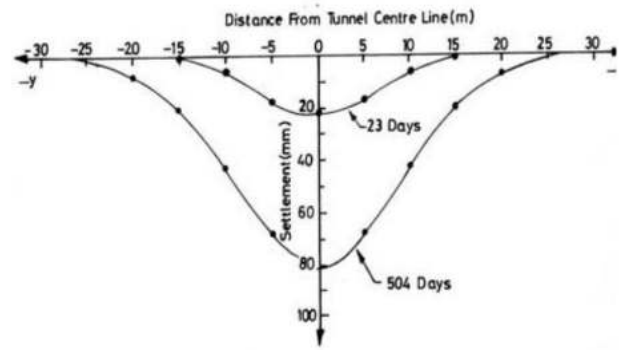


Figure 2.14 Tassement en surface. Tunnel Willington Quay (Glossop. 1977)

Les recommandations de l'AFTES (1999) proposent une répartition des tassements en surface à court terme, le tassement est donné en pourcentage du tassement total en surface :

- 10 à 20% dus au front ;
- 40 à 50% dus au vide annulaire créé le long du bouclier ;
- 30 à 40% dus à l'échappement de la jupe.

Les mesures de tassement ont été réalisées par Kanayasu (1994) au Japon à l'aide d'un bouclier, et donnent la répartition suivante (d'après Dias. 1999) :

- 34% au front ;
- 38% dus au passage du tunnelier ;
- 28% dus à l'échappement de la jupe.

Pendant la construction du métro de Lille (d'après Mroueh. 1999) les tassements en surface ont été observés pour trois phases de creusement :

- 15-35% au front ;
- 20-65% dus au passage du tunnelier ;
- 9-55% dus à l'échappement de la jupe ;

Les différences entre les trois citations sont liées aux différents modes de creusement et notamment au phénomène de surcoupe.

2.4 METHODES DE PREDICTION DU TASSEMENT

Afin de prédire des mouvements dans le sol engendrés par la construction du tunnel, les méthodes de prévision sont les suivantes :

- *Méthodes empiriques* basées sur de nombreuses mesures détaillées (chantiers réels, modèles réduites) ;

- *Méthodes analytiques* qui utilisent les formulations analytiques basées sur les équations de la mécanique ;
- *Méthodes numériques*.

2.4.1 Méthodes empiriques et semi-empiriques

A partir d'un faible nombre de paramètres, les tassements en surface peuvent être estimés à l'aide de ces approches. Ces méthodes sont très efficaces si les paramètres observés in situ sont proches des hypothèses prises en compte dans les approches théoriques simplifiées. Leur intérêt suscite de nombreux travaux de recherche que nous allons maintenant présenter.

La description tridimensionnelle des cuvettes de tassement en surface fait intervenir les trois composantes suivantes :

- δ_l déplacement longitudinal ;
- δ_v déplacement vertical ;
- δ_h déplacement transversal.

Si près du front de taille les effets tridimensionnels ne sont pas négligeables, par contre loin en arrière du front de taille on peut considérer que le champ de déformation est plan. Deux composantes suffisent donc à décrire le champ de déplacement (δ_h et δ_v).

Les méthodes empiriques et semi-empiriques visent à estimer ces paramètres à partir d'un nombre de données relativement limité tel que la profondeur du tunnel, son diamètre, la nature du massif et la perte de sol engendrée par la technique d'exécution. De nombreux auteurs s'étant intéressés à ce domaine, nous allons en exposer les principaux résultats.

2.4.1.1 Tassement vertical

Cuvette de tassement

Un nombre important de mesures relatives aux tunnels en terrains meubles sont disponibles dans la littérature (Schmidt (1969), Peck (1969), Cording (1975), Attewell (1977), Clough (1981), O'Reilly (1982), Rankin (1988)). Toutes ces mesures confirment que la distribution transversale des tassements en surface de tunnel peut convenablement être représentée par une courbe de Gauss (Figure 2.15). La formule empirique de type loi de distribution normale fut pour la première fois proposée par Martos (1958) à la suite d'une analyse statistique de mesures in situ effectuées sur des cavités minières. Cette expression a ensuite été étendue au domaine des tunnels à faible profondeur par Schmidt (1969) et par Peck (1969).

Le tassement vertical de surface a pour expression :

$$\delta_v(x) = \delta_{v\max} e^{\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)} \quad (2.2)$$

Avec :

- x abscisse par rapport à l'axe du tunnel
- δ_v tassement à la distance horizontale x du centre du tunnel
- $\delta_{v\max}$ tassement maximum au centre de la cuvette
- i abscisse du point d'inflexion de la cuvette de tassement

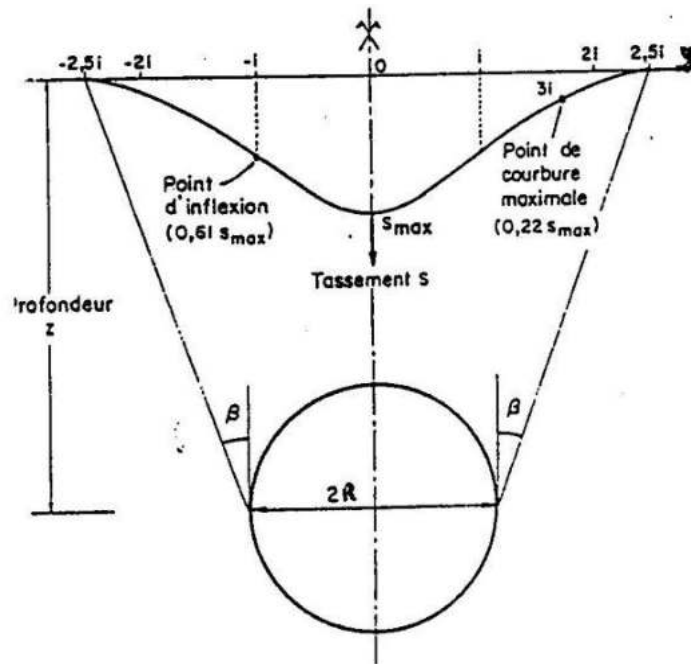


Figure 2.15 Distribution transversale des tassements (Schlosser, 1985)

La cuvette de tassement est caractérisée par sa demi largeur $L_c = 2,5 i$, sa profondeur $\delta_{v\max}$ et son volume total $V_s = 2,5i \delta_{v\max}$ qui évoluent au fur et à mesure des phases de creusement. β définit l'angle d'ouverture.

Cette formule ne fait intervenir que les deux paramètres $\delta_{v\max}$ et i , qui suffisent dans la plupart des cas à recaler la courbe de Gauss sur les mesures in situ ; elle est maintenant communément appelée “ formule de Peck ”.

Il existe d'autres expressions permettant d'estimer la cuvette de tassement, mais qui sont peu utilisées (Berry, 1977).

Estimation de ‘i’

La difficulté essentielle réside dans l'estimation des deux paramètres de calage de la courbe gaussienne. Les données expérimentales recueillies sur de nombreux sites ont permis de déduire des lois empiriques reliant i à des paramètres géométriques (C , D et H) en fonction du sol rencontré.

Attewell (1977) a établi la formule analytique suivante pour les tunnels réalisés dans les argiles.

$$i = 0,5\alpha H^n D^{1-n} \quad (2.3)$$

Divers auteurs, présentés dans le Tableau 2.1, ont ensuite étendu cette formule aux sables en proposant leurs propres coefficients.

Tableau 2.1 : Relations empiriques permettant l'estimation de i .

Auteurs	Type de sol	Expression proposée
Attewell (1977)	argiles	$i = 0,5 H$
Atkinson & Potts (1977)	sable lâche sans surcharge	$i = 0,25 (C + D)$
	sable denses avec surcharge	$i = 0,25 (1,5 C + D)$
Clough & Schmidt (1981)	argiles	$i = 0,5 H^{0.8} D^{0.2}$
O'Reilly (1982)	sols granulaires	$i = 0,25 H$ ou $i = 0,28 H - 0,1$
	sols argileux	$i = 0,5 H$ ou $i = 0,43 H + 1,1$
Oteo & Sagaseta (1982)	facteur correctif de 0,7 à 1,3 selon la nature du terrain	$i = 0,525 H - 0,42 R$
Sagaseta (1987b)	argiles	$i = 0,575 H$
Rankin (1987)	en première approximation	$i = 0,5 H$
Chapeau (1991)	argiles	$i = 0,45 H$
	sables	$i = 0,2 H$
Mair & Tailor (1993)	sols argileux	$i = 0,175 H + 0,325 H (1 - h/H)$

Il est important également de retenir l'abaque de Peck (1969) (Figure 2.16) qui a ensuite été complété par divers auteurs tels qu'Attewell, Clough et Smith (Figure 2.17). Cet abaque est à prendre avec précautions car l'angle β est ici défini pour une cuvette de demi-largeur $3i$ au lieu des $2,5i$ présentés précédemment.

Ces expressions semblent donner des résultats voisins pour les cas présentés, mais leur utilisation pour des tunnels à faible profondeur est risquée. De plus ces techniques ne prennent pas en compte la méthode d'excavation utilisée.

La largeur de la cuvette de Gauss de Peck (1969) peut également être définie par l'intermédiaire de l'angle d'ouverture β . La relation entre la demi-largeur de cuvette et l'angle

d'ouverture est définie de la manière suivante :

$$\tan \beta = 9,9 * 10^{-3} D \left(\frac{H}{D} - 0,5 \right)^{-0,974} \quad (2.4)$$

L'angle d'ouverture est donc influencé par la nature du sol et par la profondeur du tunnel. L'abaque de Peck (1969) (Figure 2.16) prend en compte ces divers paramètres.

Kanji (1979) propose aussi un abaque reliant β à la profondeur relative du tunnel et au type de sol traversé.

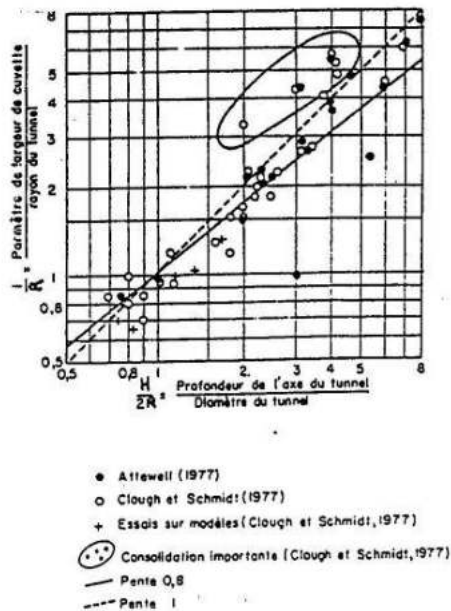


Figure 2.16 Abaque de Peck (1969)

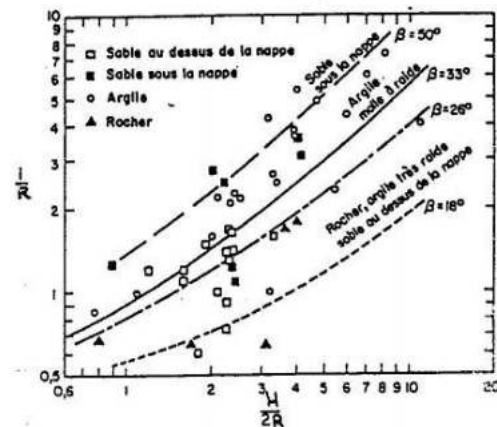


Figure 2.17 β en fonction de H et du rayon R (Attewell, 1977)

Mair & Tailor (1993) admettent que la forme de la cuvette de tassement est conservée à une profondeur h' . Mais il convient d'utiliser une hauteur de tunnel égale à $H-h'$, ce qui induit une pente de cuvette plus forte au niveau du point d'inflexion.

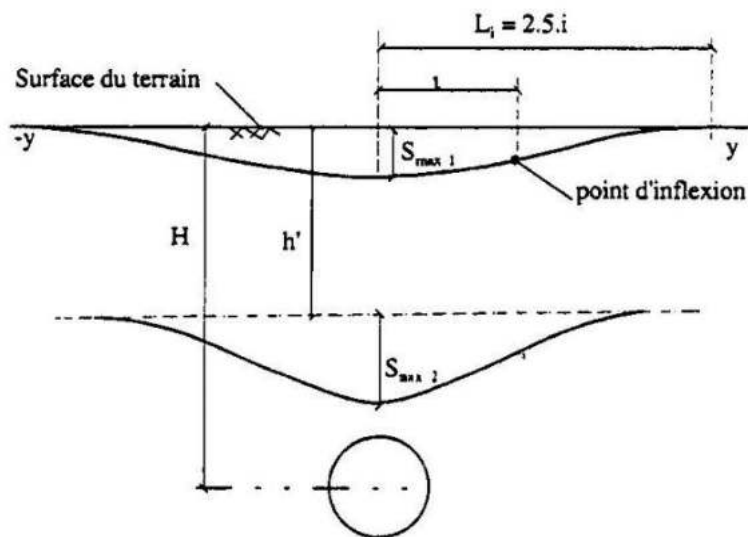


Figure 2.18 : Cuvette de tassement en profondeur (Mair. 1993).

Estimation de “ $\delta_{v \max}$ ”

Le Tableau 2.2 résume les différentes formules existant dans la littérature. Pour la formule de Farmer, k est voisin de 10 et n de $2/3$. Le Tableau 2.3 résume quant à lui les coefficients à prendre en compte suivant le type de terrain rencontré.

Tableau 2.2 : Relations empiriques permettant l'estimation de $\delta_{v \max}$

Auteurs	Expression proposée
Sagaseta (1980)	$\delta_{v \max} = \frac{\gamma D^2}{E} (0,85 - \nu) \gamma$
Farmer (1977)	$\delta_{v \max} = \frac{D}{1000} \left(\frac{kD}{H} \right)^{\frac{1}{n}}$
Poupelloz (1984)	$\delta_{v \max} = \frac{R}{1000} \left(\frac{AD}{H} \right)^{\frac{1}{n}}$
Descoeurdes (1979)	Sables: $\delta_{v \max} = 6,28 * 10^{-3} D \left(\frac{H}{D} - 0,5 \right)^{-0,575}$
	Argiles: $\delta_{v \max} = 9,9 * 10^{-3} D \left(\frac{H}{D} - 0,5 \right)^{-0,974}$

Tableau 2.3 : Valeurs des coefficients de la formule de Poupeloz (1984).

Nature du sol	A	n
argile raide plastique	9,35	0,41
argile plastique saturée	3,22	0,0779
sols granuleux	2,325	0,0574

Bernat (1996) propose une comparaison des méthodes de Farmer et de Poupeloz avec le chantier de Vaise et constate des différences de l'ordre de 300 % avec les mesures expérimentales. Les formules empiriques donnent toujours une valeur supérieure à la valeur mesurée, probablement parce que ces méthodes ne prennent pas en compte la méthode de creusement. Elles datent d'une trentaine d'années, période où les déformations engendrées par le creusement d'un tunnel étaient mal maîtrisées.

Le tassement en clé $\delta_{clé}$ est en général supérieur à δ_{vmax} en raison de l'amortissement des déplacements dans le massif entre la surface et la clé du tunnel. De nombreux auteurs ont explicité le rapport d'amortissement $\delta_{vmax}/\delta_{clé}$ recalé sur l'expérimentation.

Kanji (1979) propose un abaque (Figure 2.19) estimant ce rapport en fonction de H/D et de la nature du sol.

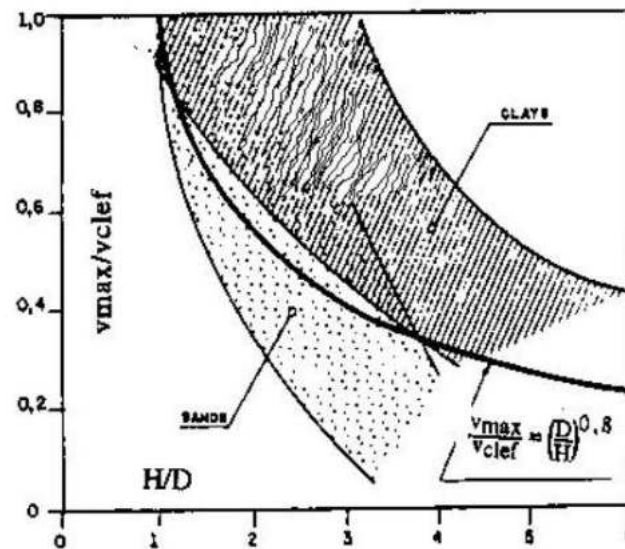
Figure 2.19 : $\delta_{vmax}/\delta_{clé}$ en fonction de H/D et de la nature du sol (Kanji. 1979).

Tableau 2.4 : Relations empiriques permettant l'estimation de $\delta_{v\max}/\delta_{clé}$

Auteurs	Expression proposée	Domaine d'application	Paramètres
Oteo & Sagaseta (1982)	$\frac{\delta_{v\max}}{\delta_{clé}} = \frac{1}{1 + a \frac{C}{D}}$		
Chapeau (1993) (CETU)	$\frac{\delta_{v\max}}{\delta_{clé}} = \frac{1}{1 + a \frac{C}{D}}$	terrains argileux peu frottants	$a = 0,25 \text{ à } 0,50$
		terrains maintenus sans rupture apparente	$a = 0,70 \text{ à } 0,80$
		terrains granulaires frottants	1 à 2
CETU (1993)	$\frac{\delta_{v\max}}{\delta_{clé}} = A \frac{R}{H}$	$0,1 < R/H < 0,25$	$A = 3$
		$0,33 < R/H < 0,5$	$A = 2$
Atkinson (1977)	$\frac{\delta_{v\max}}{\delta_{clé}} = 1 - a \frac{C}{D}$	sables denses (faibles niveaux de contraintes)	$a = 0,57$
		sables (forts niveaux de contraintes)	$a = 0,40$
		argiles surconsolidées	$a = 0,13$
Clough & Smith (1977)	$\frac{\delta_{v\max}}{\delta_{clé}} = \left(\frac{D}{H}\right)^{0,8}$		

Comme le montre la Figure 2.15, d'autres paramètres de la cuvette de tassement peuvent être utilisés pour la décrire, comme le volume de la cuvette V_s .

En utilisant l'expression de la cuvette de tassement de Peck (1969) l'écriture de V_s devient :

$$V_s = \sqrt{2\pi} . i . \delta_{v\max} \quad (2.5)$$

Attewell (1977) propose d'estimer V_s dans des sables de la manière suivante :

- 1% du volume du tunnel en cas de sable dilatant (ou dense)
- 5% en cas de sable lâche et en conditions difficiles.

L'évolution des techniques et les données recueillies ont permis d'affiner cette approche. D'après Leca (1987), le volume de la cuvette de surface résulte d'une addition de pertes de volume soit :

$$V_s = V_t + V_c + V_{LT} - V_E \quad (2.6)$$

Avec :

- V_t perte de volume au niveau du tunnel qui peut être décomposée en deux parties: perte axiale (extrusion du front de taille) et perte radiale (convergence du soutènement) ;
- V_c perte de volume due à la compression du sol sur les côtés du tunnel ;

- V_{LT} perte de volume due à l'effet de consolidation du massif excavé (présente notamment dans les sols argileux) ;
- V_E perte de volume due au relâchement du sol autour de la clé (dilatance ou décompression).

Certains auteurs simplifient le problème en proposant une corrélation entre V_s et V_t (Tableau 2.5), qui permet plutôt d'estimer V_s que de calculer V_t .

Tableau 2.5 : Relations empiriques permettant l'estimation de V_s/V_t

Auteurs	Expression proposée
Atkinson & Potts (1977)	$\frac{V_s}{V_t} = 2\sqrt{\frac{2}{\pi}} \left(\frac{i}{D} \right) \left(\frac{\delta_{v\max}}{\delta_{clé}} \right)$
Laboratoire de l'EPFL	$\frac{V_s}{V_t} = 0,009 \left(\frac{i}{D} \right) \left(\frac{H}{D} - 0,6 \right)$

Cairncross (1973) montre que le volume de la cuvette en surface dans les argiles est approximativement égal à la perte de volume autour du tunnel. Par contre, dans les sols granulaires, des changements de volume appréciables peuvent avoir lieu. Cording (1977) observe un accroissement de volume important dans des graviers moyens à denses.

Ortigao (1996) utilise le rapport de perte de volume relative pour classer les sols dilatants et contractants.

Tableau 2.6 : Classification d'Ortigao (1996)

Domaine de perte de volume relative	Type de sol
$\frac{V_s}{V_T} < 1$	Dilatant
$\frac{V_s}{V_T} > 1$	Contractant

Pour les sols cohérents, une estimation de la perte de volume de sol peut être obtenue en utilisant le facteur de charge de Broms & Bennemark (1967).

$$N = \frac{\sigma_s + \gamma H - \sigma_T}{C_u} \quad (2.7)$$

Glossop & Farmer (1979) expriment ainsi le volume de la cuvette en surface ramené au volume du tunnel par la relation $\frac{V_s}{V_t}$

2.4.1.2 Tassement horizontal

Les tassements verticaux s'accompagnent de déplacements horizontaux qui vont affecter les ouvrages existants, mais peu de travaux traitent du calcul de ces déplacements par des méthodes semi empiriques. Citons Glossop (1977) qui adopte également une courbe de Gauss pour le calcul de δ_h et Leblais (1995) présente une vue globale des tassements (verticaux et horizontaux) et qui propose de retenir les formules suivantes pour le déplacement et la déformation horizontale.

$$\delta_h(x) = \frac{k}{H} x \delta_v(x) \quad (2.8)$$

$$\varepsilon_h(x) = \frac{k}{H} \delta_v(x) \left[\left(\frac{x}{i} \right)^2 - 1 \right] \quad (2.9)$$

2.4.2 Méthodes analytiques

Ces méthodes se basent sur l'étude de façon analytique des déplacements dans un massif du sol pendant l'excavation. Le calcul analytique est d'autant plus utile qu'il permet d'obtenir des ordres de grandeur et de réaliser les études paramétriques suivantes (Dias. 1999) :

- *La géométrie* : le tunnel est supposé à section circulaire et d'axe horizontal ;
- *La stratigraphie* : on ne prend en compte qu'une seule couche de terrain supposée homogène ;
- *La loi de comportement du sol* : supposée élastique linéaire ou élasto-plastique (type Tresca ou Mohr-Coulomb) ;
- L'état initial de contraintes est supposé isotrope et homogène ;
- *Les conditions aux limites* : le tunnel est supposé être creusé à grande profondeur ($H/R > 10$ afin que la variation de contrainte sur la hauteur de galerie soit supposée négligeable), le sol est considéré comme non pesant (hypothèse nécessaire afin d'utiliser la symétrie cylindrique), les formules sont exprimées dans le plan et dans le cadre des petites déformations.

Ces hypothèses représentent une des faiblesses majeures de ces méthodes.

Sur la base des hypothèses susmentionnées, le déplacement radial (fonction de la distance à l'axe r) d'un tunnel non soutenu et la relative perte de volume sont définis, dans le cas d'élasticité linéaire, de la façon suivante :

$$U_{(r)} = -\frac{1+\nu}{E} p \frac{R^2}{r} \text{ et } V_{(t)} = 2 \frac{1+\nu}{E} p \pi R^2 \quad (2.10)$$

Avec $p = \sigma_v = \sigma_h$

Panet (1969), Poupelloz (1984), Sagaseta (1987) et Verruijt (1997) ont proposé, dans le cadre d'un milieu élastique, des formulations pour les tassements en surface et les déplacements horizontaux. Poulos (1974), Berry (1977) se sont intéressés au cas d'un massif anisotrope. Des études ont été également menées en considérant un milieu élasto-plastique. On peut citer ceux de Panet (1973, 1976), Detourney (1987) et la méthode de De Beer et Buttiens, présentée par Poupelloz (1984), dans laquelle on définit un champ de contraintes et de déplacements, en définissant un rayon limite autour de l'excavation entre la zone plastique et la zone élastique.

Les déformations plastiques sont prises en compte aussi par Rowe et al. (1983) et Lee et al. (1992) qui, en combinant ces déformations autour du front avec les effets de la pré convergence et le vide du contact terrain-soutènement, ont défini un paramètre de vide annulaire, nommé GAP. En se basant sur ce paramètre, le tassement de surface peut être calculé par le biais de relations empiriques. Cette notion de vide annulaire a été ensuite reprise par Loganathan et Poulos (1998). Leur solution considère que le déplacement radial autour du tunnel, creusé au bouclier, n'est pas uniforme. A partir de cette réflexion, ils proposent une équation du tassement le long d'un profil en travers, dans laquelle le seul paramètre du sol à connaître est le coefficient de Poisson.

Méthode convergence-confinement

Toujours dans le cadre des approches analytiques, une méthode souvent utilisée est celle dite « convergence-confinement ». (Panet. 1995), la conçoit afin de simplifier le problème tridimensionnel du creusement d'un tunnel en un problème bidimensionnel de déformation plane de l'interaction terrain soutènement. Elle est couramment introduite dans les calculs numériques 2D de projets d'excavation de tunnel, afin d'estimer les déformations du massif (convergence et tassement) et valider le soutènement. Dans le présent paragraphe, les principes de cette méthode seront présentés.

En se basant sur les hypothèses énoncées dans le paragraphe précédent, cette méthode consiste à simuler l'avancement du front par la diminution d'une pression fictive (p_i) appliquée aux parois de l'excavation.

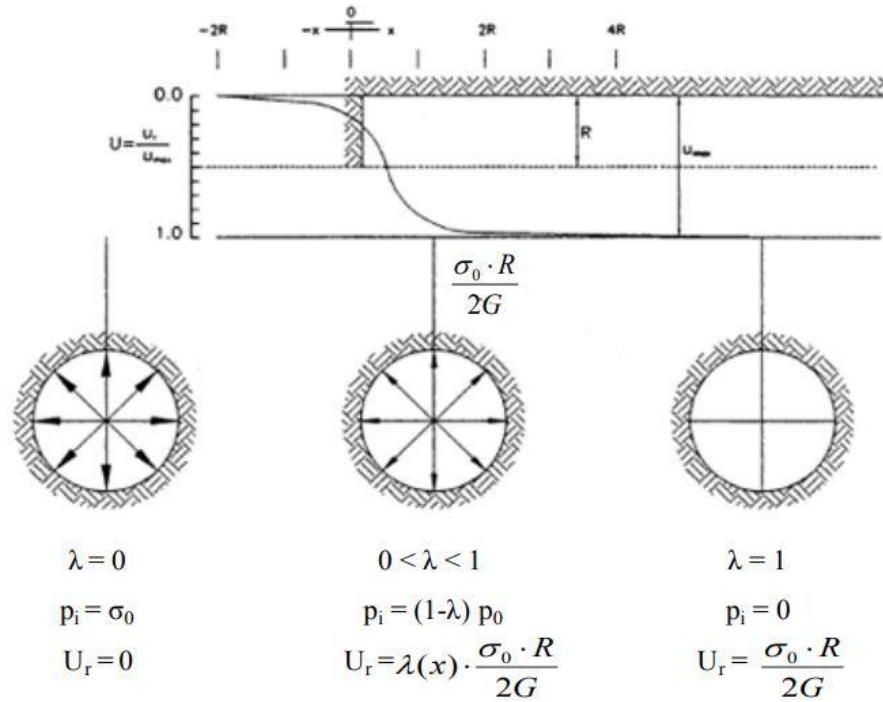


Figure 2.20 : Variation du taux de déconfinement en fonction de la distance au front de taille (Panet, 1991).

Cette pression varie selon la relation suivante :

$$p_{(i)} = (1-\lambda) \sigma_0 \quad (2.11)$$

Où σ_0 est la contrainte initiale dans le massif et λ est un paramètre adimensionnel, nommé « taux de déconfinement », qui varie de 0, pour une section loin à l'avant du front de taille, jusqu'à 1 pour une section loin à l'arrière (cas d'un tunnel non soutenu, Figure 2.20). Si on considère une section comprise entre les deux susmentionnées, le problème devient tridimensionnel puisqu'on doit considérer l'influence du front de taille. Dans ce cas, le choix de la valeur du taux de déconfinement, qui est directement lié à la distance de la section considérée par rapport au front de taille, constitue la principale difficulté de la méthode. Dans un milieu élastique-linéaire et dans le cas d'un tunnel non soutenu, on retient généralement $\lambda=0,25$ pour une section correspondant au front de taille (AFTES, groupe de travail 7, 2002). De nombreux auteurs se sont également intéressés à la formulation du déplacement radial dans un milieu élastoplastique : Panet et Guenot (1982) ont relié le taux de déconfinement, et donc le déplacement, à la valeur du rayon plastique, Bernaud, Corbetta et Minh (1991) ont proposé un principe de similitude afin de déterminer la fonction $U_r(x)$ à partir de la courbe correspondante en élasticité, Carranza-Torres et al. (2000) ont fourni une formulation exponentielle du déplacement radial dans le cas d'un massif avec critère de rupture Hoek-Brown. Un autre moyen pour

représenter la méthode convergence-confinement est la ligne caractéristique de la cavité (Figure 2.21). Elle décrit la relation existante entre la pression interne p_i et le déplacement radial U_r .

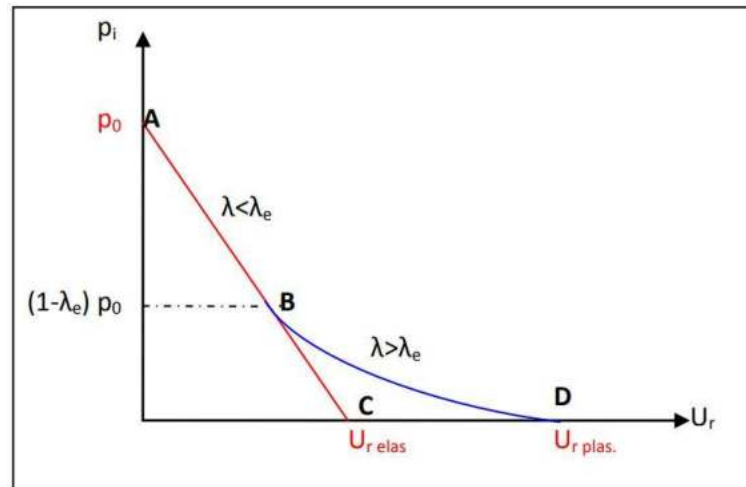


Figure 2.21 Ligne caractéristique de la cavité

Si le massif reste dans un domaine élastique, la courbe suit la ligne « type » AC. En revanche, si en augmentant la valeur du taux de déconfinement la frontière du domaine élastique est atteinte, à partir du point B et d'un $\lambda > \lambda_{\text{élastique}}$, la courbe perd sa linéarité et le déplacement final sera supérieur (toujours dans le cas d'un tunnel non soutenu).

L'avantage de cette représentation est que sur le même graphe on peut ajouter, dans le cas d'un tunnel cette fois-ci revêtu, la ligne de confinement du soutènement (Figure 2.22).

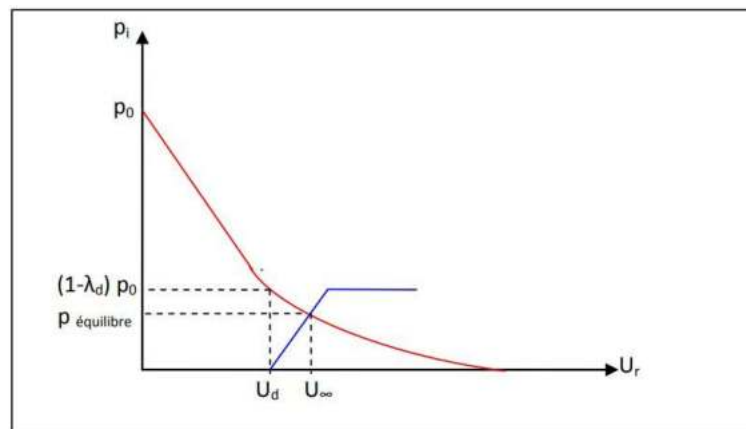


Figure 2.22 Ligne de confinement du soutènement

Le soutènement, mis en place à une distance d (distance non soutenue) derrière le front de taille, s'oppose à la convergence des parois en exerçant une pression sur le contour de l'excavation. Le point d'intersection des deux courbes représente l'équilibre du système cavité-

soutènement. En correspondance de ce point, on trouve le déplacement radial final du tunnel (U_{∞}) et la charge finale reprise par le soutènement ($p_{\text{équilibre}}$). La courbe du soutènement dépend des caractéristiques géométriques et mécaniques de chaque type de renforcement (boulons, anneaux de béton, cintres...). Dans la recommandation du groupe de travail n°7 de l'AFTES, les valeurs des modules de rigidité de différents types de soutènement sont présentées.

Une des difficultés de cette approche consiste en la détermination du déplacement radial (U_d) au moment de la mise en place du soutènement, point de départ de la courbe de confinement. Ce déplacement est la somme du mouvement qui s'est produit à l'avant du front de taille (préconvergence) et dans la zone non soutenue (d). A cette valeur U_d correspond à un certain taux de déconfinement λ_d . La validité de la méthode et son application dans le cadre des projets de tunnel se base sur la correcte estimation de λ_d . En partant de la réflexion que cette valeur est inférieure à celle correspondant au cas du tunnel non soutenu (la rigidité du soutènement en effet limite la convergence en arrière mais aussi en avant du front), des facteurs de réduction à appliquer à λ ont été proposés en fonction de d/R (massif élastique). Ils ont été déterminés dans le cadre des méthodes dites implicites proposées par Bernaud et Rousset (1992) et Nguyen et Guo (1993).

Diverses extensions de cette méthode ont été avancées par différents auteurs. Shahrour et Ghorbanbeigi (1996) ont montré qu'il est possible d'appliquer la méthode convergence-confinement aux tunnels peu profonds dans l'argile par le biais de calculs numériques 2D calés sur les résultats d'un modèle 3D. Dans le cadre des tunnels réalisés à l'aide de boucliers pressurisés, Aristaghes et Autuori (1996) ont mis en évidence que le taux de déconfinement seul ne peut pas prendre en compte les différents éléments qui interviennent dans le problème, tels que la pression au front, la pression radiale autour de la jupe et la pression de bourrage derrière la jupe. Ils proposent trois coefficients d'efficacité qui permettent une meilleure prévision des tassements de surface.

Dans les ouvrages souterrains en terrain meubles (ou roche tendres), difficiles et avec faible couverture, une autre technique de creusement souvent utilisée est celle par attaque ponctuelle avec mise en place de présoutènement à l'avant du front de taille. Cette approche permet en effet de limiter la déformation du noyau devant le front de taille et ainsi de réduire les déformations en surface. L'extension de la méthode convergence-confinement au cas de tunnel avec présoutènement a été étudiée par Guilloux et al (1996). Les effets de différents types de présoutènement (prévoûte, voûte parapluie) sur la courbe de convergence du terrain ont été analysés par le biais de calculs numériques 2D axisymétriques, modélisant par homogénéisation

l'apport du présoutènement. Les formules analytiques, donnant la valeur du déplacement radial en fonction de la distance au front, ont été ensuite calées sur les résultats numériques. Dans les formules ainsi proposées dans leur étude, le déplacement radial dépend de la contrainte initiale dans le sol (σ_0), de la rigidité du présoutènement ou du soutènement (K_{ps} , K_s), du coefficient de poisson et de la distance de la pose du soutènement (ou présoutènement).

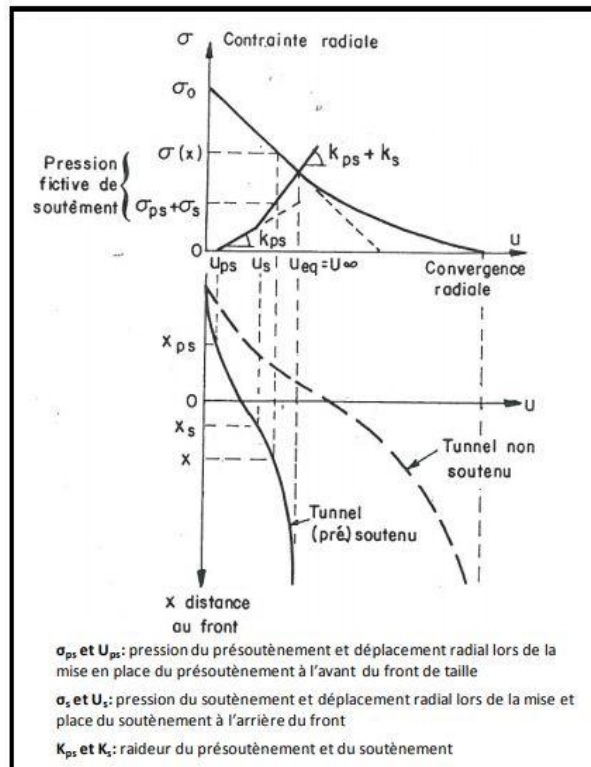


Figure 2.23 Méthode convergence-confinement avec prise en compte du présoutènement (Guilloux et al. 1996)

2.4.3 Méthodes numériques

Actuellement les méthodes numériques deviennent un moyen très courant pour étudier les ouvrages souterrains. Elle est basée sur la discrétisation du problème en éléments et sur un modèle de comportement. Ces méthodes permettent de calculer le champ de déplacements et de contraintes en tout point du massif et de prendre en compte divers facteurs :

- Hétérogénéité des terrains ;
- Etat mécanique et hydraulique initial ;
- Dimension et profondeur de l'ouvrage creusé ;
- Technique d'exécution adoptée et succession des étapes de construction ;
- Comportement non linéaire du sol et du soutènement ;

- Géométrie complexe.

Les codes de calculs les plus utilisés dans le domaine de la géotechnique sont basés sur des éléments finis ou sur des différences finies. On pourra citer comme exemple des codes de calculs qui sont actuellement utilisés dans des centres de recherches : le code de calcul CESAR, basé sur une formulation en éléments finis et FLAC basé sur les différences finies.

Approche bidimensionnelle et tridimensionnelle

Le creusement d'un tunnel est clairement un problème tridimensionnel, spécialement dans la zone du front de taille. Ceci a été bien mis en évidence par Barla (2004) sur la base de l'analyse de la distribution des contraintes et des déplacements ainsi que de l'allure du chemin des efforts autour du front de taille. Une modélisation numérique en trois dimensions est donc nécessaire pour étudier ce phénomène dans toute sa complexité. Avec cette approche, la géométrie tridimensionnelle du projet, l'état des contraintes initiales (même anisotrope), la méthode de creusement, le phasage des travaux, les charges de surface,...etc. peuvent en effet être prises en compte. Le progrès constant des outils informatiques et des codes numériques rend aujourd'hui possible l'utilisation de cet outil pour le projet d'ouvrages souterrains, avec des temps de calcul qui se réduisent de plus en plus. Toutefois, l'approche par modélisation bidimensionnelle, pour sa rapidité et relative simplicité, est encore la plus répandue dans la pratique courante de calculs de projets de tunnel. Parmi les différentes possibilités de modélisation 2D, l'analyse bidimensionnelle en coupe transversale et en déformations planes est celle la plus souvent utilisée (Figure 2.24). Dans le cadre de ce type de modélisation 2D, différentes méthodes ont été étudiées pour pouvoir simuler les effets tridimensionnels de l'avancement du tunnel (méthode convergence-confinement, GAP méthode, méthode du ramollissement du sol,...etc.)

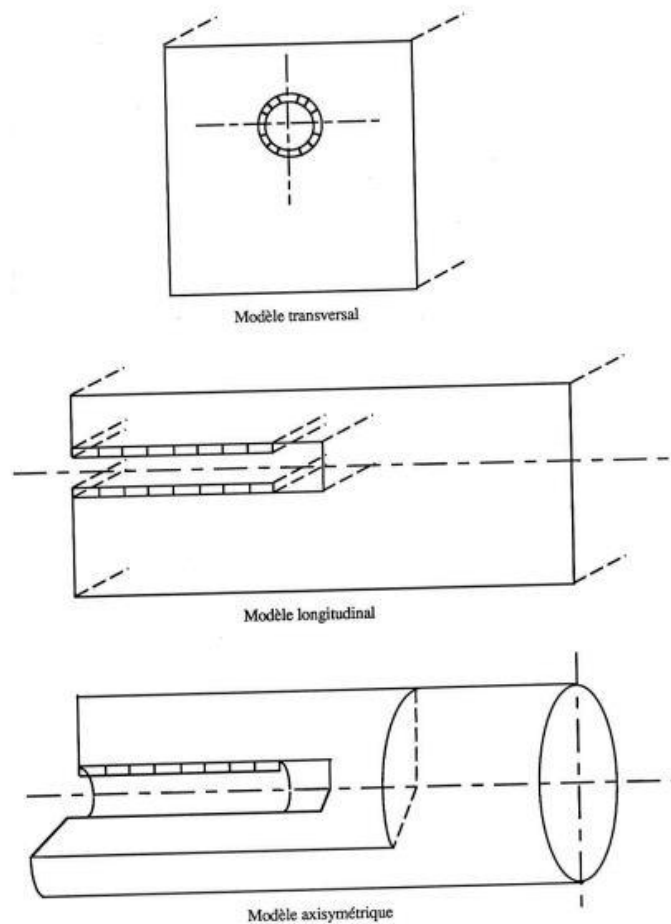


Figure 2.24 Possibilités de modélisation de tunnels en bidimensionnel (Clough et Leca. 1989)

Karakus (2007) résume de façon claire les différentes approches et les compare, par le biais d'un calcul 2D, aux mesures in situ de la cuvette transversale de tassements, enregistrées sur le chantier du Heathrow Express tunnel à Londres (NATM). Il conclut que le meilleur calage avec l'allure de la cuvette est obtenu grâce à la méthode convergence-confinement avec la modélisation du soutènement par des éléments barres.

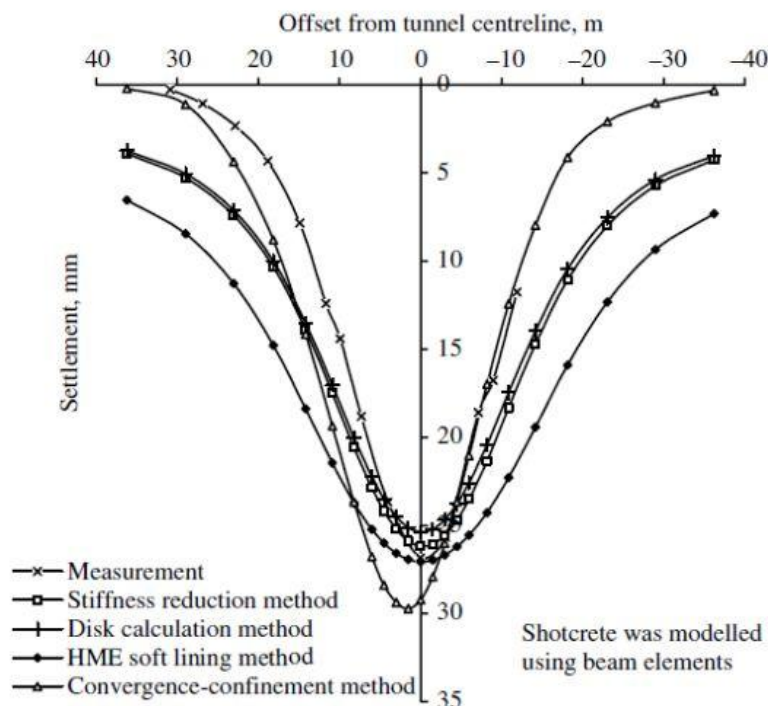


Figure 2.25 Comparaison entre les différentes méthodes de prévisions des tassements et les mesures in situ (Karakus. 2007).

Dans l'approche numérique 2D, la méthode généralement la plus utilisée est celle de convergence-confinement dont le principe est le suivant : le champ des contraintes initiales dans le massif est dans une première étape réduit d'un certain taux de déconfinement λ , qui, dans une deuxième phase, est complètement relâché au moment de la mise en place du soutènement. La validité des résultats de cette méthode se base ainsi sur le choix de la valeur de λ .

La méthode convergence-confinement, appliquée aux calculs bidimensionnels, a été testée par Svoboda et Mašín (2010), en la comparant avec une approche numérique tridimensionnelle complète. La valeur du taux de déconfinement optimale a été déterminée en calant les résultats du calcul 2D sur ceux obtenus par des modélisations 3D, simulant dans toute leur complexité trois cas réels de creusement de tunnels (NATM). Le calage a concerné le profil en travers des tassements de surface et il a été fait à l'aide d'un logiciel d'optimisation (UCODE), capable de fournir la valeur optimale de λ sur la base d'une fonction de comparaison aux moindres carrés. L'étude a montré que la méthode convergence-confinement, introduite dans une modélisation bidimensionnelle, permet d'obtenir des profils de tassement qui se calent très bien aux résultats de l'approche. Une autre conclusion intéressante est que la valeur optimale de λ ne semble pas être trop influencée par la valeur de K_0 et par le module en grandes déformations du massif. En revanche, le taux de déconfinement résulte être strictement lié à la géométrie et à l'amplitude de l'excavation.

Toutefois, dans la littérature la méthode convergence-confinement ne résulte pas être toujours la plus adaptée au problème traité. Emeriault, Yan et Kastner (2008) ont testé, par exemple, les performances des trois différentes procédures de calcul 2D sur un cas réel de tunnel creusé par tunnelier à front pressurisé dans un milieu argileux. Les résultats obtenus avec la méthode convergence-confinement, la méthode de perte de volume (Brinkgreve et Vermeer, 2001) et la méthode dite de pression d'injection (Potts et al. 2001) ont été comparés au profil en travers du tassement enregistré dans une section instrumentée le long du projet. Le meilleur calage est obtenu dans ce cas avec la dernière méthode car les deux premières prédisent des largeurs de cuvette trop importantes. Möller et Vermeer (2008) ont eux-aussi mis en évidence les limites de l'approche bidimensionnelle par méthode convergence-confinement. Le calage des calculs 2D, simulant le creusement d'un tunnel réel à Stuttgart, montre en effet qu'il est nécessaire d'utiliser des taux de déconfinement différents selon que l'on souhaite estimer les tassements de sol ou les contraintes dans le soutènement. Ceci est attribué aux limitations de cette méthode qui n'est pas capable de représenter dans toute sa complexité le phénomène tridimensionnel du chargement du soutènement. Dans d'autres publications Möller et Vermeer (2005, 2006) ont ainsi montré que seulement avec une modélisation 3D on peut obtenir des résultats satisfaisant au même moment pour les déformations de surface et pour les efforts dans le soutènement. La même réflexion est partagée par Galli et al. (2004) et Yeo et al. (2009). Ces derniers affirment que l'approche en deux dimensions peut être satisfaisante pour l'étude sur le revêtement définitif mais pas pour le soutènement provisoire, du fait que le changement des contraintes au niveau du front de taille est un phénomène tridimensionnel. Sur la base d'une comparaison entre les résultats obtenus par une modélisation 3D complète (avec prise en compte aussi des voûtes parapluies) et les mesures enregistrées in situ, ils concluent que l'approche tridimensionnelle est beaucoup plus réaliste. Elle permet en plus d'éliminer la variable du taux de déconfinement, la plupart des fois choisie de façon arbitraire. Une étude intéressante a été faite par Migliazza et al. (2009). Ils ont comparé les mesures de tassements de surface, enregistrées sur le chantier du métro de Milan (creusé avec EPB), avec les résultats donnés par les différentes approches analytiques, empiriques, et numériques. L'étude a mis en évidence, même dans ce cas, que seulement la modélisation 3D permet d'obtenir un calage satisfaisant avec les différentes mesures in situ. Svoboda et Mašín (2011) ont confirmé les potentialités de l'approche 3D dans la prévision des tassements de surface. Ils ont comparé les résultats obtenus par la modélisation 3D du tunnel de Dobrovského (République Tchèque) et les mesures enregistrées successivement sur le chantier. L'approche tridimensionnelle, où le phasage des travaux (excavation NATM) a pu

être modélisé, a confirmé en effet qu'elle fournit une bonne prévision des tassements de surface et en profondeur.

2.5 CONCLUSIONS

Les mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel sont liés à un phénomène complexe qui dépend de la nature du sol, des méthodes de creusement et de la géométrie de l'ouvrage à réaliser. Les observations menées in situ montrent que la cuvette transversale de tassement peut être généralement très bien décrite par la courbe de Gauss. Cependant, cette courbe est basée sur des paramètres, qui varient significativement en fonction de plusieurs facteurs, tels que la stratigraphie du massif, la méthode de creusement, la forme de la galerie,...etc. Les valeurs proposées en littérature sont ainsi à retenir comme indicatives et vont évoluer avec les progrès réalisés dans les techniques de creusement. Les méthodes analytiques de leur côté sont des outils d'analyse utiles mais ils présentent des limitations d'application à cause des hypothèses restrictives sur lesquelles les formulations se basent. Dans ce cadre, la méthode convergence-confinement se distingue par le fait de prendre en compte l'aspect tridimensionnel du problème du creusement d'un tunnel par une simplification basée sur le concept du taux de déconfinement λ . Cette approche est souvent utilisée dans les modélisations numériques bidimensionnelles. Cependant la validité des résultats obtenus repose sur le choix de la valeur de λ , choisie généralement de façon plus ou moins arbitraire. Malgré différentes études déjà réalisées, il est en effet difficile de comprendre comment sa valeur est influencée par la multiplicité des facteurs qui caractérisent un projet réel, tels que le type de sol, la technique de creusement, les présoutènements mis en place,...etc. Pour cette raison, seule l'approche numérique tridimensionnelle est capable de traiter le problème dans toute sa complexité. Ainsi, l'état des contraintes du massif, la réelle géométrie de l'ouvrage, le phasage des travaux, l'interaction avec les bâtiments et l'ensemble des phénomènes mis en jeu (effet de voûte au front de taille, mise en charge du soutènement,...etc.) peuvent être considérés.

En conclusion, toutes ces différentes approches, même celle numérique, constituent néanmoins une simplification du phénomène réel et demandent donc à être confrontées aux observations enregistrées in situ.

CHAPITRE 3: DESCRIPTION DU SUPPORT EXPERIMENTAL

«Geological hazard and the lack of appropriate survey, design and construction instruments for tackling those terrains we call ‘difficult’, with good prospects of success, have always made the design and construction of underground works a risky affair.»

P. Lunardi preface à Design and construction of tunnels. 2008 ed. Springer.

CHAPITRE 3

DESCRIPTION DU SUPPORT EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUCTION

Nous présentons dans ce chapitre le chantier du prolongement de la ligne D du métro de Lyon de Gorge de Loup à Gare de Vaise. Il est le support expérimental à l'ensemble des études numériques développées dans la présente thèse.

Après une description du projet, on présente la méthode de réalisation retenue ainsi que la chronologie et le contrôle du creusement. Enfin, ce chapitre s'achève par une description des instruments d'auscultation du terrain ainsi que ses résultats en termes de mouvements de sol en surface et en profondeur.

3.2 PRESENTATION DU PROJET

3.2.1 Le tracé

Le projet s'inscrit au milieu du quartier de Vaise pratiquement parallèlement à la Saône. Il part de la gare de Vaise pour rejoindre Gorge de Loup au pied Ouest de la Colline de Fourvière (Figure 3.1). La surface est fortement urbanisée avec par endroits des immeubles anciens réalisés en maçonnerie.

Le tunnel est constitué de deux tubes de 6.27 m de diamètre et de 900 m de longueur dont 500 m sous des constructions anciennes. En plan le rayon de courbure maximum est de 200 m. En profil en long la pente maximale est de 6%. Le tunnel, considéré à faible profondeur, traverse le long du tracé des terrains de qualité très médiocre avec la présence d'une nappe. Les limons situés le plus souvent à la clé du tunnel ont une teneur en eau naturelle très proche de leur limite de liquidité et un faible indice de consistance ce qui en fait des terrains très sensibles au remaniement. Le terrain est constitué de plusieurs couches fortement hétérogènes et entrecoupées de lits sableux inclinés.

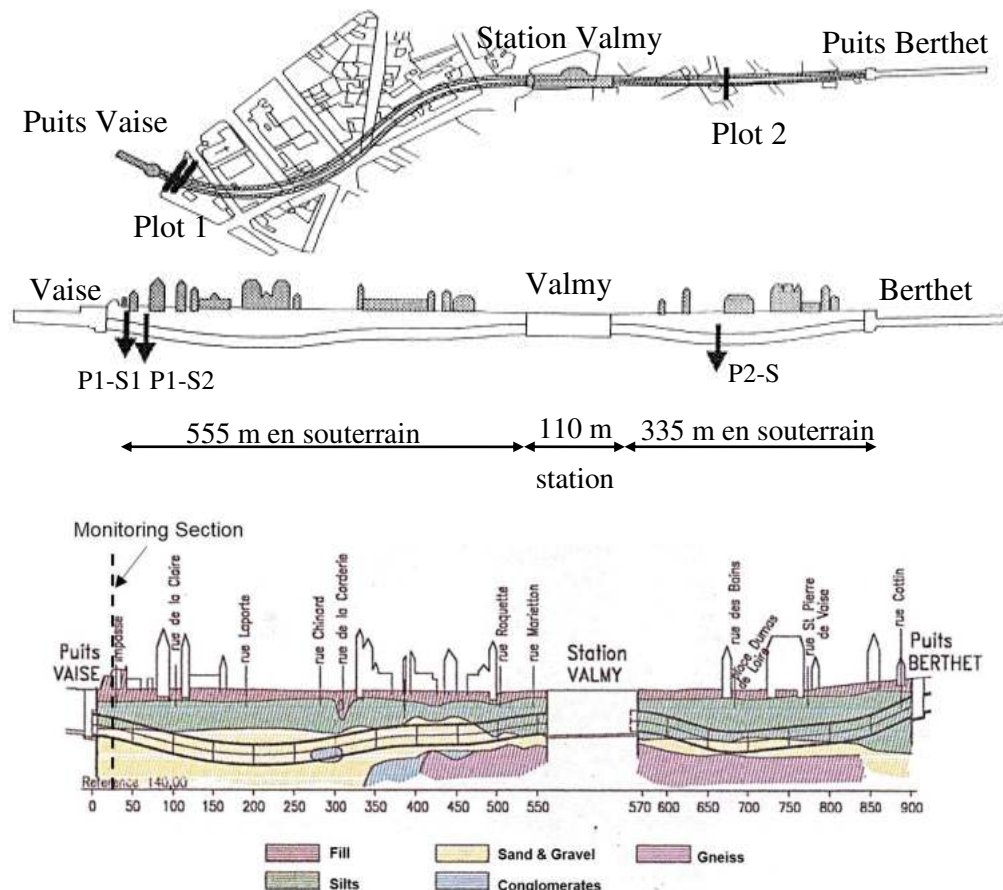


Figure 3.1 Vue générale du tracé

3.2.2 Caractéristiques géologiques et géotechniques

Sur l'ensemble du secteur, il a été réalisé 93 sondages au titre du projet, 67 sondages au titre de la mise au point des procédures d'exécution avant travaux, 37 sondages (carottés et destructifs) au cours des travaux, soit près de 200 sondages géologiques et géotechniques (Schwenzfeier et Guibert 1996). Ces sondages ont visé :

Les reconnaissances géologiques et géotechniques

- Sondages carottés pour essais de laboratoire (triaxial, œdomètre, essais d'identification, teneur en eau, limites d'Atterberg, granulométrie, etc.) ;
- Sondages destructifs avec enregistrement des paramètres de forage ;
- *Essais in-situ* : pressiomètre et pénétromètre ;
- Compagne de micro-gravimétrie destinée à détecter les remontées du socle rocheux.

Les reconnaissances hydrogéologiques :

- Pose de piézomètres dans les forages pour préciser les niveaux de la nappe ;
- Essais de pompage et essais Lefranc pour déterminer la perméabilité des terrains.

Le site à l'ouest de la Saône est formé d'une succession de terrains détritiques tertiaires et quaternaires reposants sur un socle primaire constitué de gneiss ou de granite d'Anatexie. Le tertiaire est surtout représenté par les terrains miocènes : faciès sableux molassique (dépôts marins puis lacustres) et faciès conglomérat de base (dépôts provenant de l'érosion de la bordure Est du massif central). Le quaternaire est représenté par les alluvions anciennes (terrasses) ou modernes (lit majeur) de la Saône.

Le secteur de Vaise correspond à un ancien golfe de la Saône. Dans un premier temps la rivière a érodé les alluvions glacières du quaternaire et une partie des molasses et conglomérat du tertiaire. Dans un second temps son régime s'étant calmé, la rivière a déposé des matériaux fins caractéristiques de cette zone d'agglomération : sables fins, limons et argiles. D'autre part le secteur a vu l'apport de sédiments détritiques issus de l'érosion des collines de l'Ouest lyonnais ce qui donne un sous-sol très hétérogène composé d'un enchevêtrement de matériaux fins et grossiers.

La géologie du secteur a ainsi pu être précisée. Malgré sa grande hétérogénéité, liée au passé géologique d'ancien golfe de la Saône du quartier de Vaise, on peut distinguer à partir de la surface :

1. *Des remblais* : Au droit de l'esplanade SNCF à gare de Vaise, la couche de remblais est constituée de gros galets, d'épaisseur environ 8m. De la place de Paris à la rue Cottin les remblais sont constitués de limons plus ou moins sableux. L'épaisseur de la couche varie entre 5m (station Mairie du 9^{ème} à Valmy) et 3m (tranchée couverte rue Sergent Michel Berthet)
2. *Des alluvions sablo-limoneuses et argilo-limoneuses* : L'épaisseur de cette couche varie entre 6m, au toit de la station Mairie du 9^{ème} à Valmy, et 20m pour le raccordement au terminus à Gorge de Loup.
3. *Des alluvions sablo-graveleuses* : Inexistants au droit du raccordement avec le terminus à Gorge de Loup, ces terrains se retrouvent depuis Valmy jusqu'à Gare de Vaise. L'épaisseur de la couche de ces matériaux est d'environ 4m au droit de la station Mairie du 9^{ème} à Valmy, et augmente en allant vers Gare de Vaise.
4. *Le socle rocheux (gneiss)* : Qui, sans doute marqué par un accident géologique majeur, passe de 80m de profondeur à Gare de Vaise à moins de 20m à Place Valmy.

Le tableau 3.1 résume les caractéristiques géotechniques moyennes des terrains rencontrés tout le long du tracé

Tableau 3.1 Caractéristiques géotechniques des terrains rencontrés (Benmebarek, 1998)

	Poids kN/m ³	Essais d'identification				Essais mécaniques in situ et de laboratoire				
		Limites d'Atterberg				Triaxial		Pénétromètre	Pressiomètre	
		w (%)	w _l (%)	I _p (%)	I _c	c' (kPa)	φ' (°)	q _c (MPa)	E (MPa)	P ₁ (MPa)
Couches du terrain	Première partie du tracé (Vaise-Valmy)									
Remblais	19 à 21	--	--	--	--	--	--	--	4	0,5
Limons argileux beiges	18 à 21	35	58	26	0,90	0 à 30	29 à 35	≤ 2	≤ 4	≤ 0,8
Limons sablo-argileux ocres	18 à 21	27	29	8	0,25	0 à 30	29 à 35	≤ 2	≤ 4	≤ 0,8
Argiles limo-sableuse grises	16 à 18	67	78	21	0,50	30 à 40	20 à 30	1	≤ 4	≤ 0,8
Sables limon. gris	21	33	58	20	1,25	5	35	10	5 à 15	2
Argiles violacées	18,5	30 à 40	47	20	0,60	15	20	3	5	0,7 à 1,4
Sables et graviers	21	--	--	--	--	0	37	10 à 30	5 à 15	2
	Seconde partie du tracé (Valmy-Berthet)									
Remblais	19 à 21	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Limons sablo-argileux bruns	20 à 21	23	30	8	0,9	6	35	--	--	--
Limons sablo-argileux ocres	20	24	30	8,6	0,7	0 à 30	37	0,5 à 4,5	1 à 20	0,5 à 1,4
Limons sablo-argileux gris	20	26	27	5,6	0,2	7	30	0,5 à 4,5	1 à 20	0,5 à 1,4
Sables et graviers	21	--	--	--	--	--	--	≥ 5	10 à 50	1 à 3

3.2.3 Caractéristiques hydrogéologiques

Les études hydrogéologiques ont mis en évidence pour le secteur de Vaise deux aquifères superposés caractérisés par des terrains et par un mode d'alimentation différent :

- L'aquifère supérieur dans les limons et les remblais (nappe libre) est principalement alimenté par les eaux de ruissellement provenant des collines bordant le quartier ;
- L'aquifère inférieur (nappe captive) situé dans les alluvions perméables est directement alimenté par la Saône mais il est en charge sous les limons de la nappe libre.

La perméabilité mesurée par Lefranc, est de 10^{-3} à 10^{-5} m/s dans les alluvions sablo-graveleuses et de 10^{-6} à 10^{-7} m/s dans les alluvions argilo-sableuses et argilo-limoneuses. La perméabilité verticale déterminée à l'œdomètre dans les horizons argileux est de l'ordre de 10^{-10} m/s.

3.3 METHODE DE REALISATION

3.3.1 Choix du type de tunnelier

Compte tenu du creusement entièrement sous la nappe phréatique et de la qualité médiocre des couches traversées (teneur en eau proche de la limite de liquidité), les boucliers à front ouvert ont été écartés dès le début. Seuls les boucliers à front pressurisés sont capables de creuser dans ces conditions.

Le bouclier à pression d'air a été également écarté du fait de la très forte perméabilité de certaines couches du terrain traversées (inférieure à 10^{-3} m/s dans les alluvions sablo-graveleuses).

Le bouclier à pression de terre a été lui aussi écarté. En effet, ce type de bouclier, très utilisé au Japon, possède un problème technologique en terrains hétérogènes (ce qui est notre cas sur Vaise) : la régulation de la pression dans la chambre d'attaque est très difficile à gérer.

En plus, en se basant sur l'expérience acquise sur la ligne D du métro de Lyon réalisée en 1984 à l'aide d'un tunnelier à pression de boue et le métro de la Communauté Urbaine de Lille réalisé à l'aide d'un tunnelier à pression de terre avec injection de mousse dans la chambre d'abattage, la stabilisation du front de taille par pression de boue est mieux maîtrisée que la pression de terre en France.

Finalement, le bouclier à pression de boue a été retenu avec stabilisation de la pression au front de taille par une bulle d'air et une paroi plongeante (technologie Allemande). Ce type de bouclier est très efficace dans les terrains perméables. En effet, la boue bentonitique possède la propriété de former, en s'essorant au contact d'une paroi poreuse, une sorte de peau d'argile très peu perméable appelée "cake". Ce cake, qui diminue donc localement la perméabilité du terrain, donne un point d'appui à la boue sous pression qui peut ainsi jouer pleinement son rôle de contre-pression et par conséquent assurer la stabilité du front.

La technique retenue pour mettre sous pression le front est celle d'une chambre avec mur plongeant et vase d'expansion d'air comprimé (procédé Allemand). Dans ce procédé les variations brutales du débit qui engendrent des variations de pression de la boue sont compensées par la forte compressibilité de l'air.

La coupe schématique du bouclier à pression de boue est présentée sur la Figure 3.2. Le tunnelier est équipé d'une cloison étanche derrière la roue d'abattage. La chambre ainsi délimitée par le front de taille et cette cloison est remplie par la boue sous pression afin d'assurer en même temps le soutènement du front par formation d'un cake et l'évacuation des déblais en suspension dans la boue grâce à un système de marinage hydraulique. Après séparation des déblais dans une centrale à l'extérieur, la boue est recyclée et est prête pour la réutiliser.

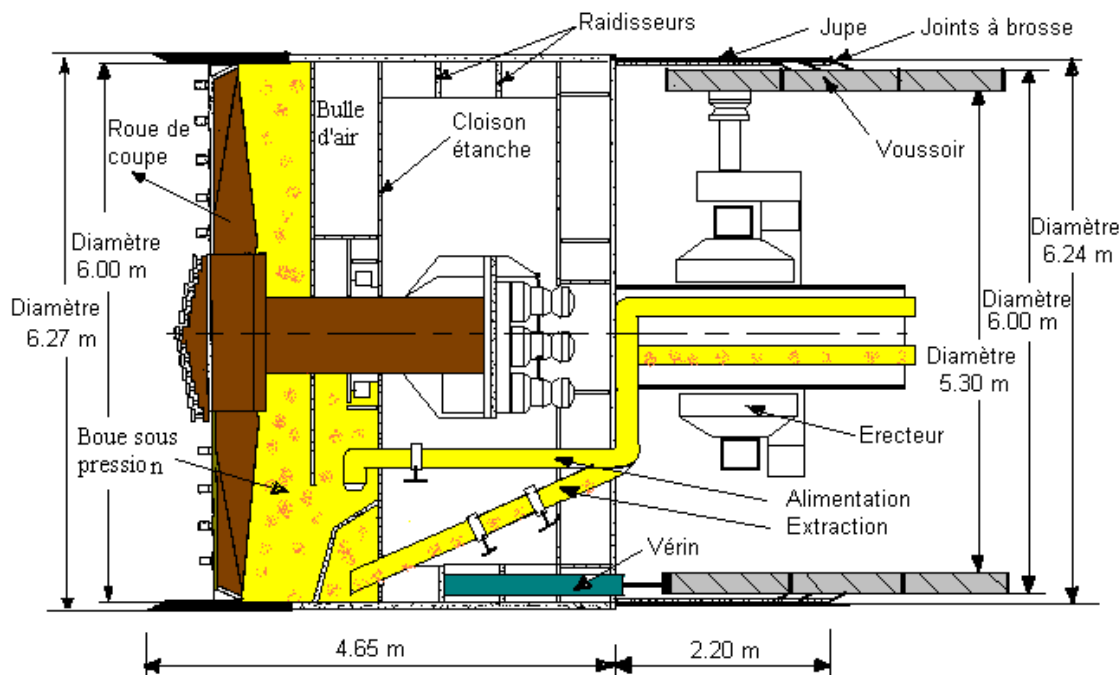


Figure 3.2 Coupe schématique du bouclier à pression de boue utilisé à Lyon

Le tunnelier utilisé sur le chantier est fabriqué par la société allemande HERRENKNECHT. Sa longueur totale est d'environ 50m. Il se compose d'un bouclier et d'un train suiveur de quatre remorques dont les caractéristiques sont rassemblées dans le tableau 3.2

La propulsion du tunnelier dans le sous-sol est due à l'action des vérins placés à l'intérieur de la jupe, qui prennent appui sur le revêtement déjà en place.

La stabilisation des parois latérales est assurée en phase provisoire de creusement par la paroi latérale du bouclier et en phase finale définitive de service par le revêtement.

Tableau 3.2 Caractéristiques du tunnelier utilisé (Benmebarek, 1998)

	Bouclier			Train suiveur			
	Bouclier avant	Virole machine	Jupe	R1	R2	R3	R4
Diamètre (mètres)	6,27	6,26	6,25 – 6,24	-	-	-	-
Longueur (mètres)	2,135	2,525 dont 0,8 en recouvrement avec la jupe	3 dont 0,8 en recouvrement avec la jupe	11	10	10	10
Poids (tonnes)	99+30 ou 40	85+28	28	40	40	40	40

3.3.2 Injection du coulis

L'avancement du tunnelier dégage un vide annulaire entre l'extrados du revêtement et le terrain creusé d'une part, par la différence de diamètre entre le bouclier et l'extrados du revêtement et d'autre part, par la surcoupe nécessaire pour que le bouclier s'adapte à la courbure du tracé. Pour limiter le tassement et le déconfinement du terrain, ce vide annulaire doit être comblé par l'injection de bourrage. Il existe plusieurs techniques tant du point de vue de la mise en œuvre que du matériau utilisé. L'injection de bourrage peut être utilisée soit sous forme de coulis inerte ou actif, soit sous forme pulvérulente (sable, gravier). Elle peut se faire soit à travers les voussoirs une fois le revêtement dégagé de la jupe soit directement à l'arrière de la jupe.

Le coulis retenu dans ce projet est un coulis inerte constitué de sable, de filer, de bentonite et d'eau. Ce coulis ne fait pas prise mais il s'essore dans le terrain et crée un squelette solide dans le vide annulaire ce qui empêche les mouvements du terrain. Le coulis est préparé en surface dans une centrale de fabrication. Il est pompé jusqu'à une trémie de stockage sur le tunnelier. Dans ce dernier une pompe à la sortie du réservoir approvisionne un roto-distributeur. Il fonctionne comme un barillet et alimente 6 lances d'injection qui sont installées dans l'épaisseur de la jupe tout autour du bouclier. Un capteur de pression est présent dans chaque lance et est relié à un automate.

A tout instant, la pression dans la lance est comparée à un seuil de consigne. Si la pression est inférieure au seuil fixé, le barillet vient se placer devant la lance et le pompage démarre. Lorsque le seuil est atteint, le pompage est arrêté et le barillet se place devant la prochaine lance où la pression est inférieure au seuil et ainsi de suite.

Ce système fonctionne sans discontinuité même pendant les phases d'arrêt ce qui permet de conserver sous pression le coulis mis en œuvre et ainsi maintenir le terrain.

De plus, il est asservi avec l'avancement. Si les pressions d'injection deviennent inférieures à un seuil critique, l'avancement est arrêté. Il ne peut reprendre que lorsque les pressions normales sont retrouvées. Ceci assure un parfait remplissage du vide annulaire.

3.4 CHRONOLOGIE ET CONTROLE DU CREUSEMENT

3.4.1 Chronologie de réalisation

Le planning initial prévoyait le départ du tunnelier pour Février 1993, mais il a été repoussé au début Juillet 1993 à la suite de divers problèmes inattendus. Entre autres, les dernières reconnaissances géologiques faites à la place Valmy ont mis en évidence une remontée du socle en gneiss. Cette remontée pose un problème au niveau du tunnelier, celui-ci ne pouvant en aucun cas creuser dans les roches. Le tracé du tube a donc dû être surélevé de 1m, ce qui l'a porté à moins de

3.5m des fondations sus-jacentes. Il a alors été jugé nécessaire de procéder à une consolidation des fondations par injection de ciment « Jet Grouting » sur 10m à partir des caves. Ceci a engendré un surcout notable et une perte de temps.

Le creusement a démarré le 10 Juin 1993 pour se terminer le 28 Février 1995 ce qui représente 20 mois de travail. La Figure 3.3 résume la progression du creusement en fonction du temps.

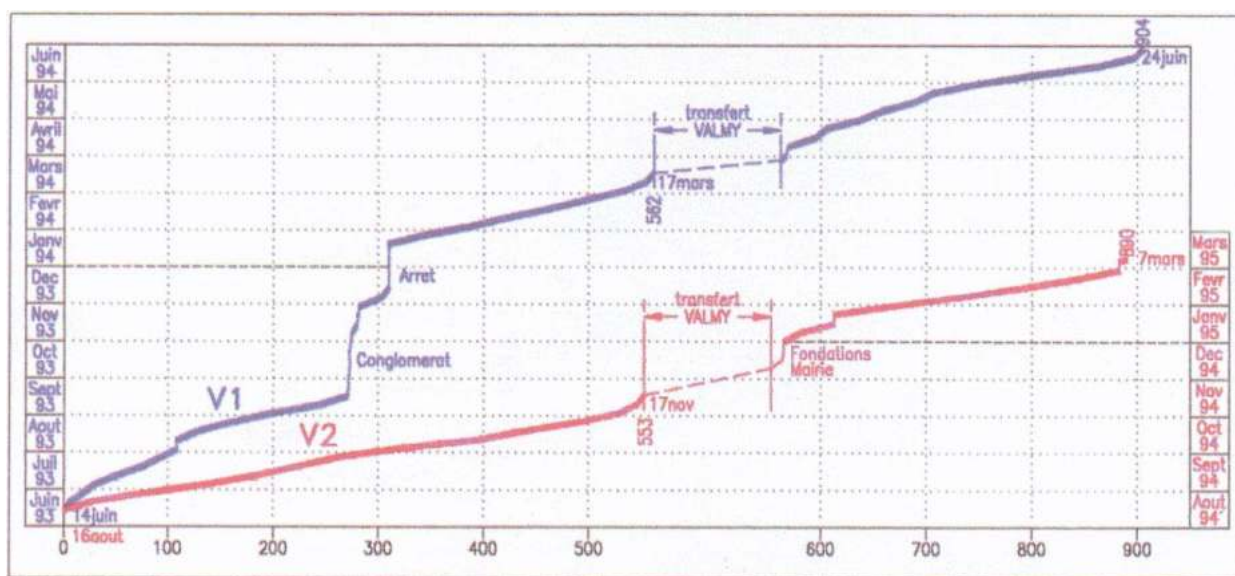


Figure 3.3 Chronologie de l'avancement du creusement sur les deux voies

Tout d'abord après 270m de creusement le tunnelier a rencontré une zone de conglomerat non détectée lors des études géologiques. Une campagne de reconnaissance complémentaire a donc été entreprise aussitôt pour rechercher l'extension de cette zone indurée. Les méthodes de tomographie sismique et des sondages carottés et destructifs ont été employées. La roue de coupe n'étant pas adaptée pour abattre ce genre de terrain, les équipes ont dû travailler sous air comprimé à des pressions de 2 bars, pour détruire manuellement ce bloc. Cet arrêt a duré quatre mois.

Peu avant d'arriver à la station de Valmy, le tunnelier a rencontré un puits non repéré, ce qui a eu pour conséquence une perte de boue en surface dans un immeuble. Le puits a été rebouché avec du coulis d'injection puis bétonné.

Le passage sous les immeubles place Valmy a été sans encombre, les fondations ayant été consolidées à l'aide de Jet Grouting. Par contre le tunnelier a rencontré de grosses difficultés de guidage sous la place à cause de la présence de limons en pleine face.

Une fois débouché dans la station Valmy, pour la traverser le tunnelier a été ripé sur des glissières sur une distance de 100m. Cette phase a duré un mois.

Pendant le creusement jusqu'au puits de sortie de Berthet le tunnelier a rencontré de nombreux blocs de granite et des zones de conglomérat qui ont perturbé l'avancement. La sortie du tunnelier s'est bien passée.

Ensuite le tunnelier a été entièrement démonté pour être ramené au puits d'entrée. Le creusement du deuxième tube a pu commencer le 22 Aout 1994.

La zone de conglomérat a de nouveau été rencontrée à 90m en avant de celle du premier tube. Le changement de la roue de coupe par une deuxième avec des molettes a permis de passer cette zone sans encombre. Les cadences ont quand même été ralenties notablement.

Le passage de la station Valmy s'est déroulé en trois semaines. Au redémarrage le tunnelier a rencontré les fondations du parking de la mairie constituées de pieux qui n'avaient pas été reportées sur les plans. Le tunnelier ayant détruit un pieu et endommagé un autre, il s'est alors produit un fontis dans cette zone uniquement constituée de remblais très instables. Il a fallu conforter ces fondations par une reprise en sous-œuvre avant de pouvoir repartir.

Sur le dernier tronçon jusqu'au puits de sortie Berthet le tunnelier a rencontré de nouveau des blocs de granite qui en s'enrobage dans les limons ont provoqué de nombreux bouchons dans le marinage.

L'arrivée au puits Berthet était encore plus sensible que précédemment à cause de la présence du premier tube. La distance entre les deux extrados diminuant jusqu'à 45cm, un confortement de cette zone a été réalisé avec 20 micropieux. L'égout a de nouveau été tubé et rempli de grave-ciment.

Finalement le creusement a pu s'achever en respectant les délais contractuels.

3.4.2 Contrôle du creusement

Dans le cadre du Plan d'Assurance Qualité mis en place sur le chantier, un suivi permanent de tous les paramètres de creusement du tunnelier a été réalisé :

Suivi par anneaux

- Qualité de la boue ;
- Paramètres de guidage ;
- Qualité et quantité du coulis d'injection.

Suivi hebdomadaire :

- Inspection du front de taille ;
- Inspection des outils de roue de coupe.

Suivi tous les 50m :

- Carottages à travers les voussoirs pour vérifier les injections.

Suivi des paramètres de fonctionnement :

Afin de contrôler en permanence le fonctionnement du tunnelier, une chaîne de mesure a été mise en place permettant de surveiller en continu les enregistrements des capteurs installés au niveau des organes vitaux de la machine. Ces capteurs ont été disposés :

- Sur les groupes hydrauliques pour mesurer les pressions ;
- Sur les vérins pour mesurer les allongements ;
- Dans la chambre pour mesurer les pressions de boue et d'air comprimé et le niveau de boue ;
- Sur le circuit de marinage pour mesurer les ouvertures des vannes, les débits et les pressions dans les conduites et les vitesses dans les pompes ;
- Dans les lances d'injection du coulis de remplissage pour mesurer les pressions et vérifier le fonctionnement des lances et la qualité de remplissage du vide.

Toutes ces informations ramenées sur le pupitre de commande du poste de pilotage étaient transmises en même temps à l'aide d'un modem sur un ordinateur de bureau. La centralisation de toutes ces données permettait au responsable du chantier de vérifier d'un coup d'œil la bonne marche de la machine et éventuellement d'intervenir auprès du pilote pour faire changer un paramètre.

3.5 DESCRIPTION DE L'INSTRUMENTATION**3.5.1 Introduction**

Les terrains très hétérogènes ont incité le maître d'ouvrage à prévoir des mesures spécifiques pour analyser le comportement des terrains lors du creusement, et optimiser les paramètres de fonctionnement du tunnelier à pression de boue. Il avait donc été décidé d'instrumenter ce projet par deux plots d'essais (Figure 3.1). La conception, la réalisation et l'interprétation des plots d'essais font l'objet d'une thèse confiée en 1993 à M^{lle} Cendrine Ollier (Insa de Lyon).

Le dispositif expérimental mis en œuvre répondait à un double objectif :

- Rassembler le maximum d'informations afin de constituer une base de données en vue de qualifier des procédures de modélisation ;

- Fournir au groupement d'entreprises des éléments sur le comportement du terrain au passage du tunnelier afin d'adopter les meilleurs paramètres de pilotage.

3.5.2 Zones instrumentées

Nous allons passer maintenant à la description plus particulière des sections expérimentées. Deux zones différentes ont été équipées :

Plot 01 : situé près du puits d'entrée du tunnelier avant le passage sous les immeubles. Il a été divisé en deux sections principales S1 et S2 compte tenu de la topographie du site très pénalisante : une plate-forme SNCF remblayée, limitée par un mur de soutènement surplombant le quartier d'une hauteur de 5m.

La section S1 (Figure 3.4) est auscultée pour les deux tubes, elle est située à l'aplomb d'un remblai dont le mur de soutènement est implanté entre les deux tubes. La section S2 (Figure 3.5) est implantée immédiatement avant le passage du tunnel sous le bâti. Etant que le côté droit est inaccessible, uniquement la moitié gauche est instrumentée.

Le bord Est de la plate-forme a été en partie déblayé pour permettre les travaux d'aménagement du terminus du métro. Le puits d'entrée du tunnelier se trouve à l'emplacement de l'ancienne plate-forme. Le tunnelier au démarrage passe sous la partie restante de la plate-forme puis il coupe sous le mur de soutènement selon un angle assez faible avant de poursuivre sous les immeubles vers la Place Valmy.

Plot 02 : ce deuxième plot d'essai se situe sur le tronçon du premier tunnel entre la station Valmy et le puits de sortie Berthet, sur la Place Dumas de Loire à environ 140m de la station. Il comprend une section transversale de mesure située à une distance de 800m du premier plot. A cet endroit le tracé est rectiligne, la géométrie est simple (Figure 3.6), la qualité des terrains est meilleures que celle du premier plot d'essai et le socle gneissique est proche du tunnel (environ 3m).

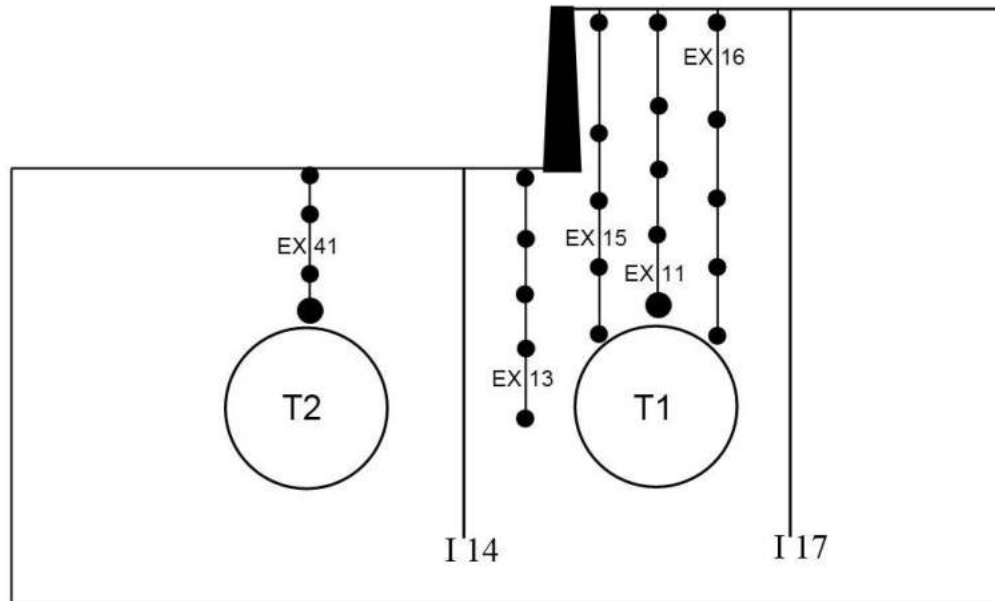


Figure 3.4 Instrumentation de la section S1 du Plot 1

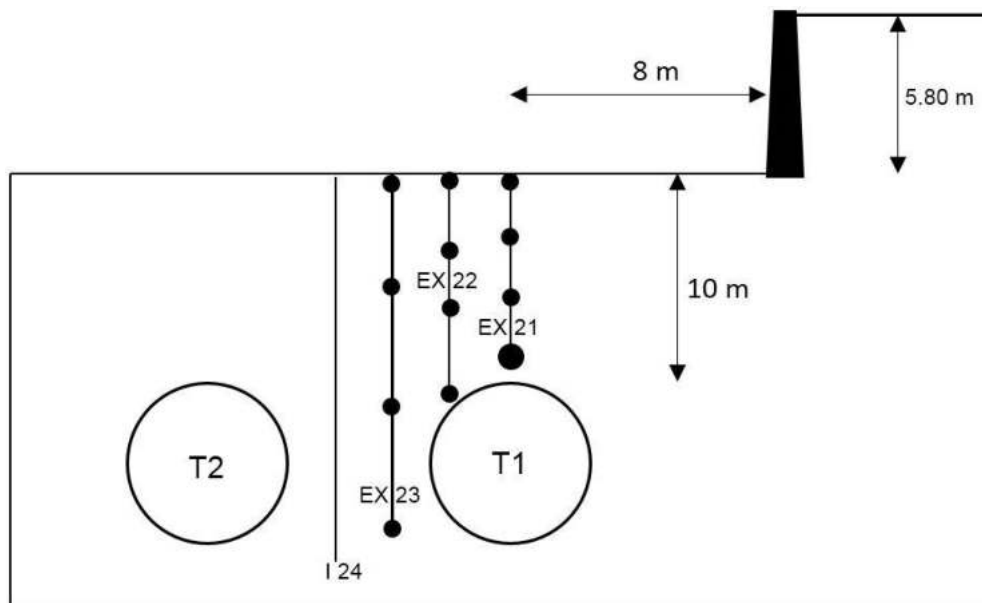


Figure 3.5 Instrumentation de la section S2 du Plot 1

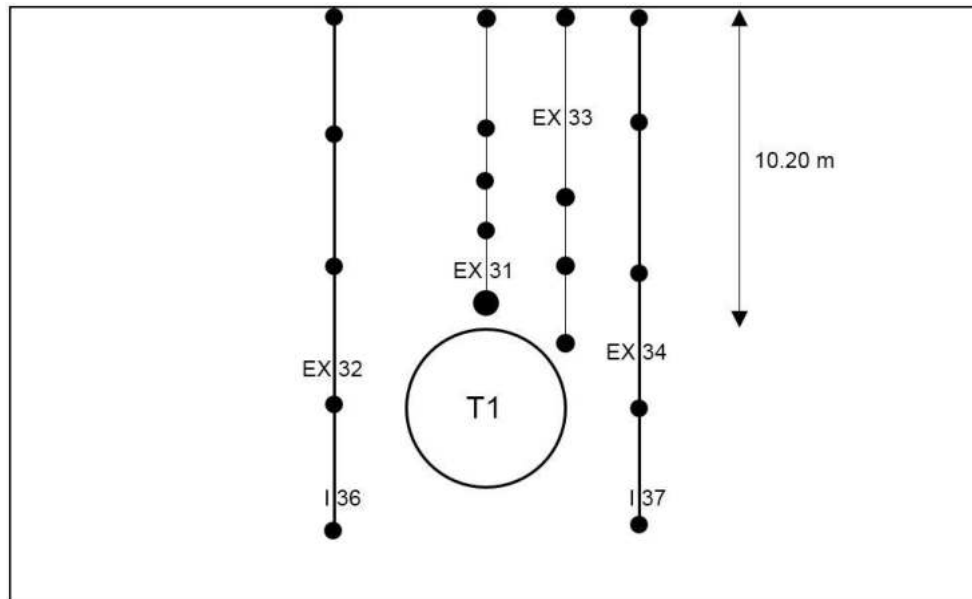


Figure 3.6 Instrumentation de la section S du Plot 2

Ces deux plots sont équipés par les instruments de mesures suivants :

1. *Extensomètres multipoints* permettant de mesurer les déplacements verticaux dans le massif du sol ;
2. *Inclinomètres multipoints* permettant de mesurer les déplacements horizontaux dans le massif du sol ;
3. *Capteurs de pression* permettant de mesurer la pression interstitielle, implantés dans les horizons peu perméables ;
4. *Vases de nivellement* implantées en tête des extensomètres et calées sur un point de référence profond fixe ;
5. *Repères* pour le nivellement de surface par topographie.

Les instruments 1,3 et 4 ont été reliés à une centrale d'acquisition de mesures connectée à un ordinateur, ce qui permet de :

- stocker un nombre important de mesures ;
- traiter les données ;
- visualiser quelques mesures sur l'écran sous forme de courbes, faciles à interpréter.

Dans le sens transversal la section P1-S1 (Figure 3.7) a compris :

- 4 extensomètres à 4 points :
 - EX11 dans l'axe du tunnel ;
 - EX15 et EX16 à 2m systématiquement de part et d'autre de l'EX11 ;

- EX13 à 4.5m de l'EX11 en contrebas du mur.
- 1 extensomètre à 1 point :
 - EX17 à 4m de l'EX11 sur la plate-forme ancré en profondeur, 5m sous le radier du tunnel et servant de point de référence.
- 2 tubes inclinométriques :
 - I14 à 5m de l'EX11 en contrebas du mur ;
 - I17 couplé avec EX17.
- 2 séries de cellules de mesure de pression interstitielle :
 - CPI18 dans l'axe du tunnel, 2m en avant de l'EX11 ;
 - CPI19 sur le côté gauche, 2m en arrière de l'EX13.
- 31 points de nivellement.

La section P1-S1 bis, qui concerne le creusement de la deuxième voie, a compris en plus de la partie des appareils déjà en place de la section P1-S1 un nouvel extensomètre EX41 complémentaire installé à l'axe de la deuxième voie.

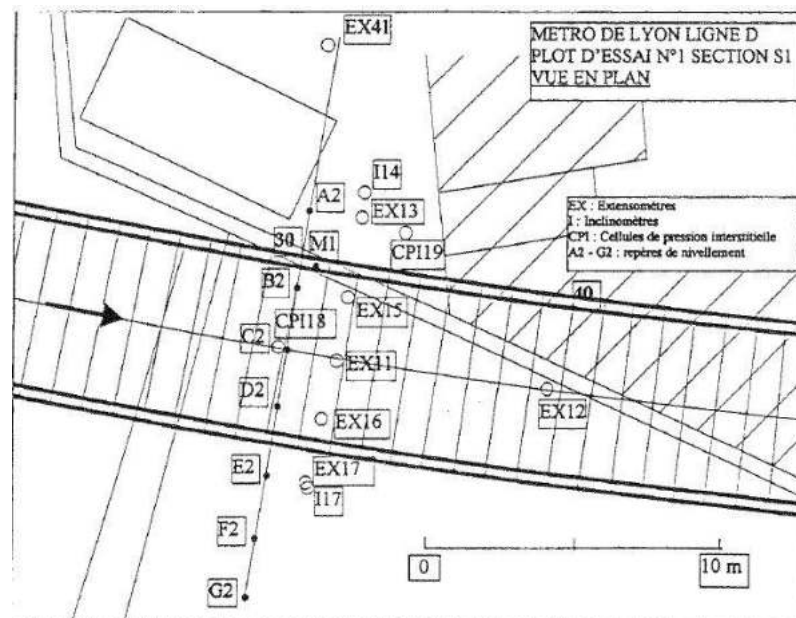


Figure 3.7 Vue en coupe de la section P1-S1

Dans le sens transversal, la section P1-S2 (Figure 3.8) a compris :

- 3 extensomètres à 4 points :
 - EX21 dans l'axe du tunnel ;
 - EX22 à 2m de l'EX21 ;
 - EX23 à 4m de l'EX21.

- 1 tube inclinométrique :
- I24 à 4.5m de l'EX21.
- 1 série de cellules de mesure de pression interstitielle :
- CPI25 dans l'axe du tunnel, 2m en avant de l'EX21.
- 18 points de nivellement.

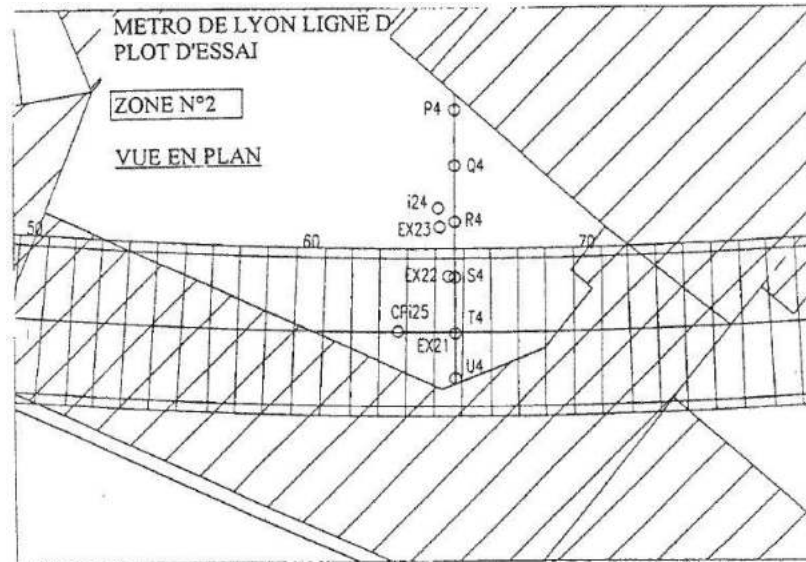


Figure 3.8 Vue en coupe de la section P1-S2

Le deuxième plot d'essai (Figure 3.9) a compris :

- 4 extensomètres à 4 points :
- EX31 dans l'axe du tunnel ;
- EX33 à 2m à droite de l'EX31 ;
- EX32 et EX34 à 4m systématiquement de part et d'autre de l'EX31.
- 1 extensomètre à 1 point :
- EX35 dans l'axe du tunnel, 1m en arrière de l'EX31 ;
- 2 tubes inclinométriques :
- I36 et I37 à 4m systématiquement de part et d'autre de l'EX31, 1m en arrière.
- 1 cellule de mesure de pression interstitielle :
- CPI38 dans l'axe du tunnel, 1m en avant de l'EX31.
- 18 repères de nivellement de surface selon une ligne transversale.

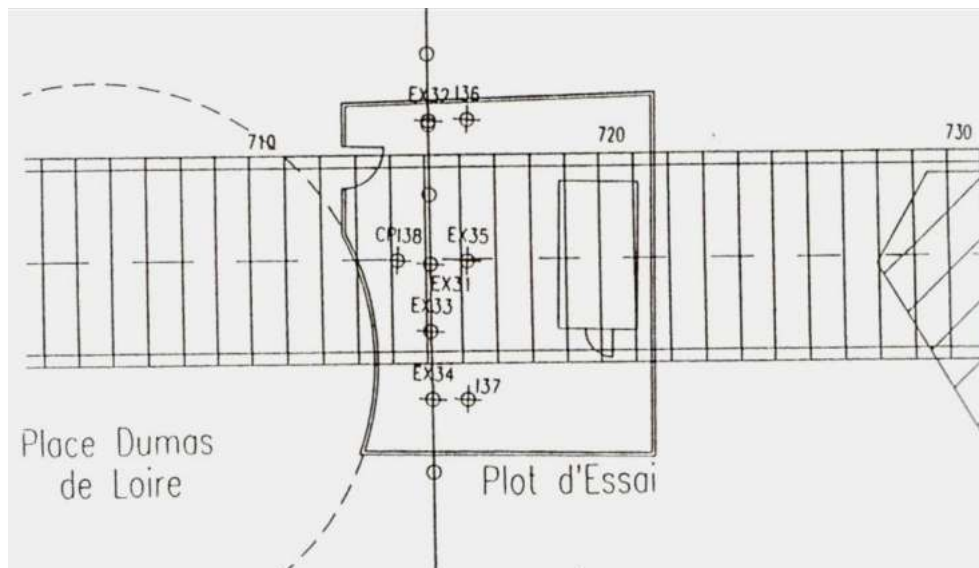


Figure 3.9 Vue en coupe de la section P2-S

3.5.3 Appareils de mesure

3.5.3.1 Inclinomètre

Il permet de mesurer les déplacements transversaux (horizontaux dans le cas de forage vertical) d'un tube mis en place à l'intérieur du forage. L'appareil de mesure est constitué d'une sonde inclinométrique comprenant deux couples de roulettes. Le dispositif permet le déplacement de la sonde à l'intérieur du tube guidé par deux systèmes de rainures disposées à angles droits dans le tube. Dans le cas d'auscultation des tunnels, l'orientation des rainures est généralement choisie de manière à permettre la mesure des déplacements horizontaux dans les directions parallèles et perpendiculaire à l'axe du tunnel.

L'inclinaison de la sonde sur la verticale (cas des tunnels) est mesurée par un système d'accéléromètre asservi. Cette inclinaison donne la position des roulettes hautes par rapport aux roulettes basses, ce qui permet de proche en proche de déterminer la forme du tube.

Les appareils installés autorisent la prise de mesures tous les 50 cm en remontant la sonde depuis le fond du tube. Le déplacement relatif entre deux niveaux successifs est lu directement sur le poste de mesure.

A la pose, le tube de guidage peut subir quelques déformations. Pour cela il faut effectuer une première mesure qui donnera la valeur initiale de déformation. La valeur du mouvement est obtenue par soustraction de la valeur lue la valeur initiale.

3.5.3.2 Extensomètre

Il permet de mesurer les déplacements relatifs du massif le long de l'axe du forage. Les appareils utilisés sur le site de Vaise sont des extensomètres GLOTZL GKSE 16 assemblés à quatre par forage. L'assemblage par quatre permet de mesurer les déplacements à quatre profondeurs différentes sur le même forage. Cet appareil de mesure est constitué :

- D'une tête de mesure avec tige de contact ;
- D'une tige de mesure en fibre de verre recouverte de plastique et d'un tube en gaine PVC ;
- D'une pièce d'ancrage en acier.

La pièce d'ancrage est scellée au terrain à la profondeur voulue. Tout mouvement du terrain est transmis par la tige en fibre de verre qui coulisse dans la gaine en PVC et qui déplace la tige de contact.

Le déplacement lu est un déplacement relatif de la pièce d'ancrage par rapport à la tête d'extensomètre. Pour avoir le tassement réel, il faut corriger la valeur lue en tassement de surface obtenu par nivellement.

3.5.3.3 Cellule de pression interstitielle

Les cellules de pression interstitielles permettent de mesurer la variation de la pression interstitielle qui est générée dans le sol au passage du tunnelier. Les capteurs utilisés sont constitués de cylindre métallique de diamètre 40mm et de hauteur 200mm. A l'intérieur se trouve la chambre de mesure dans laquelle est placée une membrane de faible raideur. L'eau est transmise dans la chambre de mesure par l'intermédiaire d'une bague filtre en inox fritté.

La déflexion de la membrane est proportionnelle à la pression d'eau et est mesurée par un capteur. Ce capteur est une barrette en silicium micro usinée dont on mesure les déformations à l'aide de jauges de contraintes.

3.5.3.4 Vase de nivellement

Les extensomètres de forage mesurent les tassements du terrain en profondeur à la tête de l'extensomètre fixée à la surface. Cette dernière subit, elle aussi, un tassement. Pour corriger les valeurs mesurées en continu en profondeur, les mesures de tassement en surface doivent être aussi en continu. La technique retenue est un système de nivellement par vases communicants.

Deux récipients remplis de liquide sont reliés par tubulure. L'un sert de référence repéré par rapport à un point fixe le long de la mesure, l'autre fait la mesure. Le déplacement du vase de mesure se traduit par une variation des niveaux de liquide dans les deux vases. Le vase de référence

est implanté sur un tassomètre ancré en profondeur, là où le terrain n'est pas affecté par le creusement.

Le vase se compose d'un tube en PVC incolore de diamètre extérieur 110mm encastré dans deux disques épais en PVC. L'étanchéité se fait par un joint torque placé dans une gorge usinée sur les deux disques. Le disque de base est percé de deux trous pour assurer le passage du liquide. Le disque en haut est troué en son centre pour assurer le passage du flotteur. Sur ce disque un capteur est fixé et relié à la centrale d'acquisition.

A l'intérieur se trouve un flotteur sous forme de cylindre creux de diamètre 80mm et de hauteur 60mm. Sur le haut du flotteur est adaptée une tige filtrée et vissée dans le noyau indicatif destiné à mesurer les déplacements. Une tige lisse fixée sous le flotteur sert le guidage en passant par une plaque de centrage.

La liaison entre les vases est réalisée par des flexibles de diamètre inférieur de 8mm reliés à la base par l'intermédiaire des vannes. Le circuit est réalisé en boucle fermée. Le liquide utilisé est un mélange eau + glycol qui garantit une protection contre le gel à $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Ce système est sensible à la variation de la température et plus particulièrement aux différences de températures en vases et le rayonnement direct sur les flexibles.

3.6 RESULTATS DES MESURES SUR LES PLOTS D'ESSAIS

Cette partie présente l'ensemble des données recueillies sur les trois sections expérimentales et fait leur synthèse pour expliquer le comportement du terrain au passage du tunnelier.

La présentation des résultats des mesures est faite pour chaque section instrumentée selon la même méthodologie. Tout d'abord, les résultats des mesures de tassement sont examinés. Ensuite, les mesures topographiques sont présentées sous forme de cuvettes de tassement. Enfin, ce sont les mesures inclinométriques qui sont étudiées.

3.6.1 Mesure des tassements longitudinaux

Les Figures 3.10, 3.11 et 3.12 présentent l'évolution des tassements en surface et en profondeur enregistrés par les extensomètres centrés (EX11 (P1-S1), EX21 (P1-S2) et EX31 (P2-S)) des trois sections instrumentées en fonction de l'avancement du tunnelier sur une période de 50 jours. Sur les trois sections de mesures, les mouvements verticaux du terrain peuvent être décomposés en cinq phases capitales :

1. L'influence du bouclier se fait sentir environ un diamètre du tunnel avant les sections de mesures par un léger tassement de 1 à 2 mm selon les sections. Les tassements maximaux en clé durant cette phase sont d'environ 2 mm à la section P1-S1, indiquant un léger manque de pression frontale. Alors que pour les sections P1-S2 et P2-S, le maintien de la même pression frontale appliquée à la section P1-S1 avec une hauteur de couverture inférieure, a donné un tassement en clé inférieur à 1 mm. Ces faibles mesures montrent que la pression de boue bentonitique au front adoptée équilibre bien la pression du terrain naturel.

2. Au passage du front, les capteurs commencent à évoluer différemment les uns des autres alors qu'ils avaient un comportement presque identique. Ces capteurs montrent un tassement instantané des points de clé de 2 à 4 mm selon les sections. Le tassement en surface est bien à ce stade inférieur au tassement en profondeur. Au moment du passage du front le bouclier empêche tout mouvement de convergence du terrain, l'excavation se fait donc à volume constant. Sur la section P2-S, le test d'intervention sous air comprimé de la chambre d'attaque avant le passage du front sous la section de mesure n'a engendré aucun mouvement remarquable.

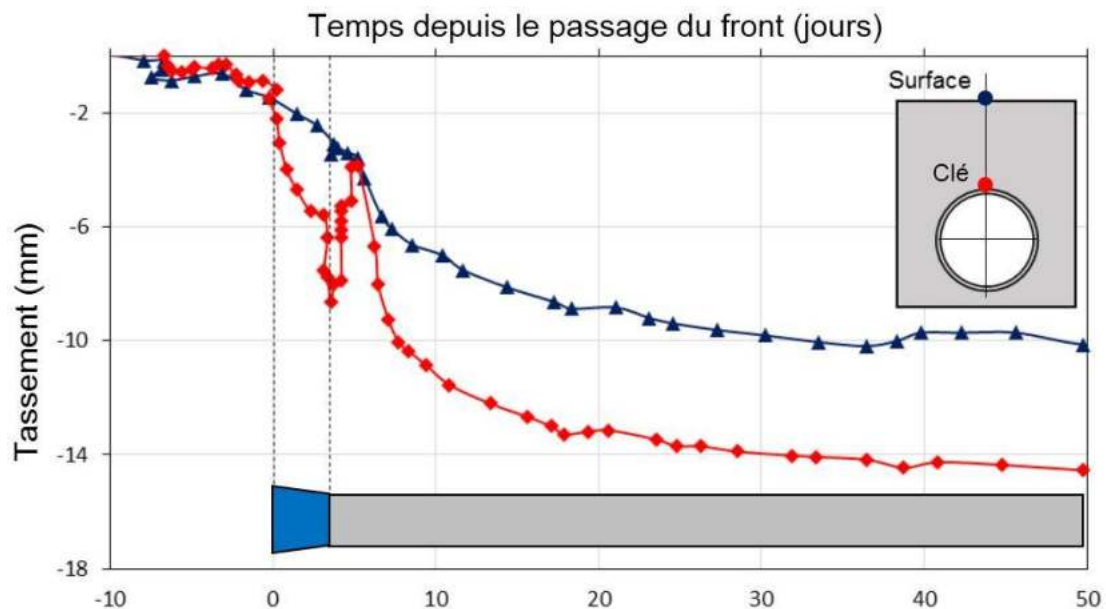


Figure 3.10 Evolution des tassements en fonction du temps de l'EX 11 (P1-S1)

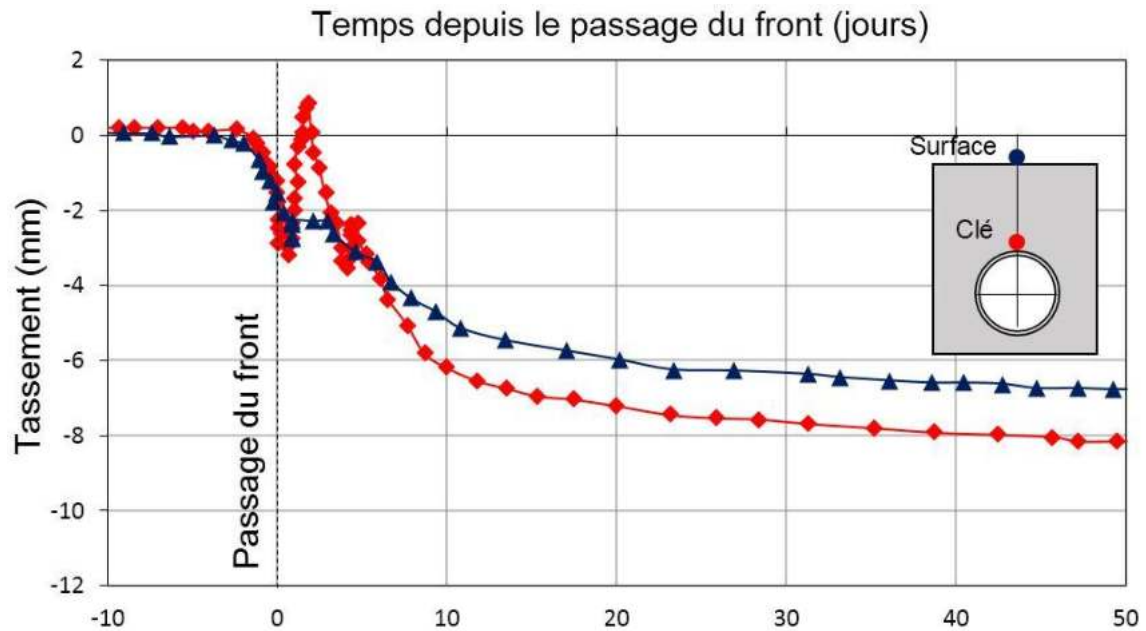


Figure 3.11 Evolution des tassements en fonction du temps de l'EX 21 (P1-S2)

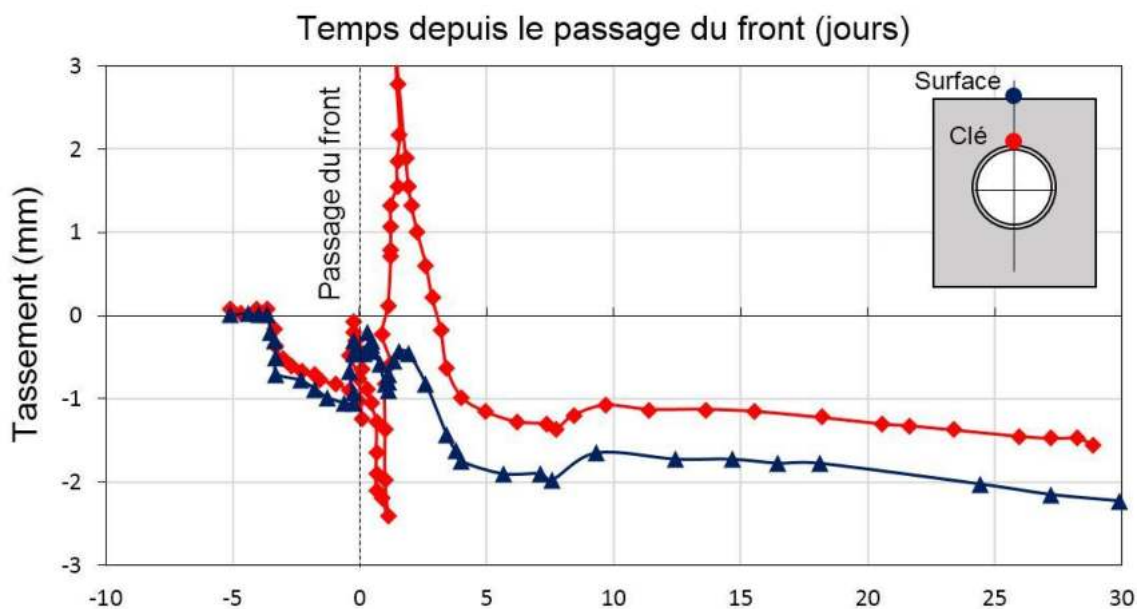


Figure 3.12 Evolution des tassements en fonction du temps de l'EX 31 (P2-S)

3. Du passage du front à l'échappement de la jupe, les capteurs enregistrent une descente régulière en clé qu'à la surface. Ces mouvements sont liés à la conicité du tunnelier, dont le vide annulaire « Gap » formé dans cette phase est égal à 3cm. Ces tassements sont très faibles par rapport au gap formé. A priori, on peut rendre ça à la migration d'une partie du coulis injecté sous pression

vers l'avant en diminuant la décompression du terrain, ou à l'insuffisance du temps à ce que le sol ferme le vide annulaire, ou bien aux deux en même temps.

4. Au moment de l'échappement de la jupe, il ne se développe pas de tassement brusque ce qui montre que l'injection du coulis dans le vide annulaire remplit bien son rôle. L'effet des injections est bien marqué par des cycles de tassement et de soulèvement de la clé, qui est un petit peu imperceptible en surface. Ces phénomènes sont liés directement à la fluctuation de la pression d'injection. L'amplitude du mouvement est fortement amortie vers le haut. La Figure 3.12 montre que l'injection fait remonter la clé environ 3mm au-dessus de sa position d'origine à une distance de 10m derrière la jupe et un tassement de 0.5mm en surface. Cette incidence des injections se fait sentir sur 15 à 20m après le passage du tunnelier. En comparant les trois sections, on constate que l'amplitude des tassements sur la troisième section (P2-S) est plus faible. ce qui reflète le rodage de la machine et l'expérience acquise au pilotage de la machine.

5. Enfin, on note une phase finale de tassement différé qui commence après l'effet maximal de l'injection. Les tassements reprennent lentement et continuent à évoluer pour tendre vers un asymptote 25 à 35 jour après le passage du front selon les sections. Ce tassement peut être lié d'une part à la consolidation hydraulique du coulis inerte injecté sous forme de fluide, et d'autre part à la consolidation et le fluage du terrain environnant qui a été perturbé par le creusement. L'amplitude de ce tassement différé apparaît d'autant plus importante que la couverture est élevée. Il semble quasi stabilisé après trois mois mais des mesures à long terme montrent qu'il augmente de 30% environ au cours des neuf mois suivants. La stabilisation du tassement en surface coïncide avec celle du tassement en profondeur.

3.6.2 Cuvettes de tassement de surface

En complément du système de vases de nivellement, des mesures topographiques en surface ont été procédés. Des repères de nivellement ont été installés selon un quadrillage de 2m x 2m au-dessus de l'emprise du tunnel, au droit des forages contenant les extensomètres et sur deux lignes perpendiculaires au tunnel.

L'altitude de ces points a été relevée par un géomètre à l'aide d'un niveau de précision. Le rythme de mesure a été modulé sur chaque section en fonction de la position du tunnelier. Lorsque la machine passait juste sous la zone de mesure il relevait les points toutes les 4 heures, quatre à cinq fois par jour. L'intérêt des mesures topographiques au droit des forages instrumentés est de pouvoir vérifier les valeurs du tassement de surface données par des vases de nivellement. Grace à

ces mesures, les cuvettes de tassement ont été déterminées. Les contraintes d'environnement (mur, bâtiment) nous ont empêchés à avoir une cuvette complète pour la section P1-S2.

Les cuvettes finales de tassement de surface pour les trois sections sont présentées dans la Figure 3.13. Il est évident sur la figure que la section P1-S1 est plus large que les autres cuvettes P1-S2 et P2-S, cela pourrait être expliqué par la différence de profondeur entre ces sections. En fait, plus le tunnel est profond plus la cuvette est large et vice versa.

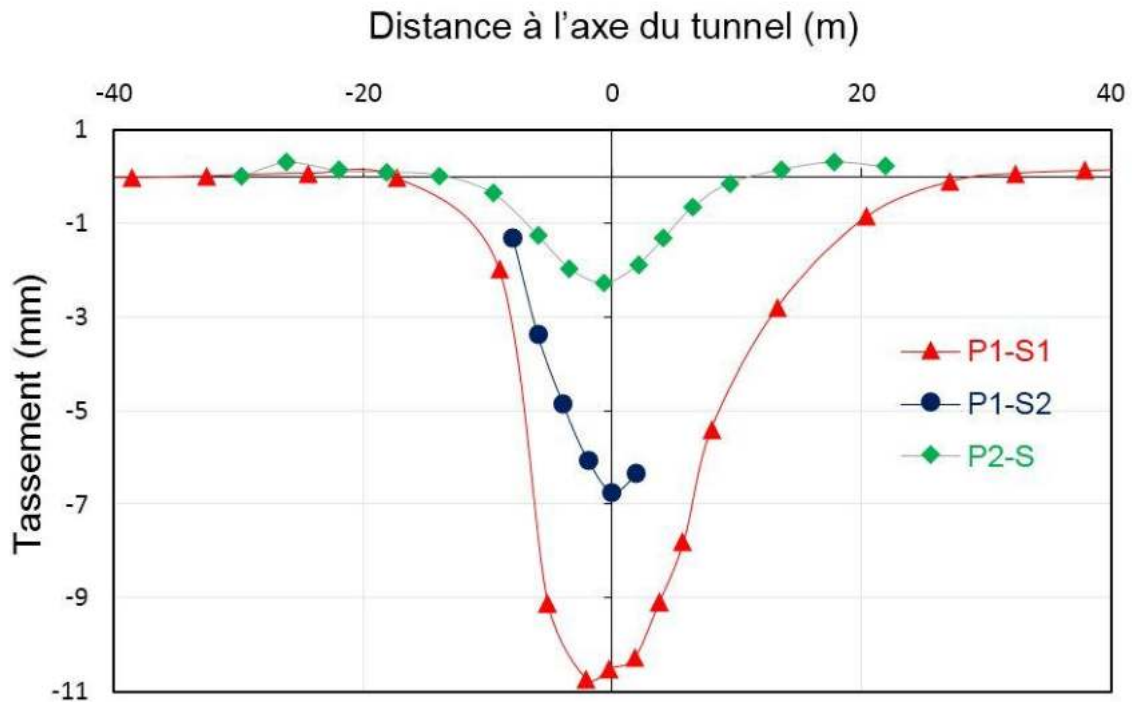


Figure 3.13 Cuvettes de tassement pour les trois sections

3.6.3 Mesures inclinométriques

Au cours de la période de mesures les relevés des tubes inclinométriques ont été effectués à l'aide de deux appareillages différents. Chaque appareillage possédait une mesure de référence prise un mois avant le passage du tunnelier donc les mesures ont pu être exploitées en mouvements relatifs par rapport à un état zéro. Le changement d'appareillage s'est effectué après le passage du tunnelier au moment où les mouvements étaient stabilisés. Les déformées mesurées avec chaque appareil sont concordantes néanmoins il existe une légère différence sur les profils. Elle peut être imputée à la différence de sensibilité entre les deux appareillages. Elle influe uniquement légèrement sur la valeur absolue du mouvement mais pas sur la cinématique. Elle ne pénalise donc pas la description des phénomènes.

Les résultats des mesures inclinométriques pour les trois sections sont présentés dans les Figures 3.14, 3.15 et 3.16 respectivement.

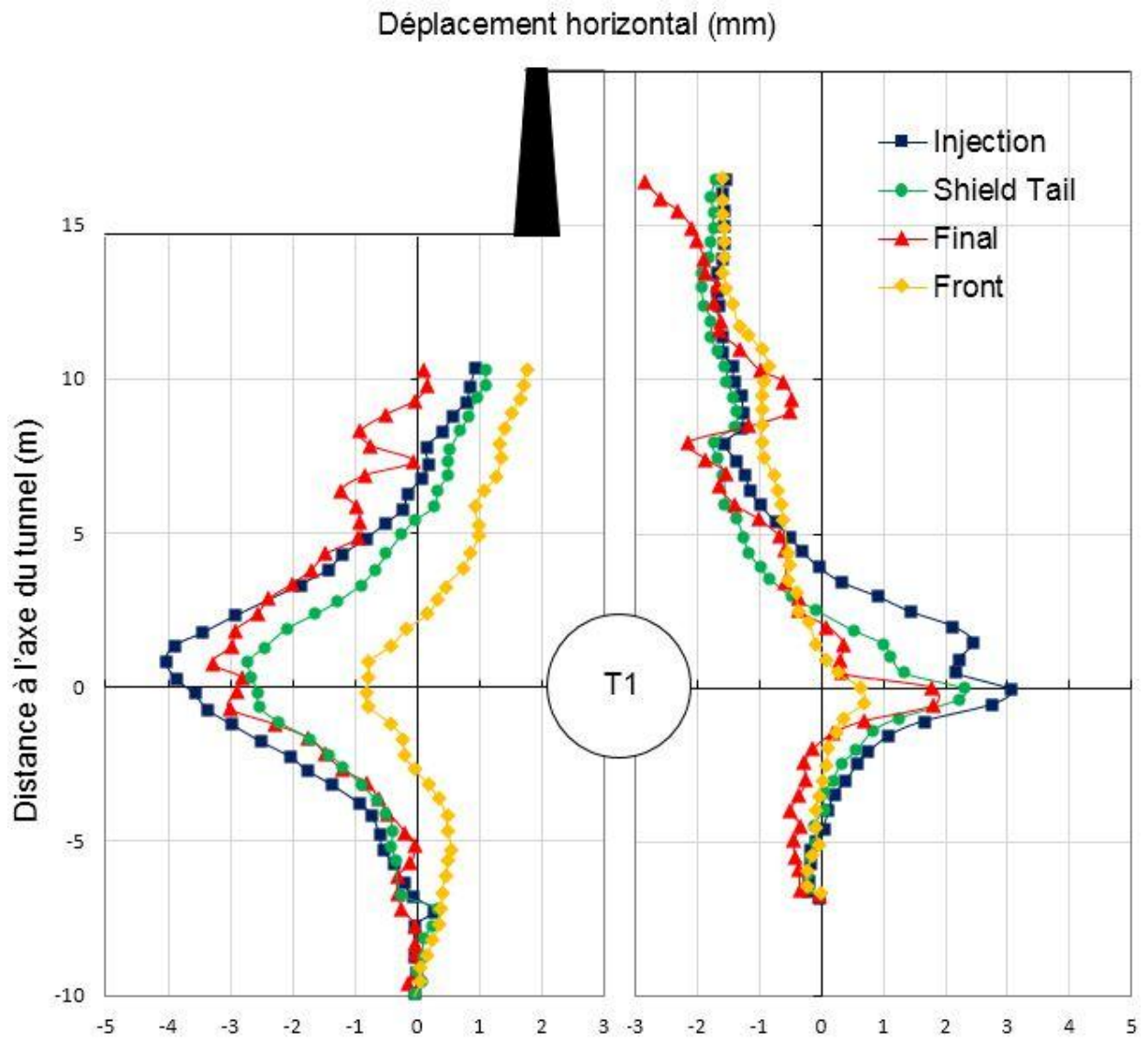


Figure 3.14 Déformées inclinométriques de I14 et I17 de la section P1-S1

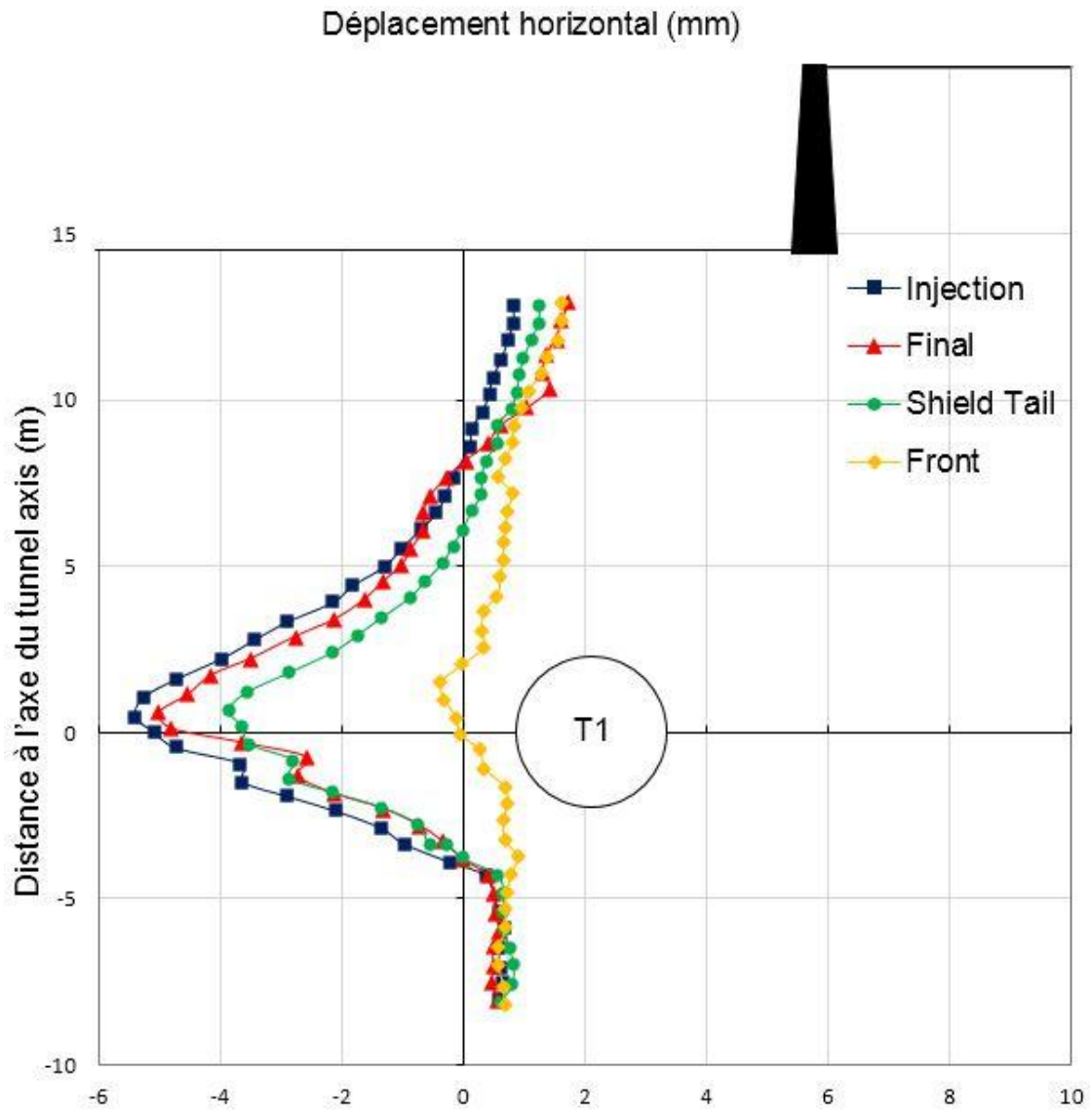


Figure 3.15 Déformées inclinométriques de I24 de la section P1-S2

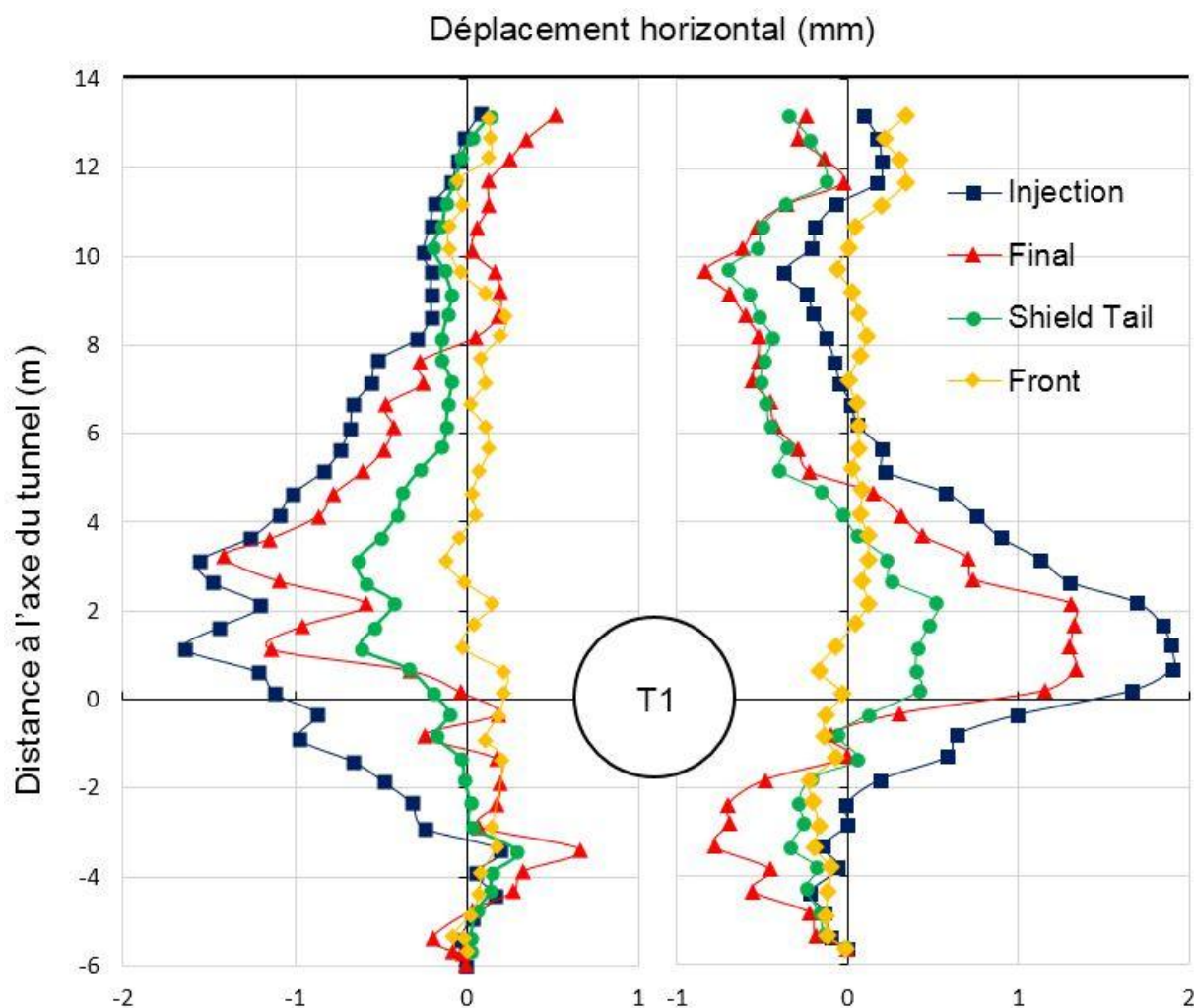


Figure 3.16 Déformées inclinométriques de I36 et I37 de la section P2-S

A l'approche du front, les tubes s'inclinent vers l'intérieur avec des amplitudes faibles au voisinage du front de 0.5 à 1 mm selon les sections indiquant une bonne stabilisation du front de taille. Ensuite, lors du passage du front et de la jupe, le sol au niveau de l'axe du tunnel est refoulé vers l'extérieur contrairement à ce qu'on peut imaginer.

L'effet de frottement sol-tunnelier peut être l'origine de ce refoulement. Ce dernier est encore plus accentué progressivement, lors de l'échappement de la jupe et de l'injection du vide annulaire, alors que le haut des tubes ne subit presque plus de déformation à l'exception de l'inclinomètre I14 où le sommet est refoulé vers l'extérieur de 2.5 mm sûrement dû à la dissymétrie de la géométrie par la présence du mur de soutènement.

Le maximum du ventre atteint 5.5 mm pour le I24, 4 mm pour le I14 et 2 mm pour les I36 et I37. Les mesures finales après trois mois montrent une stabilisation des mouvements latéraux pour toutes les sections avec une légère convergence au niveau de l'axe du tunnel.

3.7 CONCLUSIONS

Une instrumentation spécifique a été mise en place sur le chantier du prolongement de la ligne D du métro de Lyon afin de qualifier une procédure de simulation du creusement d'un tunnel en terrain meuble. Deux tunnels de 6.27 m de diamètre ont été creusés à l'aide d'un tunnelier à pression de boue dans des terrains limoneux de faibles caractéristiques géotechniques.

L'instrumentation a été définie afin de répondre à deux objectifs précis :

- Connaître en de nombreux points les déplacements du massif autour du tunnel pendant la phase de creusement ;
- Enregistrer ces différentes grandeurs en quasi continu pour établir une corrélation avec les paramètres de creusement enregistrés sur le tunnelier.

Le suivi quasi continu en deux plots d'essais, choisis sur le tracé, a permis de décrire finement les phénomènes engendrés par le creusement :

- Le front de taille est stable et ne constitue pas une source de tassement dans ce projet.
- Le passage du front est marqué par le déclenchement du processus de tassement. L'apparition simultanée du tassement avec un refoulement latéral au niveau de l'axe du tunnel donne l'air d'un glissement du sol autour du tunnelier causé par la réduction des contraintes de cisaillement le long du bouclier provoquant une redistribution des contraintes et un glissement sans variations de volume importantes. Les mouvements engendrés sont irréversibles.
- L'injection du coulis dans le vide annulaire remplit bien son rôle à court terme.

Ce suivi expérimental in-situ constitue un support expérimental pour l'élaboration et la qualification de procédures de simulation complètes.

CHAPITRE 4 : CODE NUMERIQUE UTILISE

«La question de l'erreur de modèle n'est pas mineure : dans beaucoup de cas, la question du modèle est la question dominante et elle bloque tout progrès dans l'évaluation des incertitudes et des risques.»

JP Magnan. Préface à Sécurité des ouvrages Risques. JL Favre 2004 ed. Ellipses.

CHAPITRE 4

CODE NUMERIQUE UTILISE

Dans ce chapitre, nous présentons les principes du code de calcul Flac^{3D} ainsi que les lois de comportements qui ont été utilisés dans nos simulations tridimensionnelles du creusement par tunnelier à front pressurisé. Les différentes opérations réalisées par le tunnelier (excavation, soutènement du front de taille, avancement, pose du revêtement, injection du vide annulaire, ...) rendent très complexe l'interaction sol/tunnelier. Ces conditions complexes nécessitent l'emploi d'un outil numérique bien adapté.

4.1 PRESENTATION DU CODE NUMERIQUE FLAC^{3D}

4.1.1 Généralités

FLAC (Fast Lagrangien Analysis of Continua), est un code en différences finies développé par la société Américaine ITASCA Consulting Group. Il simule le comportement des structures en sols, en roches ou autres matériaux qui se plastifient quand leur surface de charge est atteinte. Les matériaux sont représentés par des éléments massifs ou des zones qui forment le maillage ajusté par l'utilisateur pour avoir la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon sa description par une loi contrainte/déformation linéaire ou non linéaire aux chargements appliqués et/ou aux conditions aux limites imposées. Le matériau peut se plastifier et s'écouler, et le maillage peut se déformer (en mode grande déformation) et se déplacer avec le matériau qu'il représente.

Une des spécificités de Flac est le macro-langage FISH, qui permet à l'utilisateur de définir de nouvelles variables, procédures, sorties graphiques, et même d'écrire sa propre loi de comportement. La formulation de Flac est parfaitement adaptée à la modélisation des problèmes de géomécanique en plusieurs phases, comme une séquence excavation-construction-chargeement.

Starfield et Cundall (1988), co-fondateurs de Flac, ont insisté sur le fait que la méthodologie de modélisation numérique en géomécanique doit être différente de celle de l'ingénierie de structure. Ils ont souligné qu'il est difficile, voire impossible, d'obtenir des données complètes sur les sols ; par exemple : l'état des contraintes initiales, les propriétés et les discontinuités ne peuvent

être que partiellement connues. Ainsi, les logiciels en géomécanique doivent être conçus et utilisés pour découvrir les mécanismes en l'absence de données nécessaires pour la prédiction.

D'une autre manière, les logiciels en géomécanique ne doivent pas être utilisés uniquement dans la conception, mais aussi comme un outil d'expérimentation numérique qui aide et donne au concepteur un aperçu sur les mécanismes possibles.

Le programme est basé sur une formulation en différences finies avec un schéma de résolution explicite. En effet, seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées et non la matrice de rigidité, comme cela est le cas pour la méthode des éléments finis. Les tenseurs de contraintes et de déformations sont donc calculés en des lieux discrets de l'espace et il n'est pas nécessaire de construire puis de stocker la matrice de rigidité globale. La formulation numérique utilisée est appelée méthode des éléments lagrangiens (Billaux & Cundall 1993).

Cette formulation est appelée Lagrangienne car les coordonnées des nœuds sont réactualisées à chaque pas de temps ; les déplacements incrémentaux sont ajoutés aux coordonnées et le maillage se déforme donc avec le matériau qu'il représente. C'est donc l'opposé de la formulation Eulérienne, pour laquelle le maillage reste fixe.

Le code Flac^{3D} est riche de douze modèles de comportement de sols implémentés :

- le modèle nul ;
- trois modèles élastiques : isotrope, transversalement isotrope et orthotrope ;
- huit modèles de plasticité : Drucker-Prager, Mohr-Coulomb, Mohr-Coulomb avec présence de joints (ubiquitous joint), écrouissage positif/ négatif (hardening/softening), écrouissage bilinéaire positif/ négatif avec présence de joints, double surface d'écoulement, Cam-clay modifié et Hoek-Brown.

FLAC n'est pas une boîte noire qui donne une solution aux données introduites : il offre la possibilité à l'utilisateur de tester ses idées. Tous les modèles contenus dans Flac^{3D} sont implémentés en utilisant le même algorithme numérique incrémental : à partir de l'état de contrainte du pas précédent et de l'incrément de déformation totale du pas de temps actuel, l'incrément de contrainte correspondant est calculé et le nouvel état de contrainte est alors déterminé (Figure 4.1).

Dans Flac^{2D} comme Flac^{3D} , il est possible d'introduire de nouvelles lois de comportement. Pour cela deux techniques peuvent être utilisées : soit reprendre une loi de comportement déjà implémentée dans Flac et la modifier suivant les idées et/ou le besoin de l'utilisateur, soit implémenter le nouveau modèle en langage C++, puis le compiler en un fichier DLL (*Dynamic*

Link Library) pour être directement utilisé en tant que tel et faire appel au nouveau modèle dans la procédure de simulation en temps utile. Cette dernière technique est plus efficace que la programmation avec le macro-langage FISH en termes de temps de calcul. Il est néanmoins préférable de faire les validations sur divers chemins de chargement, essai triaxial en particulier.

4.1.2 Schéma de résolution explicite

Dans ce paragraphe, nous n'allons pas nous intéresser en détail à la méthode de résolution implantée dans le code mais uniquement au mode de fonctionnement. Le lecteur intéressé peut se reporter à Marti et Cundall (1982) qui décrit la procédure plus finement.

Le schéma de résolution explicite utilisé et appliqué à la formulation en différences finies n'est pas courant. L'algorithme utilisé est directement conçu pour permettre la résolution de problèmes dynamiques sans modifications supplémentaires. Basé sur le fait que dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant, le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Flac modélise ce processus directement en introduisant des termes d'inertie, ainsi l'énergie cinétique est générée et dissipée. Au contraire les schémas de calcul qui n'introduisent pas les termes d'inerties doivent utiliser quelques procédures numériques pour traiter les instabilités physiques. Même si cette procédure est utilisée avec succès en évitant les instabilités numériques, le chemin pris peut être non réaliste. Un problème statique sera résolu de la même manière, le temps n'ayant alors plus d'importance. Le déséquilibre introduit en une zone va se propager sous forme d'une onde à l'ensemble du massif. Le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique car même les chemins de contraintes et de déformations sont respectés à chaque pas, contrairement à un schéma implicite qui nécessite que l'on démontre que l'aspect physique est correct.

La séquence de calcul générale est illustrée sur la Figure 4.1. Les variables à traiter sont actualisées au début de chaque cycle de calcul. Elles restent constantes durant un cycle complet, puis seront à nouveau actualisées au début du cycle suivant. Ceci est le principe de base de la résolution explicite. Il n'y a pas d'influence arrière (le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas celles calculées à l'étape précédente). Cette hypothèse est justifiée si le pas de temps est assez petit pour que l'information ne puisse passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps. Le blocage des vitesses est alors justifié, car les éléments voisins ne peuvent pas s'influencer pendant une période de calcul. Bien entendu, les perturbations peuvent se propager dans le modèle en plusieurs cycles de calcul, à la vitesse que met l'information à se propager physiquement.

L'idée de base est que la vitesse de l'onde de calcul est toujours supérieure à celle des ondes physiques de façon à ce que les équations opèrent toujours sur des valeurs connues et figées pour la durée des calculs dans la boîte.

Cette méthode possède plusieurs avantages importants et un grand désavantage, surtout aucune itération n'est nécessaire pour calculer les contraintes à partir des déformations dans l'élément même si la loi de comportement est fortement non linéaire d'où des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire.

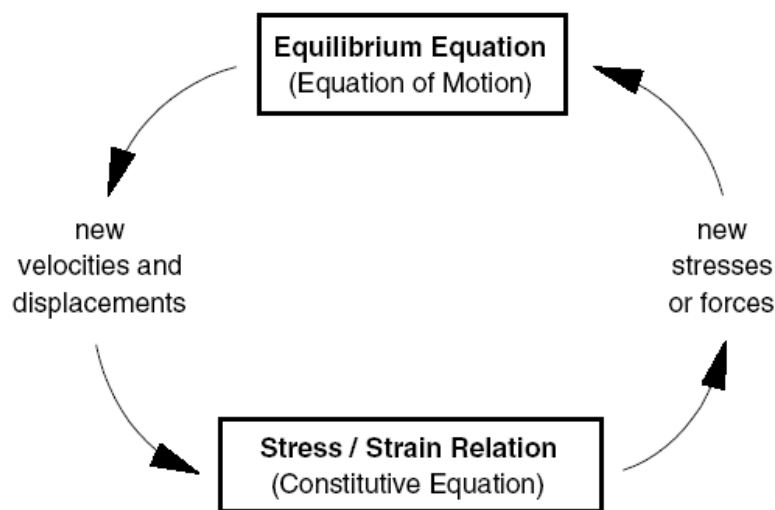


Figure 4.1 Séquence de calcul générale (Itasca, 2005)

Les équations de mouvement sont utilisées pour calculer les nouvelles vitesses à partir des contraintes et des efforts en jeu. Ces vitesses servent ensuite à déterminer de nouveaux déplacements qui vont déformer le maillage. Les taux de déformations sont ensuite déduits et sont utilisés par la loi de comportement du matériau pour déterminer les nouvelles contraintes. Un nouveau cycle de calcul peut alors commencer. Le processus est répété jusqu'à satisfaction d'un critère de convergence : la force maximale nette non équilibrée sur l'ensemble des nœuds doit être inférieure à une valeur fixée par l'utilisateur.

Dans le cas des méthodes implicites (M.E.F.), chaque élément communique avec tous les éléments durant une étape de solution, beaucoup d'itérations sont nécessaires avant d'avoir la compatibilité et l'équilibre. On peut voir que le désavantage des méthodes explicites est la condition sur le pas de temps. Avec un pas de temps imposé très petit, il peut être nécessaire d'effectuer un grand nombre de pas avant d'arriver à la solution statique. De ce fait la méthode explicite est bonne pour le comportement des systèmes non linéaires, les grandes déformations et

les instabilités physiques, elle est mauvaise pour les problèmes de modélisation linéaire et de petites déformations.

L'utilisation d'un tel schéma présente donc certains avantages et inconvénients vis-à-vis d'autres méthodes largement utilisées, telle que la méthode des éléments finis avec un schéma implicite. Les deux principaux avantages sont la disponibilité immédiate des contraintes à partir des déformations et le fait que l'utilisation d'un modèle rhéologique complexe ne nécessite que peu de charge de calcul supplémentaire.

Benmebarek (1998) résume les avantages et les inconvénients que l'on peut tirer d'un calcul avec Flac de la façon suivante :

1. les équations de mouvement dynamique sont utilisées, même pour la modélisation des systèmes statiques. Ceci permet à Flac de suivre les processus d'instabilité physique sans difficulté ;
2. une formulation explicite est utilisée (au contraire de la formulation implicite couramment utilisée en E.F). Les formulations explicites peuvent suivre arbitrairement la non-linéarité des lois contraintes-déformations presque avec le même temps de calcul que les lois élastiques, où les solutions implicites peuvent prendre significativement un temps de calcul plus long. En outre, il n'est pas nécessaire de stocker des matrices, ce qui signifie que : a) un grand nombre d'éléments peut être modélisé avec une modeste mémoire, et b) la simulation en grande déformation nécessite à peine plus de temps de calcul que le calcul en petite déformation.

Ces différences sont en faveur du FLAC, mais il souffre de deux inconvénients :

1. le calcul des simulations linéaires est plus long avec FLAC qu'avec les codes numériques en E.F ; FLAC est efficace pour les problèmes non-linéaires ou en grande-déformation, ou à des situations dans lesquelles l'instabilité physique peut se produire ;
2. le pas de calcul de FLAC est déterminé par le rapport entre la plus grande période et la plus petite période propre du système. Avec un pas de temps de calcul imposé très petit, il est nécessaire d'effectuer un grand nombre de pas avant d'arriver à la solution statique.

De ces faits, ce code n'est pas compétitif pour la résolution des problèmes statiques linéaires en petites déformations surtout avec la Méthode des Eléments Finis, par contre il l'est pour les systèmes complexes présentant une forte non-linéarité, de grandes déformations ou des instabilités physiques.

Les auteurs du manuel d'Itasca (2000) résument les principales différences des deux méthodes numériques de résolution dans le Tableau 4.1, mais nous allons quand même insister sur le fait que, dans un calcul FLAC, aucune itération n'est nécessaire pour calculer les contraintes à partir des déformations, quel que soit le type de comportement envisagé pour le sol.

Tableau 4.1 Comparaison entre les méthodes explicites et implicites (Billaux et Cundall, 1993).

Explicite	Implicite
Le pas de temps doit être inférieur à une valeur critique pour assurer la stabilité	Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certains schémas de résolution
Peu de calculs par pas de temps	Nombreux calculs par pas de temps
Par d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques	Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables
Prise en compte de lois de comportement non linéaires sans itérations supplémentaires	Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportements non linéaires
Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non linéaire est toujours suivie d'une manière correcte	Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est : (a) stable ; et (b) physiquement correcte, c'est-à-dire qu'elle permet de suivre un chemin de contraintes physiquement correct
Aucune matrice n'est construite. La mémoire nécessaire est minimum	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante
Aucune matrice n'étant construite, des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire	Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements

4.1.3 Maillage en différences finies

La formulation en différences finies correspond à l'étape du passage du problème continu à la discrétisation. Le milieu continu est discrétisé en quadrilatères, ceux-ci étant divisés en deux paires d'éléments triangulaires. Ces éléments présentent une déformation uniforme. Ainsi, la force exercée sur un nœud est la moyenne des forces sur les deux paires de triangles, ce qui permet de garantir une réponse symétrique à un chargement symétrique. La Figure 4.2 illustre les différents niveaux de la discrétisation utilisée.

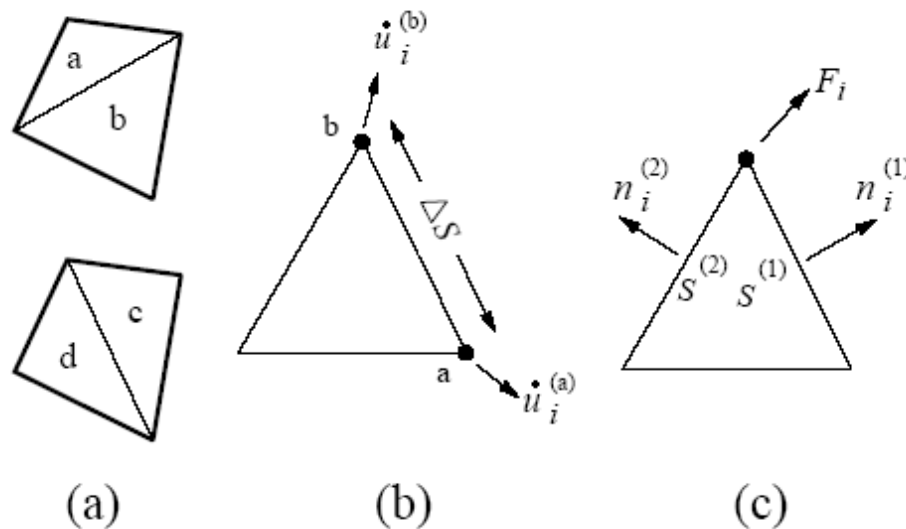


Figure 4.2 Schéma de discrétisation mixte dans FLAC (Itasca 2000)

(a) éléments quadrilatères superposés utilisés dans FLAC

(b) élément triangulaire typique avec les vecteurs vitesses aux nœuds

(c) vecteurs forces nodales

Le milieu continu est discrétisé par des quadrilatères, chacun d'eux étant divisé en deux paires d'éléments triangulaires (a, b, c et d) à déformation uniforme comme indiqué sur la Figure 4.2. La force exercée sur un nœud est prise comme la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

L'utilisation d'éléments triangulaires élimine le problème de déformations non restreintes qui se pose avec les éléments quadrilatères à déformation uniforme. Ce problème, pour les polygones à plus de trois sommets, tient au fait qu'il existe des combinaisons de déplacements nodaux qui ne produisent aucune déformation, et donc ne sont restreints par aucune force.

Un autre problème de la modélisation de matériaux en plasticité n'est pas résolu par l'utilisation d'éléments triangulaires. Il s'agit de la formulation de la condition d'incompressibilité lors de l'écoulement plastique.

En effet, pour les problèmes axisymétriques ou en déformations planes, cette condition introduit une restriction cinématique dans la direction perpendiculaire au plan d'étude. Les éléments sont alors « surcontraints » (nombre d'équations supérieur au nombre d'inconnues), ce système surabondant donne lieu à des prédictions erronées et optimistes des chargements de rupture. Ce problème est résolu en utilisant la discrétisation mixte (Marti et Cundall, 1982). Les parties isotropes des tenseurs de contraintes et de déformations, sur lesquelles s'applique la condition d'incompressibilité, sont supposées constantes sur l'ensemble d'un quadrilatère, alors que les deux parties déviatoriques sont traitées séparément dans les deux triangles.

Les détails de la formulation mathématique utilisée pour cette discrétisation ne seront pas

présentés dans ce travail. Le lecteur est encouragé à se reporter à la documentation de Flac et à l'abondante littérature consacrée à ce sujet pour plus d'informations ; Billaux (1993) décrit cette procédure de calcul dans le détail.

La formulation en différences finies utilisée en 2D reste valable en 3D. La génération du maillage dans Flac^{3D} implique de raccorder l'ensemble des formes de maillage d'une connectivité spécifique (désignée sous le nom de primitives) pour former un modèle complet avec la géométrie désirée. Plusieurs types de formes primitives sont disponibles, et celles-ci peuvent être reliées et conformées pour créer des géométries tridimensionnelles complexes.

Une zone est un domaine géométrique fermé, avec des nœuds aux sommets et des faces plates formant la surface de la zone. L'orientation relative des nœuds et des faces est montrée sur la Figure 4.3 pour la forme brique.

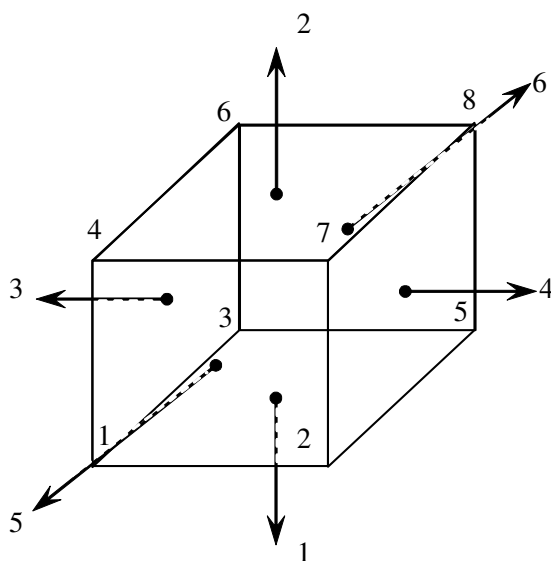


Figure 4.3 Orientation des nœuds et des faces dans une zone de brique (Itasca manuel).

Parmi les éléments tridimensionnels, les tétraèdres de taux de contrainte constants qui ont l'avantage de ne pas produire de déformations (modèles de déformation créés par des combinaisons des vitesses nodales, ne produisant aucun taux de contrainte et ainsi aucun incrément de forces nodales). Cependant, une fois utilisés dans le cadre de la plasticité, ces éléments ne prévoient pas assez de modes de déformation.

Dans des situations particulières, par exemple, ils ne peuvent pas se déformer individuellement sans changement de volume selon les exigences de certaines lois constitutives importantes. Dans ces cas, les éléments sont connus pour montrer une réponse au-dessus rigide par rapport à celle prévue dans la théorie. Pour surmonter ce problème, un processus de discrétisation mixte est appliqué dans FLAC^{3D}, comme il est décrit par Marti et Cundall (1982).

Le principe de la technique de discrétisation mixte est de donner à l'élément plus de flexibilité volumétrique par l'ajustement approprié du premier invariant du tenseur de taux de contraintes de tétraèdre. Dans l'approche, une discrétisation plus brute est superposée à la discrétisation tétraédrique dans les zones, et le premier invariant d'un tétraèdre particulier dans une zone est évalué comme valeur volumétrique moyenne au-dessus de tous les tétraèdres dans cette zone. La méthode est illustrée sur la Figure 4.4. Dans les modes de déformation particulière esquissée, les éléments de taux de contraintes constantes individuelles donneront un changement de volume incompatible avec la théorie d'écoulement plastique incompressible. Dans cet exemple, cependant, le volume de l'ensemble des tétraèdres (c.-à-d., la zone) reste constant et l'application du processus de discrétisation mixte permet à chaque tétraèdre individuel de refléter cette propriété de la zone, par conséquent, réconciliant son comportement avec celui prévu par la théorie.

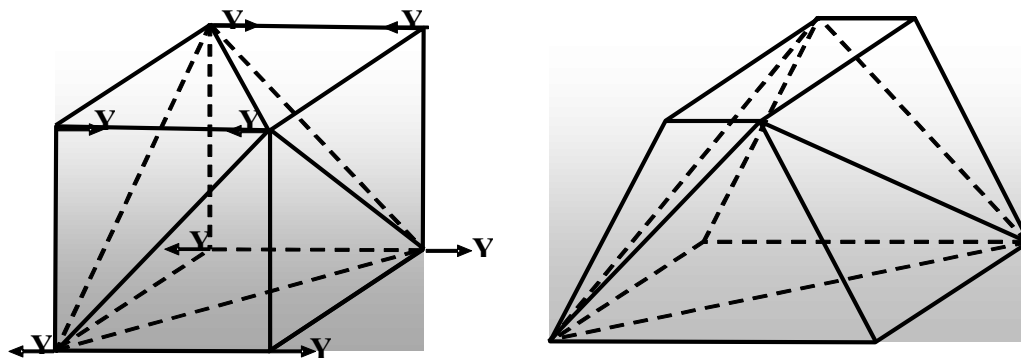


Figure 4.4 Modes de déformation pour lesquels la discrétisation serait plus efficace.

Le maillage de FLAC^{3D} est généré avec la commande `GENERATE ZONE`. Cette commande peut être employée indépendamment pour créer un modèle réparti en zones d'une forme primitive ; chaque forme a un type spécifique de connectivités.

Plusieurs formes de primitives sont activées dans un programme pour accélérer la génération du maillage pour les cas de géométrie relativement simples. Ceux-ci incluent, pour notre cas, quatre formes de primitives : la brique, la forme de cylindre, la forme de cylindre creux et la forme de cylindre radial (Figure 4.5).

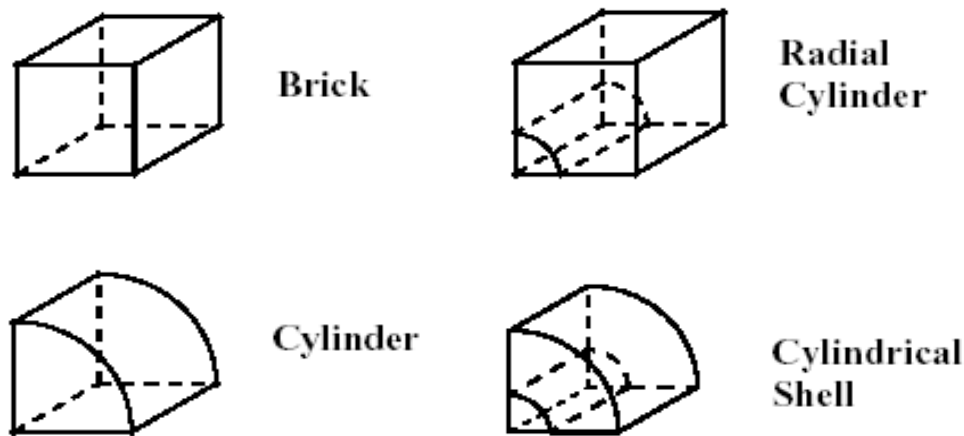


Figure 4.5 Forme des primitives utilisées pour générer le maillage FLAC^{3D}

4.1.4 Amortissement et pas de temps critique

L'équation de mouvement doit être amortie pour donner des solutions statiques ou quasi-statiques (sans inertie). L'objectif de Flac est d'arriver à un état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent) dans un schéma numérique stable avec le minimum de cycles. A chaque nœud est imposée une force d'amortissement dont le module est proportionnel au module de la force nette non équilibrée, et dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif.

Le pas de temps qui rend cette méthode explicite inconditionnellement stable doit satisfaire la condition suivante : la vitesse du «front de calcul» doit être plus grande que la vitesse maximale de propagation de l'information (vitesse d'onde P). Le pas de temps doit être choisi plus petit que le pas de temps critique.

4.1.5 Force non équilibrée (Unbalanced force)

Flac dans sa formulation utilise les équations de mouvement dynamique amorti. L'équilibre (statique ou écoulement) est atteint lorsque l'accélération est nulle. Durant les pas de calcul d'une étape d'analyse, la force maximale non équilibrée est déterminée pour l'ensemble des mailles. L'évolution de cette force peut être affichée sur l'écran ou visualisée comme un graphe. Cette force est importante pour l'indication de l'équilibre du modèle ; sa magnitude doit être comparée avec la magnitude d'une force d'inertie typique agissant sur le maillage. Une force nodale interne représentative peut être déterminée par la multiplication de la contrainte par la distance perpendiculaire à cette force dans un endroit sensible du maillage. Notons R le rapport en pourcentage de la force non équilibrée maximale sur la force interne représentative. Une valeur de R de 1% à 0,1% peut être acceptable pour l'indication de l'équilibre en fonction du degré de précision voulu : R = 1% peut être considérée suffisante pour une étape intermédiaire dans une séquence d'opération, tandis que R = 0,1% peut être utilisée pour un état final. On doit noter qu'une

valeur faible de R indique seulement que les forces sont équilibrées sur tous les nœuds, un écoulement peut se produire sans accélération, sa détection se fait par d'autres critères.

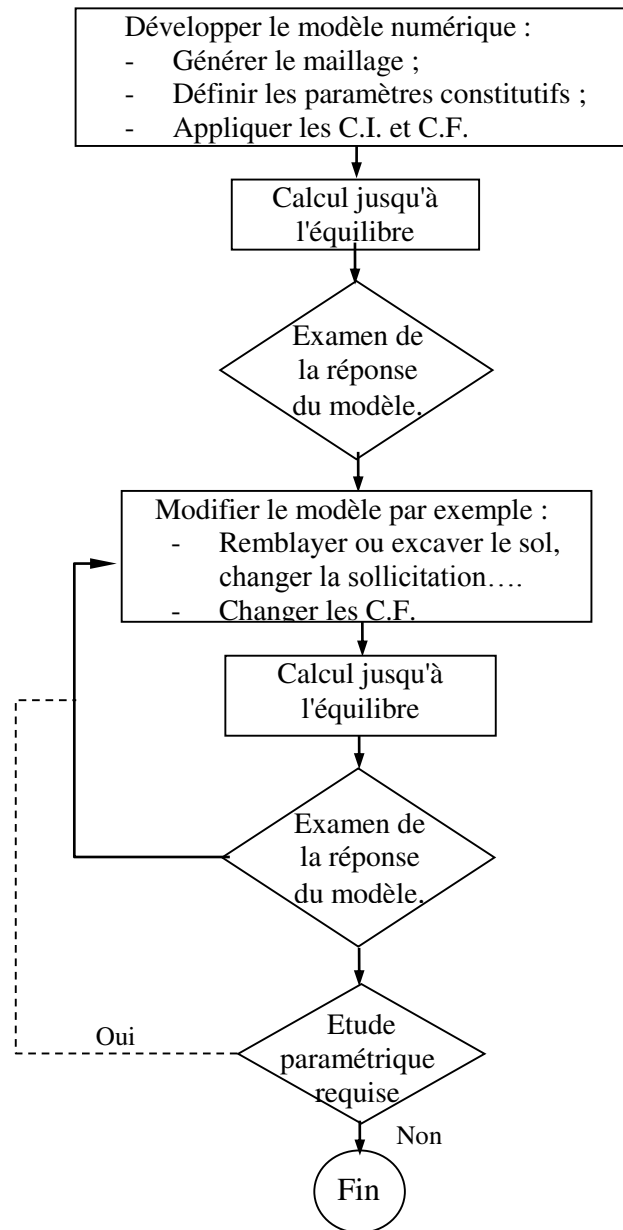


Figure 4.6 Méthodologie de simulation numérique avec Flac (Itasca 2000)

4.2 LOIS DE COMPORTEMENT

Dans cette section, nous allons présenter les différentes lois rhéologiques que nous avons adoptées pour la modélisation du comportement du sol et du coulis de bourrage. Dans un premier temps, nous rappelons brièvement le cas de l'élasticité linéaire isotrope ensuite, nous posons les bases de la formulation d'une loi élastoplastique. Nous nous intéressons ensuite au cas particulier

d'une loi élastique parfaitement plastique adoptant comme critère de rupture celui de Mohr-Coulomb.

Le code Flac incorpore un grand nombre de lois constitutives. Celles-ci peuvent être regroupées en trois groupes : le modèle nul, les modèles élastiques et les modèles élastoplastiques. Il est possible de modifier ou d'ajouter des lois de comportement en utilisant le macro-langage de programmation FISH.

4.2.1 Modèle nul

Les contraintes dans une zone nulle sont remises à zéro et aucune force (de pesanteur par exemple) ne peut agir sur les éléments de ces zones. La matière de la zone nulle peut être réactivée plus tard et affectée de propriétés différentes avec la possibilité de changer de loi de comportement si nécessaire dans le processus de la simulation. Ce modèle peut s'avérer être très utile dans le cas d'une procédure de simulation par phasage (comme dans une séquence désactivation/activation lors du processus de creusement d'un tunnel par exemple).

4.2.2 Modèle Elastique linéaire isotrope

L'élasticité correspond à la partie réversible des déformations. Dans cette partie nous distinguons l'élasticité linéaire isotrope et l'élasticité non-linéaire.

Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes par l'expression la plus courante qui est donnée par la relation de Hooke :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (4.1)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \varepsilon_{ij} - \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (4.2)$$

Où δ_{ij} : indice de Kronecker

Dans le code de calcul Flac, il est conseillé d'utiliser, pour les propriétés élastiques des géomatériaux, les modules volumiques K et de cisaillement G plutôt que le module de Young E et le coefficient de Poisson ν . Les relations entre ces divers paramètres sont résumées dans le Tableau 4.2.

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)} \text{ et } K = \frac{E}{3(1+2\nu)} \quad (4.3)$$

Le couple (K, G) donne un sens physique pour tous les matériaux élastiques qui ne violent pas les principes de la thermodynamique. Par contre le couple (E, ν) ne donne pas un sens pour un

certain matériau admissible : à l'un des extrêmes du comportement, le matériau résiste au chargement volumique mais pas au cisaillement ; à l'autre extrême, le matériau résiste au cisaillement mais pas au chargement volumique.

Le premier type de matériau correspond à une valeur finie de K et une valeur nulle de G , le second type correspond à une valeur nulle de K et une valeur finie de G . Cependant avec le couple (E, ν) , il n'est pas possible de caractériser les deux extrêmes du comportement.

Tableau 4.2 Relations entre constantes élastiques (Dias, 1999)

Couple de paramètres utilisés	Expression des paramètres			
	Module de cisaillement G	Module d'Young E	Module volumique K	Coefficient de Poisson ν
G, E	G	E	$\frac{GE}{9G-3E}$	$\frac{E-2G}{2G}$
G, K	G	$\frac{9GK}{3K+G}$	K	$\frac{3K-2G}{2(3K+G)}$
G, ν	G	$2G(1+\nu)$	$\frac{2G(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$	ν
E, K	$\frac{3KE}{9K-E}$	E	K	$\frac{3K-E}{6K}$
E, ν	$\frac{E}{2(1+\nu)}$	E	$\frac{E}{3(1-2\nu)}$	ν
K, ν	$\frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)}$	$3K(1-2\nu)$	K	ν

4.2.3 Modèles Elastoplastiques

Un comportement de type élastique linéaire isotrope ne peut être utilisé qu'en première approche car il ne permet pas de prendre en compte des déformations irréversibles. La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformations réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques. Les modèles élastoplastiques sont basés sur trois notions fondamentales :

- la surface de charge, qui définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement du matériau est irréversible ;
- la règle d'écrouissage, qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes et donc le domaine d'élasticité ;
- la règle d'écoulement plastique, qui décrit l'évolution des déformations plastiques.

4.2.3.1 Notion de surface de charge

Pour une sollicitation quelconque, le domaine d'élasticité est délimité dans l'espace des contraintes par une surface $f(\sigma_{ij})$ appelée surface de charge ; la condition $f(\sigma_{ij}) = 0$ est alors appelée critère de plasticité. Lorsque cette dernière condition est vérifiée, le point représentatif de l'état de contrainte est situé sur la surface de charge et le comportement du matériau dépend de la direction de l'incrément de contrainte. Sur la surface de charge, les déformations sont indéterminées ; seules sont définies les vitesses de déformation, c'est-à-dire les directions des vecteurs incréments de déformation. On appelle alors critère d'écoulement (ou potentiel plastique), l'équation de la surface à laquelle les vitesses de déformation sont normales (loi de la normalité). Dans l'espace des déformations elle s'écrit $g(\epsilon_{ij}) = 0$.

Dans le cas où $f = g$, le matériau est dit standard et la loi est dite associée. Lorsque $f \neq g$, le matériau est dit non-standard et la loi d'écoulement qui régit le critère de plasticité appelée loi non-associée.

- $f < 0$: on est à l'intérieur du domaine élastique et les déformations sont théoriquement réversibles ;
- $f = 0$: on est à la frontière du domaine. Les déformations plastiques apparaissent à condition que l'on soit en chargement, c'est-à-dire $\frac{\partial f(\sigma_{ij})}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0$ (Figure 4.7a) ;
- $f > 0$: état de contraintes physiquement impossible à atteindre.

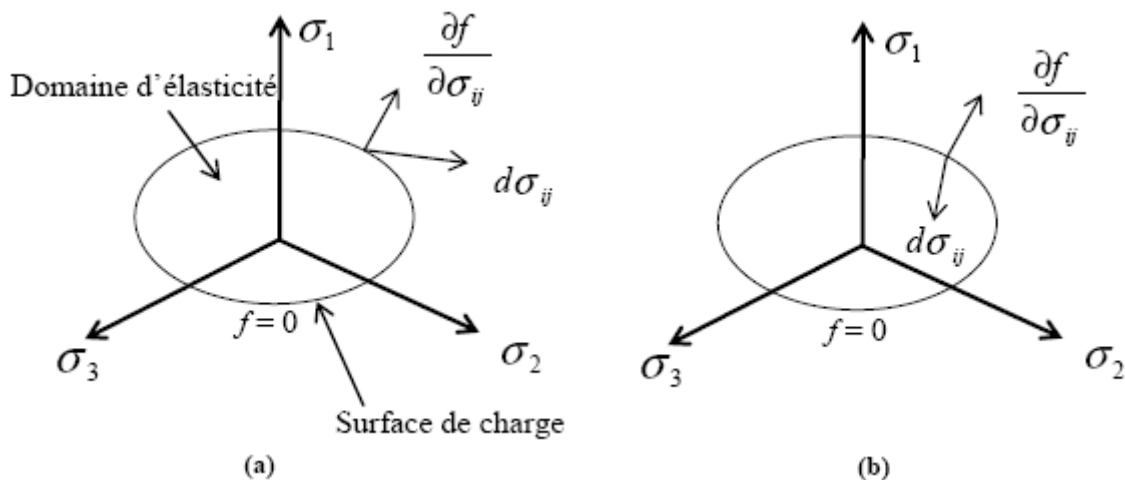


Figure 4.7 Surface de charge dans le plan déviatorique
(a) chargement ; (b) déchargement

Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles : soit que la surface de charge n'évolue pas et l'on parle de loi élastique parfaitement plastique, c'est le cas du modèle de Mohr-Coulomb ; soit que la surface de charge évolue au cours du chargement et l'on parle dans ce cas de modèle élastoplastique avec écrouissage dont le modèle de Cam-clay fait partie.

4.2.3.2 Notion d'écrouissage

Un corps est dit avoir un comportement élastoplastique quand au-delà d'un certain niveau de chargement il présente des déformations réversibles (élastiques) mais aussi des déformations irréversibles (plastiques) et que ces déformations et ces contraintes obéissent à des lois bien précises. Notons que la considération d'un corps élastoplastique se fait en excluant l'influence du paramètre temps.

On définit d'abord un critère de plasticité qui est une fonction des contraintes, éventuellement écrouissable avec les déformations. Ce critère ne peut être dépassé en aucun point. Lorsqu'il est atteint, débutent les déformations irréversibles ou plastiques. Ces déformations sont régies par une loi dite loi d'écoulement.

L'essai classique de traction sur un matériau élastoplastique avec écrouissage (Figure 4.8) permet de mettre en évidence la non linéarité et le phénomène d'irréversibilité caractérisant le comportement plastique.

Le long du chemin OA le comportement est élastique, c'est à dire que quand on décharge on revient en O. le point A, point limite au-delà duquel on n'a plus le comportement élastique correspondant à une contrainte caractéristique dite seuil de plasticité initial ou limite élastique.

Après avoir franchi ce seuil, et si étant au point B, par exemple, on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas BAO mais BCD. La déformation qui reste $OD = \varepsilon^p$ est une déformation irréversible, dite plastique. Si on recharge, le chemin sera DEF, F étant le prolongement du chemin du premier chargement.

On peut assimiler en général la courbe BCDEF à la droite DGH et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est alors le point H qui est plus élevé que le point précédent A. Cette évaluation du seuil de plasticité s'appelle écrouissage. Dans ce cas la déformation totale est la somme des déformations élastiques ε^e et plastiques ε^p :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (4.4)$$

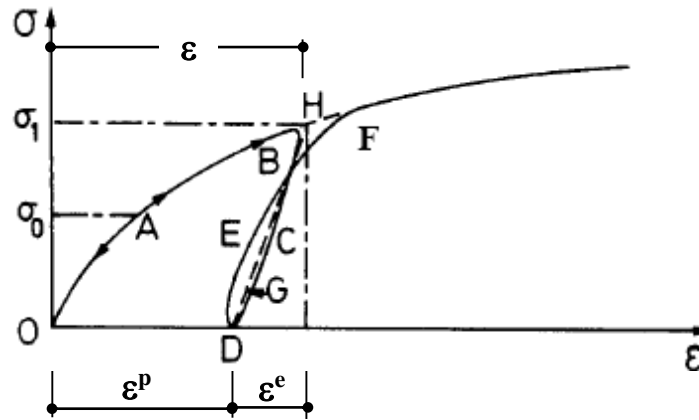


Figure 4.8 Comportement élastoplastique avec écrouissage.

Si le seuil actuel σ_B est constant, le matériau est dit parfaitement plastique ; si σ_B est toujours croissant ou toujours décroissant le matériau est dit écrouissable à écrouissage positif ou négatif respectivement (Figure 4.9)

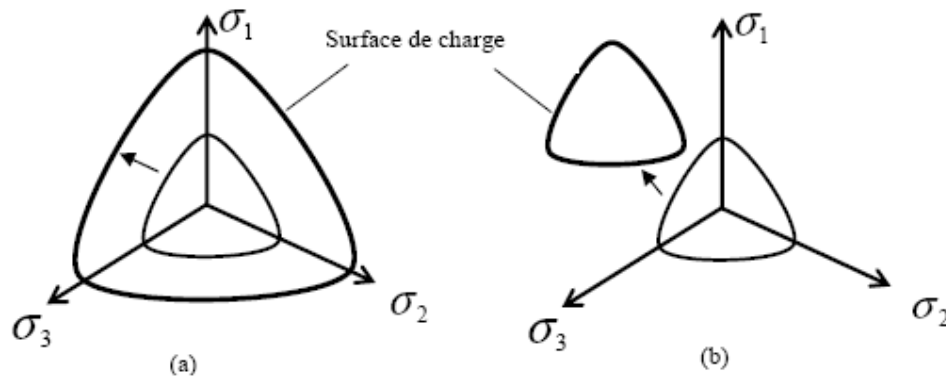


Figure 4.9 Modèles d'écrouissage : (a) isotrope ; (b) cinématique

Un écrouissage correspond donc à une modification du seuil d'élasticité au cours de la sollicitation. Le domaine d'élasticité d'un matériau dépend de son état d'écrouissage. La loi d'écrouissage précise la modification de la surface de charge au cours de la déformation plastique. On distingue différents types d'écrouissage.

- Pour un écrouissage isotrope, la surface de charge subit une expansion ou une contraction au cours du processus de déformation (le vecteur représentatif des contraintes dans l'espace des contraintes garde une direction constante), Figure 4.9a ;
- Pour un écrouissage cinématique, la surface de charge se déplace dans l'espace des contraintes, Figure 4.9b ;
- Pour un écrouissage anisotrope, la surface de charge peut subir, en plus d'une expansion (ou contraction) et d'une translation, une rotation et une déformation.

Dans la formulation d'un modèle de comportement, l'écroutissement est pris en compte à l'aide d'un paramètre d'écroutissement introduit dans l'expression de la surface de charge : l'écroutissement isotrope nécessite un paramètre d'écroutissement scalaire alors que l'écroutissement cinématique est caractérisé par un paramètre de nature tensorielle définissant le centre de la surface de charge.

4.2.4 Modèle de Mohr-Coulomb

4.2.4.1 Loi de comportement

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastoplastique couramment utilisé pour les matériaux qui s'écoulent par cisaillement. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique. Les règles d'écoulement sont non associées. La fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. A l'intérieur de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture, le comportement est considéré comme parfaitement plastique.

Dans l'espace des contraintes principales $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, la surface définie par la fonction de charge f est une pyramide à base hexagonale centrée autour de la trisectrice de l'espace des contraintes principales $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, Figure (4.10a). La fonction de charge est définie par l'équation suivante :

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad \text{avec} \quad N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4.5)$$

Dans le cas particulier lorsque $\phi = 0$, le critère ainsi défini est appelé critère de Tresca. Dans ce cas, la pyramide dégénère en cylindre (Figure 4.10a). Il est important de remarquer que la contrainte intermédiaire σ_2 n'intervient pas dans le critère.

Le modèle de Mohr-Coulomb nécessite cinq paramètres fondamentaux :

- deux paramètres élastiques : le module de Young E et le coefficient de Poisson ν ;
- deux paramètres de résistance à la rupture : la cohésion c et l'angle de frottement ϕ ;
- un paramètre relatif à la règle d'écoulement plastique, l'angle de dilatance ψ ;
- dans Flac, la surface de charge pour ce modèle est définie avec un critère supplémentaire de rupture par traction.

Ces paramètres sont facilement identifiables à partir d'essais de laboratoire, essais œdométriques ou triaxiaux, comme le montre la Figure 4.10b. Dans le cas de l'essai triaxial, les paramètres c et ϕ se déterminent à l'aide des contraintes à la rupture obtenues par au moins deux essais triaxiaux, en traçant $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ en fonction de $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$. La droite obtenue a pour ordonnée à l'origine c et pour pente $\sin \phi$.

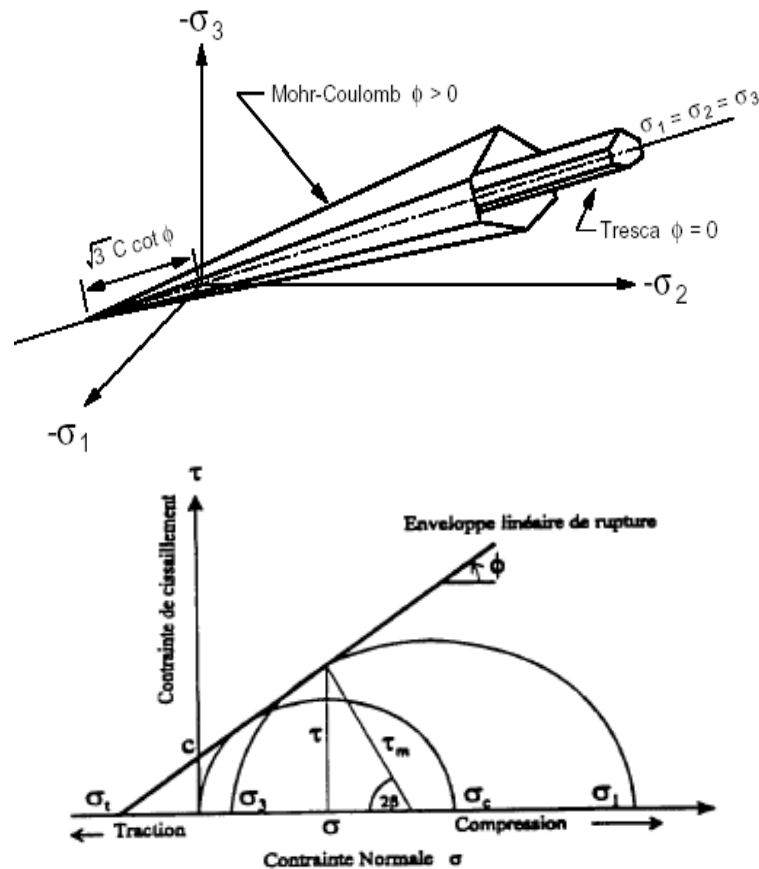


Figure 4.10 Critère de Mohr-Coulomb
 (a) représentation dans l'espace des contraintes principales
 (b) représentation dans le plan τ - σ

4.2.4.2 Dilatance par cisaillement

La dilatance est un changement de volume qui accompagne la distorsion d'un matériau par cisaillement. Elle est caractérisée par l'angle ψ qui représente le rapport $\Delta e^{pv} / \Delta e^{ps}$. L'angle de dilatance peut être déterminé à partir des essais triaxiaux ou à la boîte de cisaillement, par exemple, l'idéalisation de la relation de la dilatance, basée sur le critère de Mohr-Coulomb et représentée en Figure 4.11, pour un test triaxial. L'angle de dilatance est déterminé à partir de la représentation graphique de la variation de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale.

Pour les matériaux à frottement interne dont le critère de plasticité est du type de Mohr Coulomb, une loi d'écoulement associée conduit généralement à surévaluer le gonflement qui accompagne la plastification par cisaillement. La mauvaise concordance entre l'expérience et les calculs explique l'introduction des lois d'écoulement non associées, dont les déformations plastiques dérivent d'un potentiel plastique de même forme mathématique que la fonction de charge mais dont l'angle de frottement est remplacé par l'angle de dilatance ψ avec $\psi < \phi$.

En théorie de plasticité, dans un critère standard ($g = f$), l'incrément de la déformation plastique est perpendiculaire à la surface de charge f . Dans le cas du critère de Mohr-Coulomb, cette surface est représentée en plan par une droite de pente ϕ (Figure 4.12a) et d'équation (4.6). Par contre dans le cas des matériaux non-standard, c'est à dire que $g \neq f$, l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface du potentiel plastique, dans le cas de ce critère, le potentiel est représenté par une droite de pente ψ et d'équation :

$$g = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad \text{avec} \quad N_\psi = (1 + \sin \psi) / (1 - \sin \psi) \quad (4.6)$$

On remarque bien que le choix d'un critère non-standard diminue la composante de la déformation volumique Δe^{pv} , Figure 4.12b.

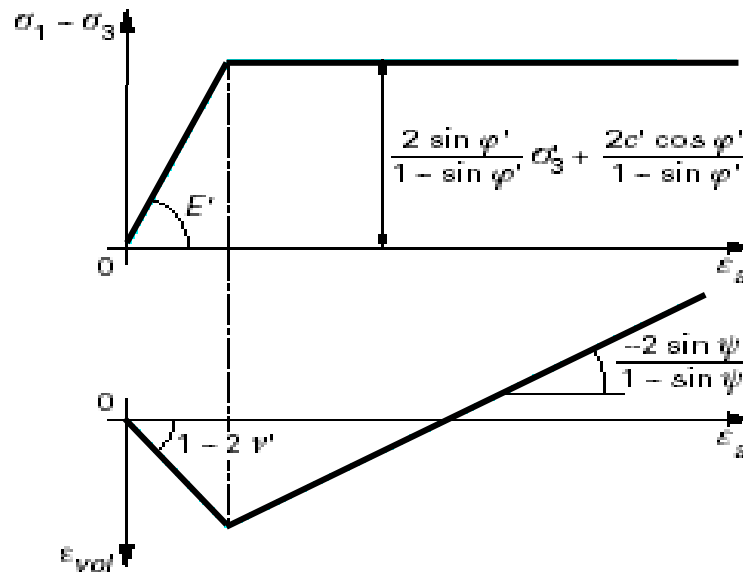


Figure 4.11 Idéalisation de la relation de l'angle de dilatance à partir des résultats de test triaxial (Vermeer et Borst, 1984)

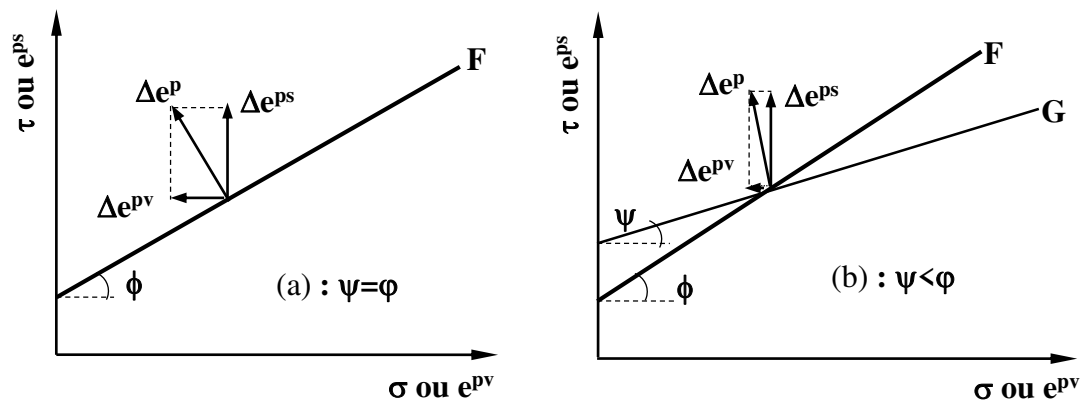


Figure 4.12 Différence entre les critères standard et non-standard de Mohr-Coulomb

4.2.4.3 Valeurs usuelles des paramètres de résistance

La valeur de l'angle de frottement ϕ est couramment comprise entre 15 et 45°. Les valeurs inférieures ou autour de 30° sont typiques des argiles, tandis que des valeurs supérieures, entre 25 et 45°, caractérisent les sables. A compacité donnée, l'angle de frottement est pratiquement indépendant de la teneur en eau du sol, mais il augmente avec le diamètre moyen des grains. L'angle de frottement dépend également de la forme et de l'état de surface des grains.

Les sols pulvérulents n'ont pratiquement pas de cohésion (au maximum quelques kPa). On parle de cohésion capillaire ou de cimentation en place. En revanche, les sols cohérents ont une cohésion comprise entre quelques kPa et plusieurs centaines de kPa.

L'angle de dilataance ψ est quant à lui généralement compris entre 0 et 15°. Les sables lâches et les argiles ont des valeurs de dilataance très faibles, quelques degrés à peine voire zéro. D'une manière générale, l'angle de frottement est toujours supérieur à l'angle de dilataance. La valeur de ψ peut-être simplement déterminée à partir de la pente de dilataance observée dans les essais triaxiaux. Vermeer (1967) propose une relation empirique simple, généralement bien vérifiée pour les sables denses, reliant l'angle de dilataance et l'angle de frottement interne :

$$\psi = \phi - 30^\circ \quad (4.7)$$

Notons que dans le cas de matériaux fortement contractants, l'estimation de l'angle de dilataance peut conduire à des valeurs négatives.

4.2.4.4 Limites du modèle de comportement élastoplastique

Le modèle élastique parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb permet de décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sables) et des sols cohérents à court et long terme (argile et limon), Mestat (1997).

Cependant, ce modèle suppose une rigidité constante pendant la phase de chargement alors qu'en réalité elle dépend à la fois du niveau de contrainte et du niveau de déformation du sol. De plus, expérimentalement il est possible d'observer des déformations irréversibles même pour des chemins de contraintes qui n'atteignent jamais la rupture (cas des sols pulvérulents consolidés). Or, un tel modèle n'est pas capable de reproduire ce phénomène.

De plus, le modèle de Mohr-Coulomb est plutôt adapté au cas des matériaux granulaires, soumis à des chargements monotones. Il ne peut pas rendre compte sur le comportement post pic (radoucissement par exemple).

L'élasticité linéaire isotrope du modèle Mohr-Coulomb ne permet pas de simuler entre autre :

- L'écrouissage élastique avant rupture ;
- La variation du module élastique avec l'état de contraintes.

Ce modèle n'est pas aussi bien adapté aux sols caractérisés par une forte non linéarité élastique et qui se caractérisent par un module de déformation élastique de déchargement/rechargement supérieur (en moyenne dans un rapport de trois).

Une autre limite de ce modèle est le fait que la surface de charge soit confondue avec la surface de rupture (loi d'écoulement associée). Ceci induit une dilatance constante qui ne peut pas rendre compte du concept d'état critique.

Le modèle étant écrit en termes de contraintes principales, toute perturbation faisant apparaître une rotation des directions principales ne serait pas correctement restituée. Ce phénomène est particulièrement visible dans les tunnels (la rotation des contraintes principales au voisinage du périmètre de l'excavation étant causée par le phénomène de déchargement).

Néanmoins ce modèle représente une simplification importante du comportement réel des sols, son utilisation restera pour longtemps présente, au moins dans la phase des tests numériques, en vue de l'élaboration d'une procédure plus qualifiée à un tel problème, en raison principalement des paramètres classiques qui régissent ce modèle et dont la majorité des laboratoires sont équipés à cette fin.

En conclusion, on peut dire que le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans Flac est un modèle de comportement simple et robuste. Il peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel d'un sol. Son utilisation au calcul 3D étant par ailleurs justifiée par l'augmentation très pénalisante des temps de calculs avec des modèles plus complexes.

4.2.4.5 Paramètres du modèle

Ce modèle est appelé par la commande **model mohr** ou bien **m m**, les paramètres sont donnés par la commande **prop** comme suit :

1. **density** densité du sol ;
2. **bulk-mod** le module élastique K ;
3. **shear-mod** module de cisaillement G ;
4. **cohésion** cohésion du sol ;
5. **friction** angle de frottement interne φ ;
6. **dilatance** angle de dilatance ψ ;
7. **tension** contrainte limite de traction.

4.2.5 Modèles sophistiqués

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis ou différences finies pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres de la loi de comportement des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans les codes de calcul est difficile et le coût de ces calculs est généralement important.

Plusieurs modèles sophistiqués du comportement des géomatériaux sont récemment développés et validés sur des essais classiques au laboratoire ; les modèles comportant deux mécanismes de rupture (Figure 4.13) constituent un bon exemple. Ces modèles sont en général une extension du modèle de Mohr-Coulomb par l'addition d'une deuxième surface de charge, appelée Cap, activée par un chargement volumique.

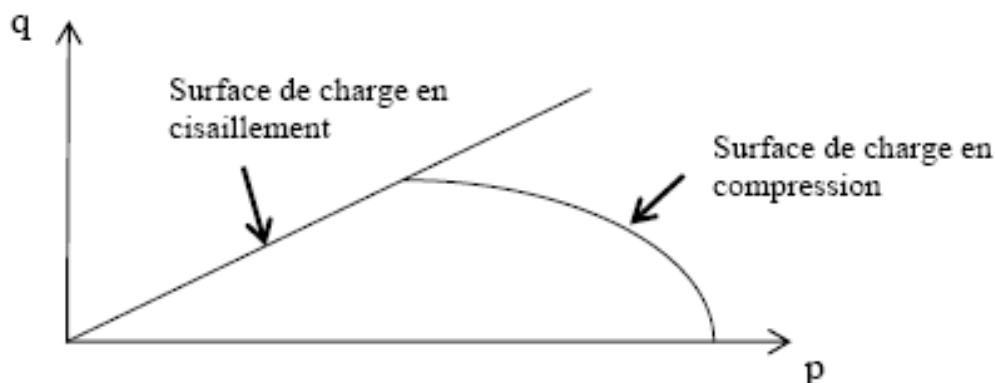


Figure 4.13 Surfaces de charge dans le plan (p,q) d'après le modèle de Chaffois et Monnet (1985).

La Figure 4.13 illustre le cas de deux surfaces de charges délimitant un espace fermé dans le plan des contraintes (p,q), où p est la contrainte moyenne et q la contrainte déviatoire. La surface de charge en compression se referme sur l'axe des contraintes isotropes p, qui est activée par le chargement de contraintes volumiques et permettant par conséquent une plastification par compression.

Ces modèles sont destinés aux matériaux qui présentent, en plus des déformations par cisaillement, des déformations volumiques irréversibles importantes dues à l'effet de la compression et qui sont additionnelles aux déformations par cisaillement.

Ces modèles peuvent comporter plusieurs degrés de sophistication comme par exemple tenir compte ou pas d'une variation du module de déformation en déchargement élastique (cette variation de la pente de la courbe contrainte-déformation en déchargement est justifiée par une rigidité élastique apparente qui augmente, les grains deviennent plus serrés entre eux et le matériau devenant plus compact).

L'exemple du modèle à deux mécanismes de rupture DY (*Double yield*) implémenté dans Flac constitue un exemple intéressant. La Figure 4.14 illustre les surfaces de charge de ce modèle dans le plan des contraintes principales (σ_1, σ_3).

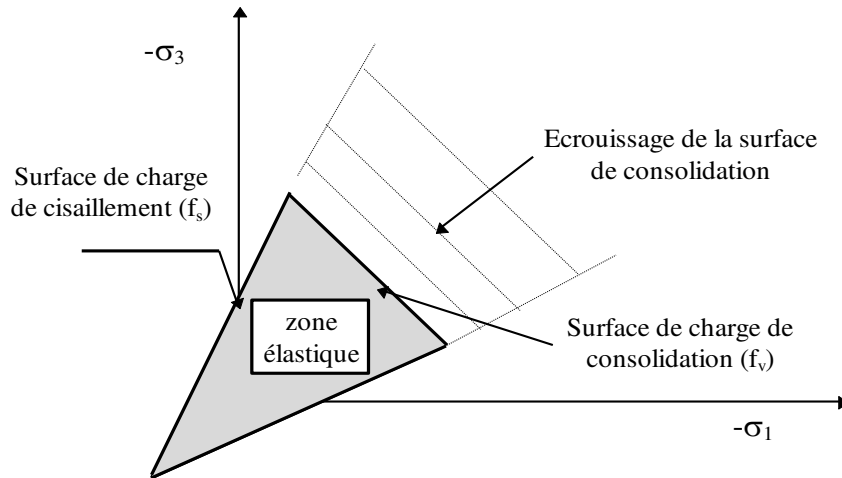


Figure 4.14 Surfaces de charge du modèle DY

En plus des paramètres de Mohr-Coulomb, ce modèle nécessite en plus deux autres paramètres :

- le paramètre "Cap" qui est la pression de consolidation p_c qui détermine la position actuelle de la surface et qui correspond à la contrainte moyenne maximale que le matériau a subi dans son histoire ;
- Le paramètre R qui représente le rapport du module volumique élastique au module volumique plastique, il contrôle la pente de la courbe contrainte-déformation en déchargement volumique.

Comme pour le modèle de Mohr-Coulomb, la règle d'écoulement par cisaillement est considérée non-associée et la surface de charge f_s s'écrit :

$$f_s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (4.8)$$

$$\text{Avec } N_\phi = (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi) \quad (4.9)$$

La règle d'écoulement volumique est considérée associée, la surface de charge f_v s'écrit :

$$f_v = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) + p_c \quad (4.10)$$

Où p_c est un paramètre d'écrouissage qui localise la surface de charge volumique, il représente l'intersection de cette surface avec l'axe moyen des contraintes.

Les règles d'écoulement sont indépendantes (découplées), elles s'expriment de la manière suivante :

- Le matériau s'écoule quand $f_s < 0$; dans ce cas l'écoulement plastique essaie de rétablir la condition $f_s = 0$.
- L'écoulement volumique se manifeste quand $f_v < 0$.

On tient à signaler que le modèle à double surface d'écoulement (deux mécanismes de rupture) nécessite l'emploi de 14 paramètres ; à titre de comparaison, dans le modèle de Mohr-Coulomb on n'a besoin que de cinq paramètres.

4.3 ELEMENTS STRUCTURELS

Après avoir décrit les modèles de comportement, nous allons maintenant nous intéresser aux éléments de structure dans Flac. Le code de calcul Flac comportant de nombreux éléments structurels, nous n'allons ici présenter que ceux nécessaires dans ce mémoire de thèse. Ces éléments peuvent être liés ou indépendants du maillage définissant le milieu continu, ils reposent sur la même logique de résolution à savoir une formulation explicite lagrangienne incluant les équations en dynamique.

4.3.1 Élément coque Flac^{3D}

Un élément coque est composé de trois nœuds à six degrés de liberté (trois translations u , v , w et trois rotations θ_x , θ_y et θ_z (Figure 4.15) qui forment un élément fini plat (trois nœuds d'intégration par élément coque). Une coque de forme quelconque est construite par un assemblage de plusieurs éléments coques reliés entre eux par l'intermédiaire des nœuds.

Chaque entité a un comportement élastique linéaire sans limite à la rupture avec possibilité d'introduire des rotules plastiques sur les nœuds entre les éléments de coque. L'utilisation des éléments coques est valable lors de la modélisation de coques minces où les déformations dues au cisaillement transversal peuvent être négligées, ce qui est le cas des tunnels lors de la simulation d'un revêtement en béton.

Dans le cas des tunnels, l'élément coque s'avère d'une grande utilité dans le cas où il est directement lié (attaché) aux éléments massifs qui constituent le milieu continu avec lequel il peut se déformer. Les efforts sont transmis intégralement des éléments massifs aux nœuds de l'élément coque.

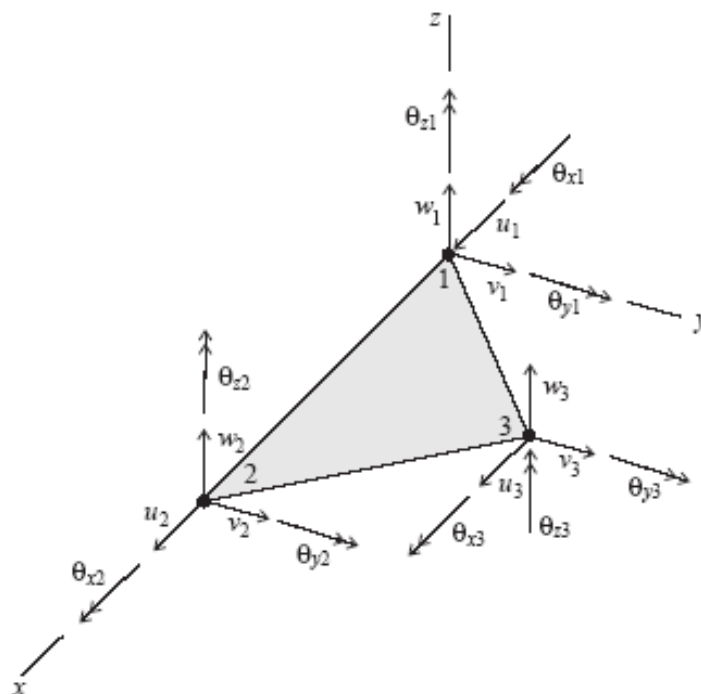


Figure 4.15 Système de coordonnées locales et degrés de liberté (18) d'un élément coque (Itasca, 2000).

Cet élément ne peut par contre simuler l'interaction sol/structure au sens qu'une structure rigide permet au niveau de l'interface de simuler le comportement réel du sol.

A cet effet, l'élément LINER, qui est une variante améliorée de l'élément coque, a été développé. Cet élément n'est autre qu'un élément coque auquel on a pris le soin de rattacher une interface avec comme paramètres de rupture ceux de Coulomb. L'élément LINER a été développé surtout pour le cas où l'élément coque est indépendant du maillage constituant le milieu continu, l'amélioration consiste à faire activer l'interface une fois qu'un contact est détecté au niveau des nœuds avec les éléments massifs. L'interaction avec les éléments massifs est totale ; en effet, cet élément peut bloquer le mouvement d'interpénétration en grandes déformations, autoriser les mouvements de glissement une fois que les critères de résistance déclarés auront été dépassés et permettre aussi les mouvements de décollement.

4.3.2 Élément d'interface Flac^{3D}

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter de manière simplifiée le comportement des joints (ou couches minces) et les liaisons entre les éléments de structure et les éléments de sol. Les éléments d'interface sont utilisés pour simuler des zones de localisation de déformations soit en cisaillement (surfaces de glissement) soit en traction (fissures) et sont régis par un critère de rupture de type Coulomb, c'est-à-dire de glissement.

Contrairement au cas d'une interface Flac^{2D}, qui doit être déclarée sur les deux faces constituant le joint, l'interface Flac^{3D} n'est déclarée que sur une seule face (en générale la face la plus raide élastiquement).

Flac^{3D} représente les interfaces à l'aide d'éléments triangulaires. Les éléments d'interface peuvent être créés à n'importe quel emplacement de l'espace. Généralement, les éléments d'interface sont attachés sur une face de zone ; deux éléments triangulaires d'interface (au minimum) sont ainsi créés automatiquement pour chaque face quadrilatérale de l'élément zone.

Le contact avec une autre surface du modèle, appelée également surface cible, est détecté au niveau des nœuds de l'interface. Ce contact est caractérisé par les rigidités normales K_n et de cisaillement K_s ainsi que par les propriétés de résistance au glissement et à la traction.

La Figure 4.16 représente le mécanisme et les éléments de cette interface :

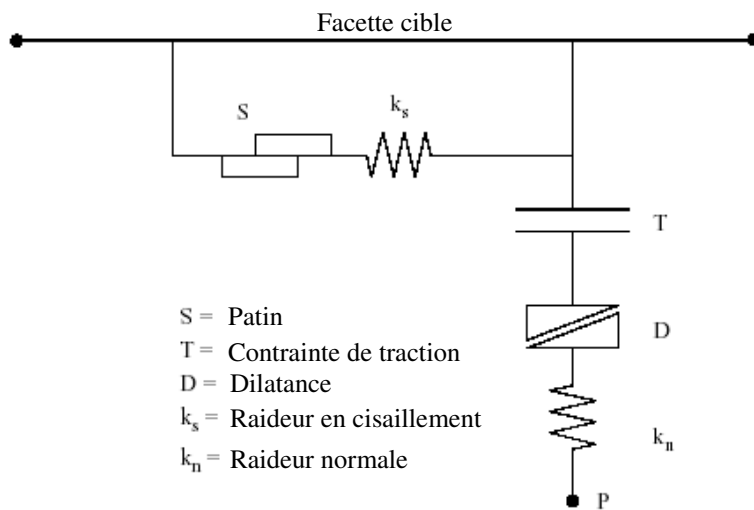


Figure 4.16 Détail des composants d'un élément d'interface Flac^{3D}

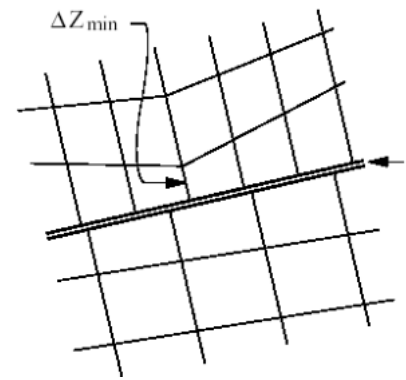


Figure 4.17 Zones utilisées pour le calcul des raideurs élastiques

Pour les paramètres de résistance, on prend ceux du matériau le moins résistant, éventuellement réduits en cas d'interface lisse (cas du frottement sol/acier par exemple). Les raideurs K_n et K_s sont plus difficiles à estimer ; des tests doivent être faits au cas par cas, un compromis entre tolérance de l'interpénétration des deux faces et pénalités en temps de calculs doit être trouvé. Les valeurs recommandées par les auteurs de Flac consistent à prendre pour valeurs minimales des raideurs élastiques dix fois celle de la raideur équivalente de la zone contiguë la plus raide (au maximum Flac recommande un rapport de 100).

La raideur apparente de ladite zone dans la direction normale étant donnée par la relation suivante :

$$\max \left(\frac{(K + \frac{4}{3}G)}{\Delta Z_{\min}} \right) \quad (4.11)$$

Avec $\Delta z_{\min}$ la plus petite dimension de la zone contiguë dans la direction normale (Figure 4.17).

Les paramètres du modèle à définir sont :

- Kn : rigidité normale ;
- Ks : rigidité de cisaillement ;
- T : résistance à la traction ;
- c : cohésion de l'interface ;
- ϕ : angle de frottement de l'interface.

4.4 CONCLUSIONS

En géotechnique, il est impossible d'obtenir toujours des données complètes sur les sols ou les roches du site ; par exemple : l'état de contraintes initiales, les propriétés et les discontinuités ne peuvent être que partiellement bien connues. En conséquence l'outil de simulation numérique ne doit pas être une boîte noire qui offre uniquement une solution aux données introduites. Mais plutôt, il doit permettre aussi des expérimentations numériques "Numerical Laboratory". Le Code FLAC choisi pour la qualification d'une procédure de modélisation du creusement en terrain meuble et aquifère par des rétro-analyses respecte cette particularité en offrant la possibilité à l'utilisateur de tester ses idées, d'introduire ses propres modèles de comportement et de modéliser les séquences de construction. Ce code utilise la méthode des différences finies avec la même souplesse de la méthode des éléments finis. Il n'est pas efficace pour la résolution des problèmes statiques linéaires en petites déformations surtout avec la méthode des éléments finis, par contre il l'est pour les systèmes physiques complexes présentant une forte non-linéarité, de grandes déformations ou des instabilités physiques.

La richesse du code en modèles incorporés de comportement des sols et des roches, en changement de charges, en commandes (permettant de fabriquer des procédures de modélisation adaptées aux problèmes en géotechnique), en élément d'interface et en éléments de structure (poutre, tirant) le rend un outil de simulation indispensable et très compétitif dans le creusement souterrain.

CHAPITRE 5 : QUALIFICATION DES PROCEDURES DE SIMULATION

«Observations et modélisations resteront toujours complémentaires, et le rôle de l'ingénieur est de savoir utiliser les deux conjointement, tout en gardant la modestie et l'humilité nécessaire devant la complexité des sites : concevoir en restant conscient des incertitudes qui subsistent inévitablement, puis construire en adaptant les techniques à la réalité des chantiers.»

A. Guilloux. 2016. Revue Française de Géotechnique. N° 146.

CHAPITRE 5

QUALIFICATION DES PROCEDURES DE SIMULATION

5.1 INTRODUCTION

En site urbain, la construction de tunnels peu profonds exige qu'une attention particulière soit apportée à la maîtrise des mouvements du sol. De ce fait, l'évaluation préliminaire des impacts du processus de creusement sur le massif encaissant est alors d'une importance capitale. Le passage d'un tunnelier provoque un champ de déplacement tridimensionnel et sa revient à la complexité du processus de creusement ainsi qu'aux différentes sollicitations mises en jeu. En conséquence, seul un calcul 3D semble s'imposer pour représenter correctement ce processus. Dans le cas du creusement par tunnelier à front pressurisé (pression de terre, de boue ou d'air), les différentes opérations réalisées par le tunnelier (excavation, soutènement du front de taille, avancement, pose du revêtement, injection du vide annulaire, ...) rendent très complexe une modélisation numérique complète du problème et donc l'évaluation des mouvements induits par le creusement (en particulier les tassements de surface).

En règle générale, la simulation tridimensionnelle est le seul type de modélisation qui permette de traiter le problème réel par la prise en compte partielle de la technologie de creusement, de la géométrie 3D du problème et de l'ensemble de phénomènes mis en jeu.

Le phasage des travaux de creusement d'un tunnel au bouclier à front pressurisé est un problème d'interaction sol/structure hautement tridimensionnel, puisqu'il faut tenir compte des différentes sortes de sollicitation imposées au terrain par le bouclier. Parmi les paramètres essentiels à simuler, on note : la pression de soutènement au front de taille, les surcouples, le cisaillement entre le sol et la face extérieure latérale du bouclier, le poids propre du bouclier, l'injection du coulis dans le vide annulaire dégagé par l'échappement de la queue du bouclier, le placement du revêtement et l'action des vérins d'avancement sur le revêtement. Le calcul devient vite prohibitif (en temps de réalisation du maillage, temps de calcul, occupation de la machine par

des fichiers résultats, temps d'exploitation des résultats, d'autant plus que l'analyse nécessite plusieurs calculs successifs avant d'atteindre un état stationnaire.

Malgré les progrès actuels en matière de moyens de calcul et compte tenu de la lourdeur et des problèmes numériques qui peuvent surgir, ce type d'approches est encore peu utilisé.

5.2 SECTIONS EXPERIMENTALES

Tout au long du tracé, le tunnelier devait traverser des terrains de qualités mécaniques très médiocres, et ce, sous une couverture qui n'excédait pas 17m. De ce fait, si le pilotage de la machine n'était pas adapté, il risquait de se développer de forts tassements inadmissibles pour les immeubles en surface

• **Plot 01** : Le premier plot a été positionné suffisamment proche du point de démarrage du tunnelier pour pouvoir, le cas échéant, modifier certains des paramètres de travail de la machine : il se situe à proximité de la Gare de Vaise et se décompose en deux sections :

- Section S1 : située à 31m du puits d'entrée ;
- Section S2 : située à 65m du puits d'entrée.

Ces deux sections sont d'un grand intérêt scientifique de par leur dissymétrie (due à la présence d'un talus) et leur hétérogénéité géologique (elles se composent d'une alternance de sables et d'argiles) (Figures 5.1 et 5.2).

Le massif des deux sections est constitué de 07 couches. Les caractéristiques mécaniques sont résumées dans le Tableau 5.1. Le mur de soutènement de 6m est situé à l'aplomb du pied gauche du tunnel pour la section S1, et à 8m de l'axe du tunnel pour la section S2.

Les sections auscultées se trouvent à une profondeur $H=16.9\text{m}$ pour P1-S1, et $H=13.1\text{m}$ pour P1-S2. L'excavation se fait à l'aide d'un bouclier à pression de boue, de diamètre 6.27m, de longueur $L=7\text{m}$, et de conicité $\Delta/2 = 15\text{mm}$. Le coulis de bourrage est un coulis inerte constitué de sable, de filer, de bentonite et d'eau. Ce coulis ne fait pas prise mais il s'essore dans le terrain et crée un squelette solide dans le vide annulaire ce qui empêche les mouvements du terrain.

• **Plot 02** : II se situe après la station intermédiaire Valmy, au niveau de la place Dumas de Loire, et composé d'une seule section P2-S. Ce cas d'étude est plus classique et la géométrie dans cette zone est parfaitement symétrique (Figure 5.3). Les caractéristiques mécaniques sont résumées dans le Tableau 5.1.

Il apparaît que le tunnelier se trouve toujours immergé sous la nappe phréatique (pour les deux plots). La perméabilité, mesurée par l'essai Lefranc est en moyenne inférieure à 10^{-3} m/s dans les alluvions sablo-graveleuses.

Les pressions interstitielles se sont très vite dissipées après l'échappement de la jupe, elles retrouvent leur niveau d'origine assez rapidement, en moyenne avant l'effet maximal de l'injection du coulis, c'est-à-dire un à deux fois le diamètre d'excavation. Donc, les calculs ont été menés en conditions drainées et les caractéristiques mécaniques adoptées sont celles mesurées à l'essai triaxial drainé.

Dans le cas des sols perméables, l'étude peut être considérée comme drainée et sera analysée en termes de contraintes effectives. Selon Anagnostou et Kovari (1996), l'analyse est en conditions drainées si la perméabilité du sol est supérieure à 10^{-6} m/s et la vitesse d'avancement du tunnelier est inférieure à 1 mètre/heure.

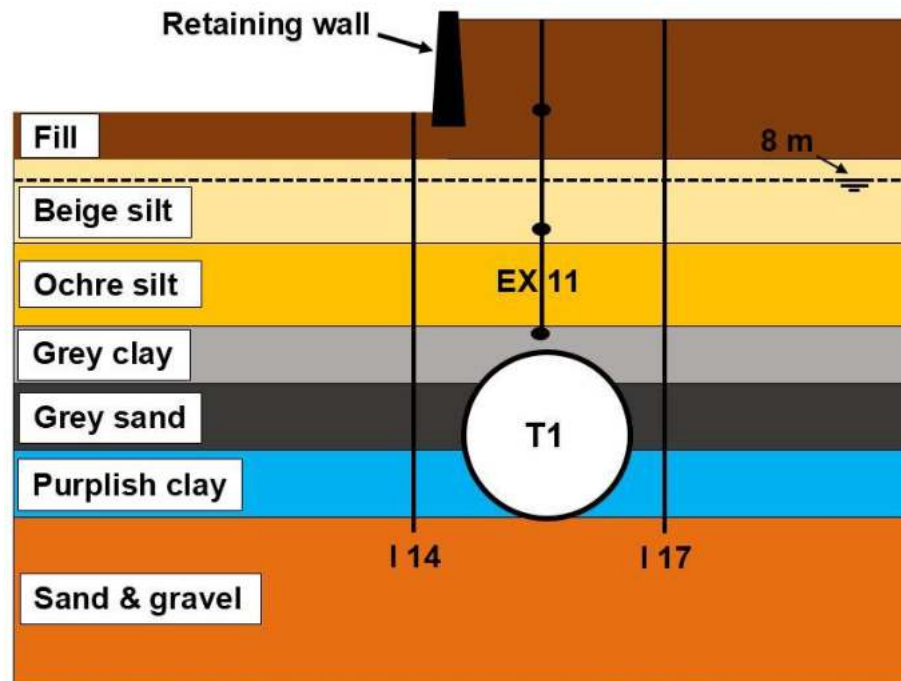


Figure 5.1 Coupe géotechnique de la section P1-S1

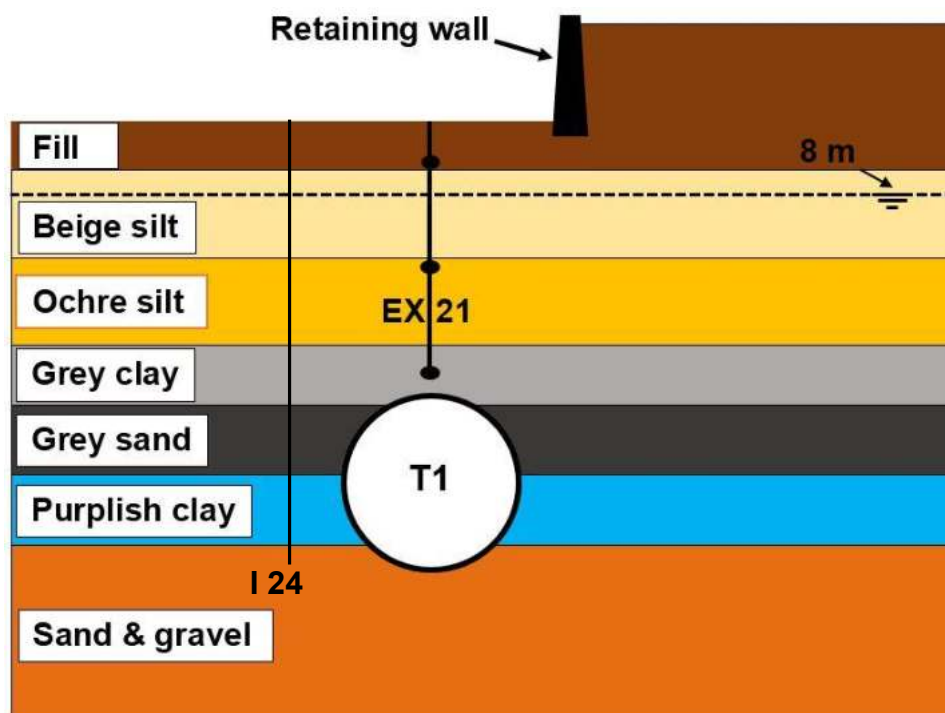


Figure 5.2 Coupe géotechnique de la section P1-S2

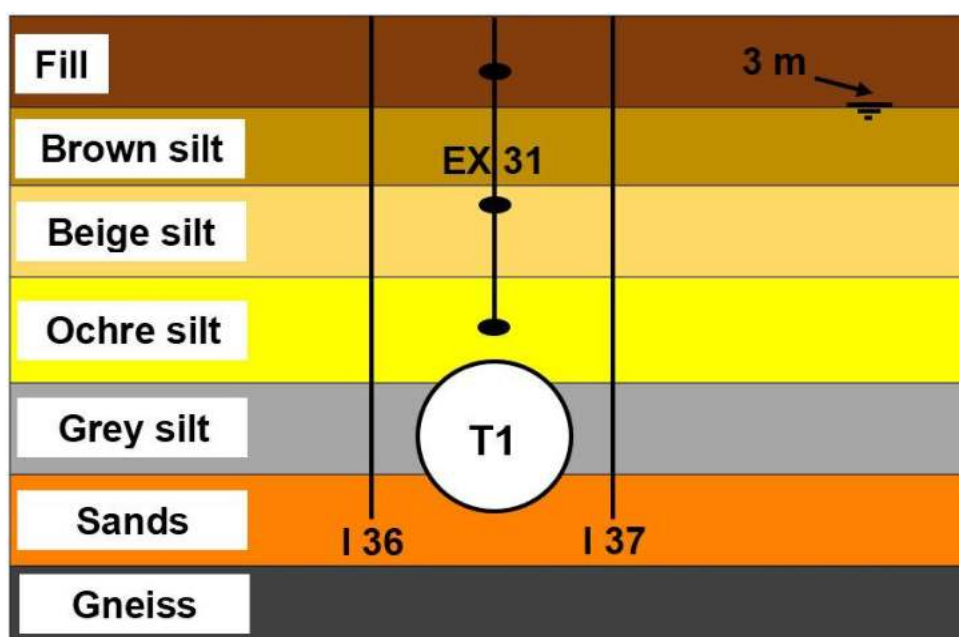


Figure 5.3 Coupe géotechnique de la section P2-S

Tableau 5.1 Paramètres mécaniques pour les deux plots P1 et P2

Couche	Prof. (m)	G (MPa)	K (MPa)	γ (kNm ⁻³)	c' (kPa)	ϕ' (degrés)	ψ' (degrés)
Premier plot (P1)							
Remblais	0-7	2.92	7.8	18	30	30	17
Limons beiges	7-10	2.74	7.3	19.5	12	33	20
Limons ocre	10-13	2.74	7.3	21	15	25	14
Argile grise	13-15	1.57	4.2	16.5	35	27	15
Sable gris	15-17.5	10.50	28	21	5	35	21
Argile violacée	17.5-20	5.16	13.8	18.5	35	27	15
Sables & graviers	20-50	10.50	28	21	0	34	20
Deuxième plot (P2)							
Remblais	0-3	2.92	7.8	19	30	30	17
Limons marron	3-5	2.74	7.3	21	10	25	15
Limons beiges	5-8	2.74	7.3	21	15	32	20
Limons ocre	8-12	1.57	4.2	21	15	25	14
Limons gris	12-15	10.50	28	21	5	30	14
Sables	15-18.5	5.16	13.8	21	0	34	20
Gneiss	18.5-20	10.50	28	21	150	45	30

5.3 PRESENTATION DE LA PROCEDURE DE SIMULATION

5.3.1 Paramètres de la procédure de simulation

Une procédure de simulation tridimensionnelle à l'aide du code en différences finies Flac^{3D} est proposée ici et est appliquée dans trois cas de sections expérimentales, différentes par leurs géométries, leurs stratigraphies, et leurs caractéristiques mécaniques.

Pour chaque section, on dispose de résultats de mesures in-situ de qualité incluant des mesures de tassement de surface (cuvettes transversales), de tassements longitudinaux, de déplacements horizontaux par inclinomètres à proximité des reins du tunnel, et de valeurs moyennes des paramètres de fonctionnement de la machine.

La procédure développée prend en compte de manière explicite les principales sources de mouvements dans le massif de sol et en surface, à savoir :

- La pression de confinement du front (avec son gradient avec la profondeur) ;
- La conicité de la jupe du tunnelier ;
- Les pressions et volumes de mortier injecté dans le vide annulaire ;
- La consolidation et/ou la prise du mortier de bourrage.

La confrontation des résultats de simulation numérique avec les mesures in-situ faites sur ces trois sections différentes montre que la procédure de simulation tridimensionnelle est

pertinente, en particulier dans la représentation adoptée pour les différentes opérations réalisées par le tunnelier (excavation, soutènement du front de taille, avancement, pose du revêtement, injection du vide annulaire,...).

5.3.2 Conditions aux limites et densité du maillage

Les conditions aux limites sont imposées en termes de déplacements nuls. Le côté droit et gauche du modèle est fixé dans la direction x , le côté avant et arrière est fixé dans la direction y , le bas du modèle est bloqué dans toutes les directions, et enfin, la surface du modèle est laissée libre dans toutes les directions. Plusieurs règles ont été établies concernant les dimensions du modèle numérique (Zhao et al. 2012, Graziani et al. 2007).

Cependant, du moment que le creusement mécanisé à l'aide de tunnelier à front pressurisé ne cause que de petites déformations plastiques autour de l'excavation, la dimension du modèle dans le sens latéral pourrait être réduite. Pour le sens longitudinal, l'étendue du maillage est conditionnée par la position de la section stationnaire pour laquelle les résultats de simulation deviennent indépendants des conditions aux limites imposées par la troncature du modèle ; pour les trois sections, la section stabilisée se trouve après 40 passes d'excavation (Figure 5.4), la longueur de la passe d'excavation est égale à la largeur des voussoirs posés et qui est égale à 1m.

Quant au sens vertical du modèle, la profondeur du modèle doit tenir compte de la profondeur maximale des points de mesure des appareils d'auscultation situés à 1 diamètre sous le radier du tunnel. Compte tenu d'un retour d'expérience, à cette profondeur, les déplacements verticaux et horizontaux sont supposés négligeables.

Définir les paramètres optimaux des dimensions du modèle, c'est chercher un compromis entre une précision acceptable des calculs et un maillage réduit autant que cela est possible, cette dernière tâche étant rendue très difficile par le choix de la procédure de simulation des éléments annulés lors des étapes précédentes et la présence d'éléments de très faibles épaisseurs par rapports aux zones voisines ou lointaines.

Le talus qui se trouve en surface pour les deux sections P1-S1 et P1-S2 est modélisé par des éléments volumiques. Le mur de soutènement est modélisé par des éléments volumiques et on lui a affecté une loi de comportement élastique.

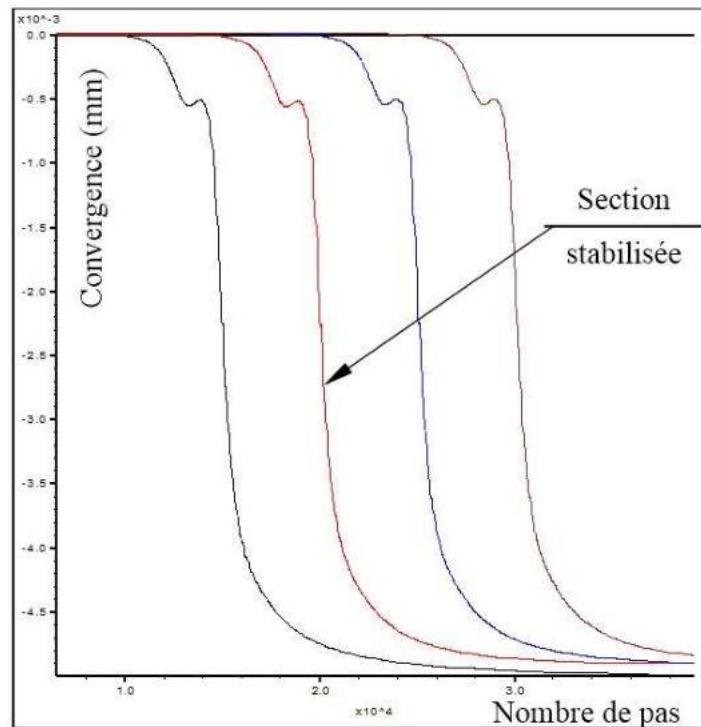


Figure 5.4 Position de la section stabilisée

Dans les simulations numériques par la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies, le maillage doit être raffiné dans les zones soumises à un fort gradient de contrainte ou de déformation ou dans les zones où on veut une meilleure précision. La précision des calculs augmente lorsque le rapport des côtés de la zone tend vers l'unité. Cependant, la finesse du maillage augmente le nombre des nœuds et par conséquent nécessite plus de mémoire RAM et ralentit considérablement la vitesse de calcul.

Dans le cas de la modélisation du creusement de tunnels, il est courant d'utiliser la symétrie par rapport à un plan vertical incluant l'axe du tunnel et de ne modéliser ainsi que la moitié du domaine. Dans le cas de la section P1-S1 et P1-S2, cette symétrie n'est pas utilisée, en raison de la présence d'un mur de soutènement à la surface. Les dimensions du modèle sont adoptées comme suit : une distance de 8D avant et après la section stationnaire dans le sens longitudinale. Une distance aussi de 8D dans le sens latérale de l'axe du tunnel et enfin, une profondeur de 8D de la surface. Le modèle (100 x 100 x 50) a près de 155000 nœuds pour la section P1-S1, 165000 nœuds pour la section P1-S2 et 130000 nœuds pour la section P2-S. La Figure 5.5 illustre la configuration générale du modèle numérique.

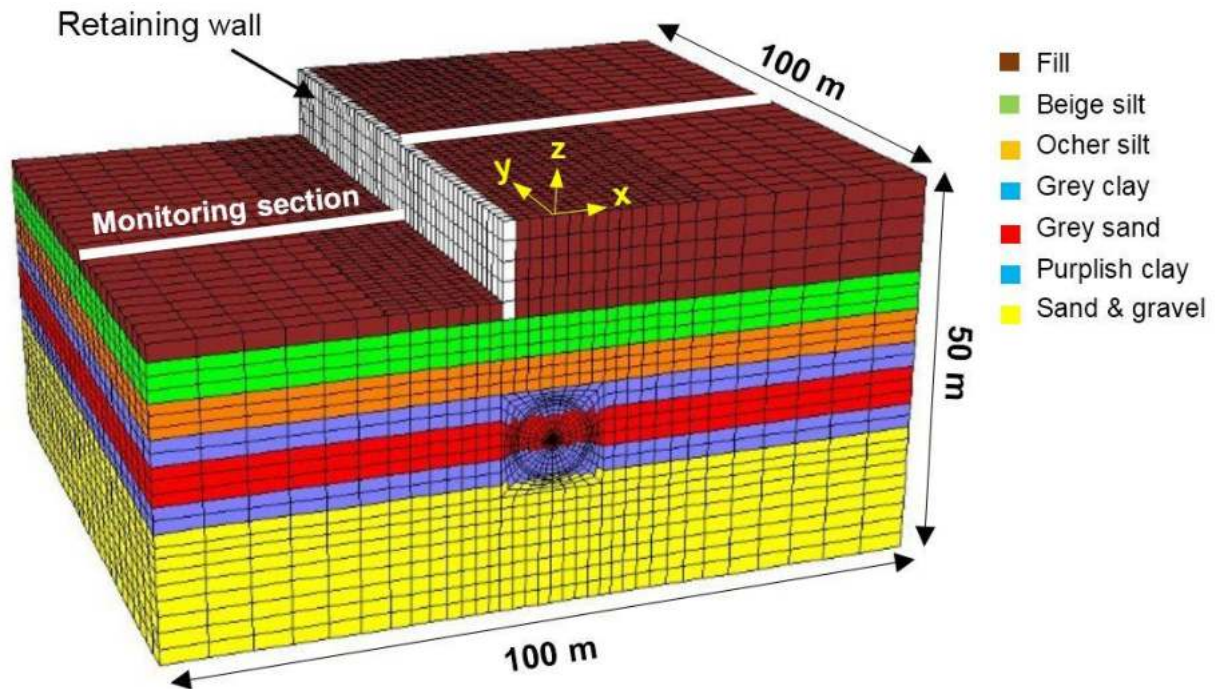


Figure 5.5 Maillage utilisé pour la section P1-S1

5.3.3 Etat initial des contraintes

Pour atteindre l'équilibre initial il existe deux méthodes :

- Soit on applique le poids comme des charges nodales et on exécute le calcul jusqu'à l'équilibre. Cette méthode nécessite plusieurs pas de calculs. En fait le calcul des contraintes commence de la valeur zéro jusqu'aux valeurs correspondantes à l'équilibre, cette option a tout de suite été écartée en calcul tridimensionnelle.
- La deuxième variante consiste à initialiser les contraintes verticales (σ_z) et horizontales (σ_x et σ_y) à des valeurs proches de l'équilibre à l'aide de la commande INI de Flac^{3D} et on applique ensuite la gravité. Dans ce dernier cas si les contraintes sont bien initialisées, l'équilibre est alors obtenu seulement avec quelques pas de calcul.

Les trois sections expérimentales P1-S1, P1-S2 et P2-S présentent des stratigraphies uniformes et horizontales. Les contraintes verticales σ_v sont égales à $\sigma_v = \gamma h$ et les contraintes horizontales sont égales à $\sigma_h = K_0 \sigma_v$ (K_0 coefficient des terres au repos). La valeur de K_0 est prise égale à 0,5 pour toutes les couches (sols normalement consolidés) (Demagh et al. 2013). Etant donné la grande perméabilité des horizons traversés ($K_v > 10^{-3}$) ainsi que la dissipation rapide des pressions interstitielles, les simulations sont réalisées en termes de contraintes effectives, le poids

des terres au-dessus de la surface de la nappe est pris égal au poids total et celui au-dessous est pris égal au poids déjaugé.

Pour les trois sections auscultées, après l'obtention de l'équilibre, on annule les déplacements par la même commande INI, étant donné que l'on s'intéresse uniquement aux mouvements engendrés par le creusement.

5.3.4 Paramètres d'étude du modèle de référence

La procédure de simulation est confrontée aux données expérimentales des trois sections instrumentées. Ces données incluent les mouvements de sol, en surface et à l'intérieur du massif, ainsi que les paramètres de conduite du tunnelier.

Sur la Figure 5.6, on a représenté les principaux paramètres d'études qui ont servi à la qualification de la procédure de simulation tridimensionnelle. Ces paramètres, outre les paramètres qui sont directement liés au phasage de creusement et que l'on verra par la suite, sont :

- L'historique du déplacement vertical d'un point situé sur la surface de la section de mesures et noté **Vsurf** ;
- L'historique du déplacement vertical d'un point profond à l'aplomb du premier, situé à une distance de 1 mètre par rapport à la clé du tunnel et noté **Vclé** ;
- L'historique du déplacement latéral d'un point situé à 1 mètre du rein droit du tunnel et noté **Hrein** (l'autre point est situé aussi 1 m du rein gauche du tunnel) ;
- La cuvette transversale de tassement en surface de la section stabilisée et notée **Cuvette** ;
- Le refoulement latéral d'un plan qui passe par Hrein et d'axe situé à 1 mètre du bord rein droit du tunnel et noté **Latéral** (l'autre plan est situé aussi 1 m du rein gauche du tunnel).

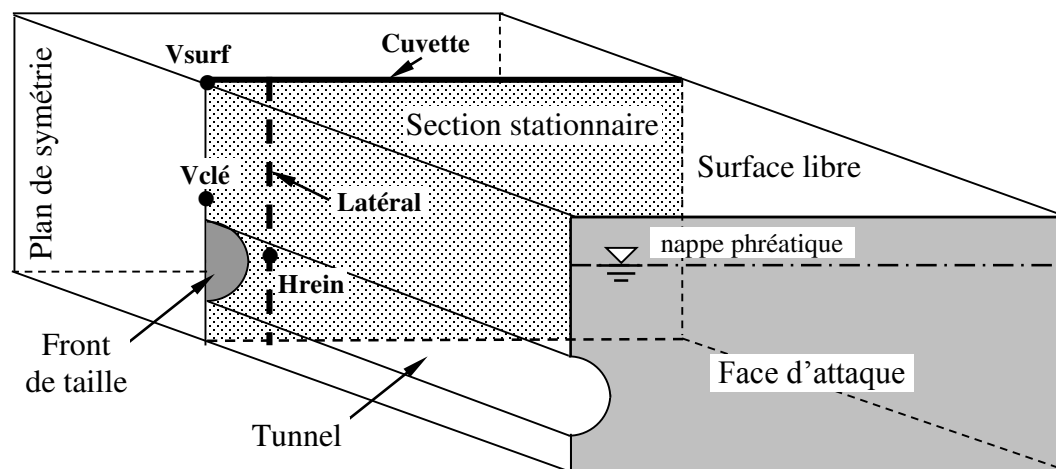


Figure 5.6 Modèle de références et paramètres d'étude + section de mesures.

Toutes ces mesures sont très utiles pour la compréhension du comportement du massif encaissant aux différentes perturbations imposées par le creusement du tunnel et le passage du bouclier et de son train suiveur sous la section de mesure. Le choix de l'analyse inverse que l'on a fait a porté sur le calage des paramètres de la procédure de simulation sur les mouvements verticaux V_{surf} et $V_{clé}$; le reste des résultats n'est en fait qu'une conséquence de ce choix premier.

5.3.5 Méthode de simulation du creusement par phasage

5.3.5.1 Problèmes soulevés par le maillage du modèle de référence

La réalisation d'un maillage complexe (Figure 5.7) qui permette de tenir compte à la fois de la géométrie du problème et des particularités du processus de creusement est une opération délicate. La méthode de simulation proposée, basée sur une séquence désactivation/activation, rend le compromis entre des temps de calculs acceptables et la taille respective de différentes parties censées reproduire une phase de creusement est très difficile à réaliser. L'optimisation est rendue difficile d'une part par la taille des éléments zones censés représenter le coulis (épaisseur de 13cm) et d'autre part par les éléments zones situés loin de la zone de perturbation (voisinage de l'excavation) et qui nécessairement doivent être de taille conséquente (quelques mètres) pour limiter la taille des fichiers de calculs et permettre ainsi de faire les simulations de références et les calculs paramétriques avec des temps de calculs raisonnables.

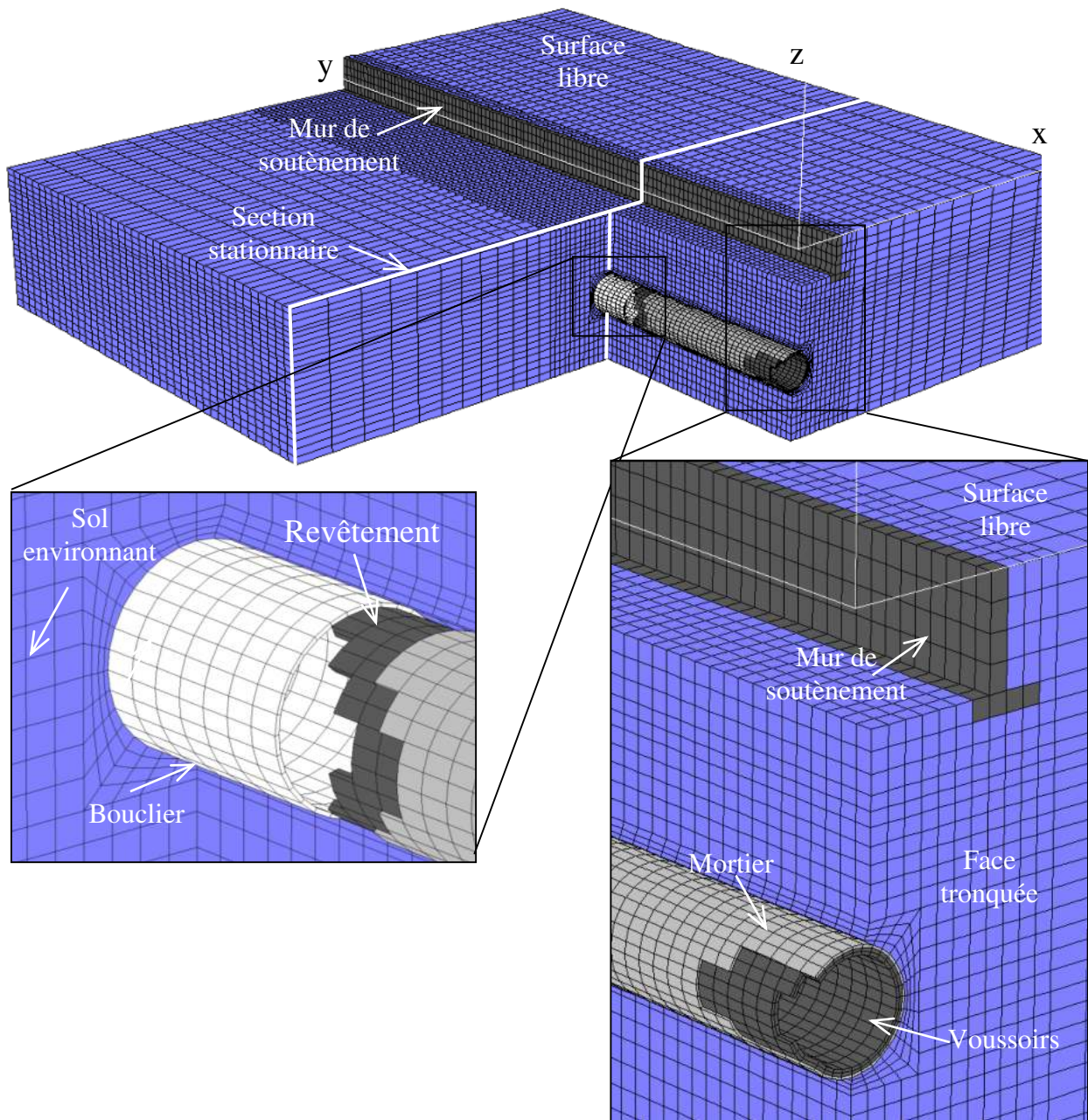


Figure 5.7 Vue éclatée du maillage utilisé (section P1-S2)

5.3.5.2 Différents paramètres simulés

La procédure de simulation proposée nécessite de prendre en compte les différentes couches de sol ainsi que le phasage des travaux. La modélisation est plus délicate encore dans le cas d'un creusement au bouclier, puisqu'il faut tenir compte des différentes sortes de sollicitation imposées au terrain par le bouclier ; pression au front de taille, surcoupes, cisaillement entre le sol et la face extérieure latérale du bouclier, poids propre du bouclier, injection du coulis dans le vide annulaire dégagé par l'échappement de la queue du bouclier, placement du revêtement action des vérins

d'avancement sur le revêtement et consolidation du coulis et du terrain. Le calcul devient vite prohibitif (en temps de réalisation du maillage, temps de calcul, occupation de la machine par des fichiers résultats et temps d'exploitation des résultats), d'autant plus que l'analyse nécessite plusieurs calculs successifs avant d'atteindre un état stationnaire. Plusieurs auteurs ont montré l'importance d'introduire dans la modélisation les différentes phases des travaux, notamment la stabilité du front de taille sous pression, la présence de l'espace annulaire, l'injection du coulis, la fluctuation de la pression et la consolidation du coulis et du sol perturbé par le creusement.

Le phasage des travaux de creusement d'un tunnel au bouclier à front pressurisé représente en fait un problème d'interaction sol/structure hautement tridimensionnel. Les tests de simulation tridimensionnelle du creusement se sont avérés être une tâche très compliquée étant donné qu'elle est censée reproduire le plus simplement et le plus fidèlement possible l'ensemble des phénomènes mis en jeu en simulant toutes les opérations de creusement tout en essayant de maîtriser les paramètres de creusement assurés par un automate. Les paramètres de conduite d'un bouclier à front pressurisé en terrain meuble sont en général :

- Assurer la stabilité du front de taille lors de la progression du bouclier à l'aide d'une pression de boue avec son gradient ;
- Tenir compte d'une conicité imposée par le constructeur de façon à contenir une convergence du sol à l'abri d'une jupe supposée infiniment rigide ;
- Contrôler les pressions et volumes d'injection d'un coulis caractérisé par une rhéologie variable au cours d'un temps relativement court étant donné que le coulis injecté passe d'un état pseudo liquide (pâteux) à un état solide en l'espace de quelques heures (le temps de quelques passes) ;
- Assurer un soutènement définitif à l'aide de voussoirs en béton armé assemblés les uns aux autres à l'aide de joint bitumineux dont le comportement couplé est très mal connu ;
- Tenir compte de la consolidation du coulis.

L'idée de proposition et de qualification d'une procédure de simulation tridimensionnelle du creusement d'un tunnel au bouclier à front pressurisé, en utilisant les possibilités numériques et les lois de comportement qu'offre le code aux différences finies FLAC^{3D}, s'est très vite trouvée confrontée aux multiples problèmes d'ordre numérique et auxquels on ne s'était pas forcément bien préparé.

5.3.5.3 Représentation du phasage

Après l'instauration d'un état de contraintes géostatiques avec un coefficient de poussée des terres au repos K_0 et la réinitialisation des déplacements à zéro, un bouclier de forme conique, modélisé avec des éléments volumiques minces, parfaitement rigide (méthode dite de centre fixe) est installé, Figures 5.8 et 5.9. Le mur de soutènement pour les sections P1-S1 et P1-S2 est simulé par des éléments volumiques et un comportement élastique.

L'excavation est simulée par la désactivation d'un disque d'éléments de sol d'épaisseur égale à la largeur du voussoir préfabriqué (1mètre), à l'aide de la commande Model Nul de Flac^{3D} qui en fait ne fait que réduire à des valeurs très faibles les rigidités élastiques des zones concernées par le volume spécifié. Cette commande est très utile dans nos simulations étant donné que les zones annulées peuvent être réactivées à tout moment de la procédure et affectées au besoin de l'utilisateur de nouvelles caractéristiques. Le frottement à l'interface sol/bouclier joue un rôle important sur le comportement du terrain, sa réduction permet la diminution non seulement des efforts de poussée des vérins d'avancement mais aussi la zone du terrain perturbée par le creusement et par conséquent le tassement à long terme. Certains chantiers utilisent des lubrifiants injectés à travers la paroi du bouclier (Kishio et al. 1995). D'autres, comme le cas du métro de Lyon, le bouclier a été conçu avec une conicité permettant à la fois la réduction du frottement à l'interface sol/bouclier, la facilité de pénétration et de guidage du tunnelier ainsi que la réduction des surcouples inévitables dues aux courbures du tracé.

L'installation du bouclier dans sa phase initiale est caractérisée par le fait qu'en l'absence de l'injection, le vide annulaire est complètement rempli pour les trois sections considérées. L'hypothèse d'un centre fixe est aussi vérifiée puisqu'on obtient les mêmes amplitudes de déplacements en clé et en radier du tunnel. On peut aussi constater que la qualité médiocre des terrains fait en sorte que l'amortissement des mouvements verticaux est très faible (les tassements remontent en surface et très peu amortis).

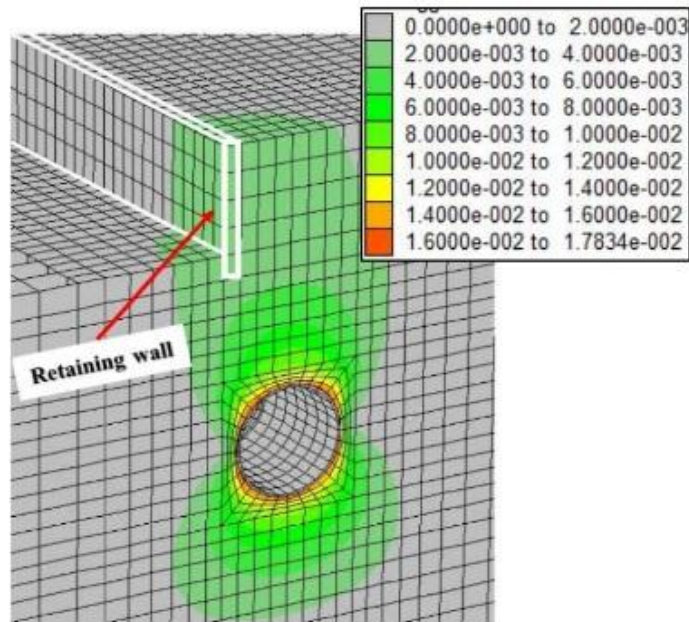


Figure 5.8 Contour des déplacements après l'installation du bouclier (section P1-S1)

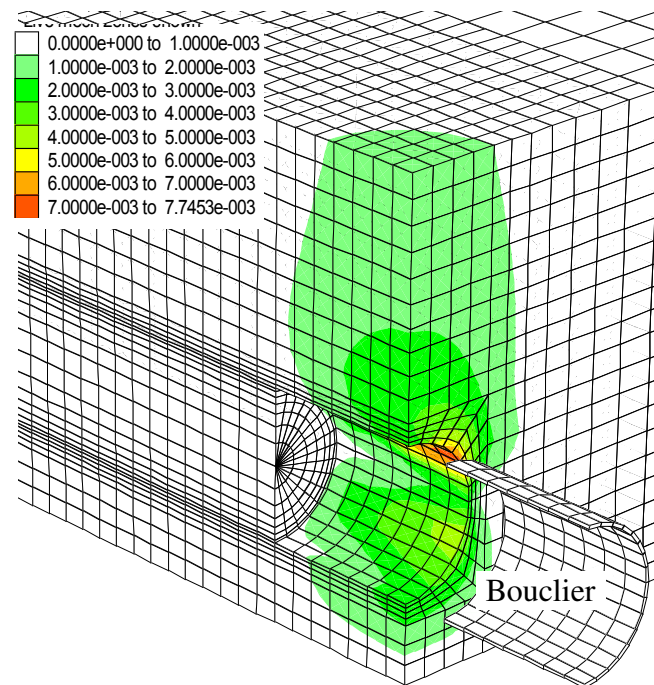


Figure 5.9 Contour des déplacements (section P2-S) Demagh et al. (2013)

La stabilité du front est assurée par une pression normale P_{conf} avec un gradient de profondeur égal à 12 kN/m^3 (Sitarenios et al. 2015). Cette pression de soutènement sera solidaire du bouclier au fur et à mesure de sa progression dans le massif, Figure 5.10. La méthode généralement utilisée pour estimer la pression de confinement au front se servi de la contrainte

verticale σ_v dans le massif avant le creusement. La pression au front est alors souvent prise égale à $\sigma_f = K_0 \sigma_v$. Ou K_0 est le coefficient de poussée des terres au repos, et σ_v est la contrainte verticale totale à l'axe du tunnel (Tableau 5.2).

Le passage du bouclier sera simulé par l'annulation des contraintes tangentielles locales des faces de la paroi sur la longueur excavée. Le passage du bouclier dégage un vide annulaire (3 cm) en bout de jupe. Ce vide annulaire résulte de la différence des diamètres extérieurs de la tête du bouclier et de la queue de jupe. Au voisinage de la queue du bouclier, la perte de volume liée à la conicité est partiellement compensée par les injections. Cet aspect rétroactif de l'injection, qui n'est que partiellement connu, étant donné que le bouclier n'a pas été instrumenté pour pouvoir enregistrer les pressions exercées sur la jupe nous a causé beaucoup de soucis dans la procédure de simulation. Il est important de noter qu'il y a une grande incertitude sur la forme de la fermeture du sol autour du bouclier.

Deux techniques ont été utilisées pour simuler la migration du coulis vers l'avant du bouclier :

- Soit que la migration du mortier est simulée par une pression appliquée sur une certaine longueur arrière du bouclier ;
- Soit elle est simulée à l'aide d'une réduction linéaire de la conicité calée sur le déplacement enregistré du point le plus bas de l'extensomètre situé à moins de 1mètre de la clé du tunnel.

L'interface solidaire du bouclier est activée dès lors qu'un contact est établi avec le sol (prise en compte de grands déplacements), le vide ainsi dégagé par la conicité est complètement fermé par le déconfinement du sol. Le rôle de l'interface est de bloquer le déconfinement radial du sol mais également de permettre le déconfinement tangentiel par effet de voûte de déformation transversale, d'où le choix d'une interface totalement glissante, justifié par la lubrification probable due à la migration du mortier à l'amont des pipes d'injection. La procédure indiquée sur la Figure 5.10 est ensuite appliquée.

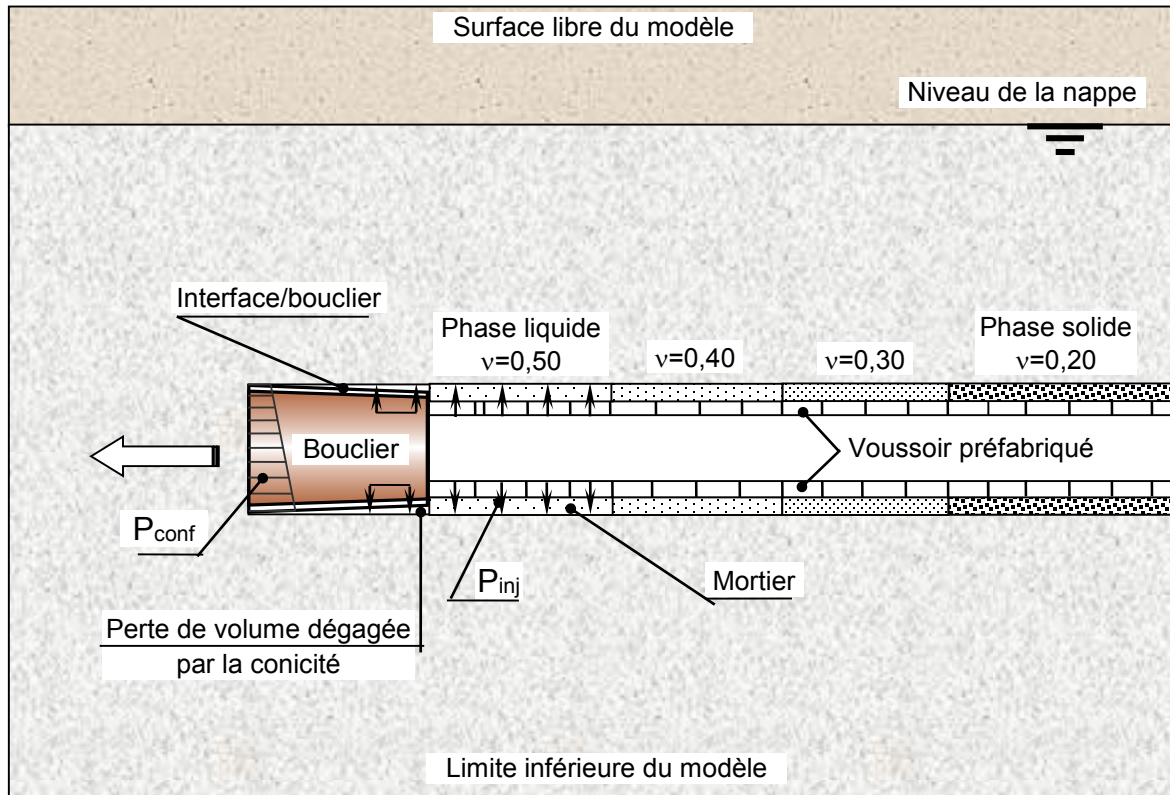


Figure 5.10 Phasage complet du creusement au bouclier

Une fois que le bouclier aura progressé d'une passe à l'aide de la commande "Ini y add épaisseur du voussoir range group bouclier" le revêtement à l'arrière de la jupe est activé et affecté des rigidités élastiques du béton armé. Le revêtement peut être simulé soit à l'aide d'éléments coques (Shell element), soit on peut réactiver les éléments zones et leur affecter une rigidité équivalente réduite $E_{\text{réduit}} = 25000 \text{ MPa}$ pour tenir compte des joints bitumineux entre les voussoirs préfabriqués et d'un coefficient de Poisson égal à $\nu = 0,15$ (Thépot, 1999). Dans le cas de cette option, il serait préférable de bloquer le déplacement axial des nœuds des éléments représentant le voussoir pour simuler le boulonnage d'un voussoir nouveau. Le revêtement est caractérisé par une épaisseur de 35cm.

Le vide annulaire dégagé entre le diamètre extérieur du revêtement et le diamètre de l'excavation (27 cm) doit être immédiatement comblé pour éviter une convergence inévitable et irréversible seulement pour quelques pas de calcul. Cette convergence aura pour effet une perte de volume irréversible et sera transmise à la surface par effet d'amortissement causant ainsi des cuvettes de tassements supplémentaires importantes.

La méthode généralement utilisée pour choisir la valeur de la pression d'injection fait usage de la contrainte verticale totale σ_v à la clé du tunnel avant le début de creusement. La pression

d'injection est souvent prise égale à $1.2\sigma_v$ (Do et al. 2014). Pour les paramètres de sol et les géométries des sections utilisées pour les trois modèles, les pressions (pression au front et d'injection) considérées dans cette étude sont résumées dans le Tableau 5.2.

Tableau 5.2 Pression au front et à la queue du bouclier

Section	Pression au front (kPa)			Pression d'injection (kPa)		
	Consigne	In-situ	Simulée	Consigne	In-situ	Simulée
P1-S1	160	-	80	310	300	250
P1-S2	130	-	70	230	350	200
P2-S	140	-	75	260	250	220

La simulation de l'injection du coulis, dans un calcul tridimensionnel est très délicate. Le nombre d'incertitudes recensées est lié à :

- La pression d'injection agit sur un tronçon du tracé avec des valeurs probablement différentes. Du front de taille jusqu'à la zone d'injection, le terrain est déconfiné. A l'échappement de la jupe le sol est refoulé sous l'effet de l'injection du coulis sous pression. Après seulement quelques mètres de la zone d'injection, le coulis essoré fait que ce dernier ne transmet plus totalement la pression. Ceci est mis en évidence par les capteurs de pression installés à l'extrados des voussoirs du chantier de Lyon ; en effet, les mesures de pression enregistrées sur un anneau instrumenté montrent que la pression au sein du coulis augmente durant les 10 premiers mètres qui suivent l'échappement de la jupe ;
- La perte de pression d'injection ; la pression est mesurée au niveau des pipes par des capteurs de pression, il est évident qu'elle diffère de la pression du coulis dans le vide annulaire et à fortiori au niveau de l'interface coulis/excavation ;
- L'incertitude sur les caractéristiques rhéologiques du coulis ; les conditions de chargement et de drainage du coulis à l'extrados des voussoirs ne sont pas les mêmes que celles des essais au laboratoire (œdomètre ou triaxial).

Compte tenu de toutes ces difficultés, il est difficile de définir une méthode de simulation de la phase d'injection du coulis. La simulation de l'injection du mortier dans le vide annulaire est contrôlée en volume et en pression. Pour tenir compte de la rhéologie du mortier deux phases principales sont considérées : la phase liquide et la phase solide (Figure 5.10) durant lesquelles la

rhéologie du mortier est simulée de façon simple (Demagh et al. 2009). La phase de transition qualifiée de consolidation du coulis est plus approximative à simuler :

- Durant la phase initiale, le coulis est supposé garder un comportement fluide pour combler parfaitement le gap et transmettre le mieux possible la pression d'injection au sol environnant. Cette phase est simulée par l'application d'un schéma de pression sur la paroi de l'excavation et la réactivation des éléments massifs censés représenter le coulis en volume (on tient à préciser à ce niveau que du fait que le coulis imprègne parfaitement le sol environnant, aucune interface coulis/sol n'a été prévue, en revanche, les tests effectués pour représenter l'interface coulis/revêtement n'a apporté aucune différence sur les résultats car à aucun moment cette interface n'a pu être activée). Ensuite un gradient de pression d'injection est considéré pour tenir compte du poids propre du coulis mais également des dispositions particulières de l'injection. Le coulis est considéré comme élastique parfaitement incompressible avec un coefficient de Poisson ν proche de 0,5 (Dias et al, 2000) et initialisation d'un état de compression isotrope. Le choix des paramètres élastiques est piloté sur la mesure du point le plus bas de l'extensomètre Velé, situé à moins de un mètre du bord de l'excavation. Cette phase dure aussi longtemps que le coulis garde entière son ouvrabilité, soit environ 4 heures (Talmon et al, 2005) ;
- La phase de transition durant laquelle la rhéologie du coulis évolue rapidement. Le coulis étant dans un état plus consistant est caractérisé par une résistance au cisaillement plus grande associée à une compressibilité acquise au cours de sa consolidation. Cette phase est simulée par l'annulation de la pression appliquée avec une augmentation du module de cisaillement et une diminution progressive du coefficient de Poisson.

Durant cette phase, un module de déformation plus proche de celui d'un sable de moyenne densité (en rapport avec le procédé de fabrication du coulis inerte à dominante sable) est affecté au coulis utilisé (Benmebarek, 1998). Dias (1999) propose un module de déformation autour de la valeur moyenne de 15 MPa. La durée de cette phase transitoire est 15 mètre ;
- La phase finale durant laquelle le mortier acquiert au moins la rigidité du milieu environnant (Kasper et Meschke, 2004) pour finalement ne transmettre que les efforts du massif au revêtement.

Le poids propre du coulis est pris égal à sa totalité dans la première phase étant donné que les déformations se font à volume constant. Durant les phases transitoire et finale, on tiendra compte du poids propre déjàugé. Les propriétés mécaniques du coulis utilisées dans les simulations numériques sont résumées dans le Tableau 5.3. Ce phasage est répété tout au long de la progression du bouclier.

Tableau 5.3 Paramètres du coulis

Coulis	Poids γ (kN/m ³)	Module E (MPa)	Poisson ν (-)	Module K (MPa)	Module G (MPa)	K/G (-)
Etat fluide	18	5	0.495	166.7	1.7	98
Etat solide		30	0.20	16.7	12.5	1.3

5.3.6 Phase d'installation du bouclier

Cette partie de la simulation, particulièrement importante, est consacrée à la phase d'installation du bouclier au sein du massif à travers la face d'attaque. Le bouclier de forme conique peut être simulé de deux façons :

La première méthode testée est de simuler le bouclier avec des éléments coque (éléments Shell de Flac^{3D}). Pour permettre le blocage des déplacements de convergence des nœuds de l'excavation suite à la conicité imposée par la forme de la jupe (grandes déformations), une interface glissante est attachée sur les éléments coque ainsi définis (Demagh et al. 2009). Cette manière de simuler le bouclier n'a pas marché au début de nos simulations. Suite aux besoins des utilisateurs d'un tel élément, Itasca a développé un nouvel élément, l'élément LINER. Les éléments LINER ne sont en fait qu'une amélioration apportée aux éléments SHELL, pour simuler une surface rigide de forme quelconque (concave ou plane), sur lesquels il a été prévu une interface pour interagir avec les nœuds de surfaces cibles en cas où un contact est détecté. Ces éléments n'ont malheureusement pas apporté de solutions pour le cas étudié (présence d'une conicité donc d'un vide entre les éléments LINER et les éléments zones du massif représentant la surface cible). En effet, les éléments LINER n'ont pas permis de garantir le rôle premier à savoir le blocage des déplacements radiaux de convergence dans le cas de la présence d'une conicité (en grandes déformations). En revanche, dans le cas d'un bouclier avec une conicité nulle, il est tout à fait possible de le simuler avec des éléments LINER et d'activer les éléments de l'interface en grandes déformations (Figure 5.11b).

La deuxième méthode, pour remédier au problème, consiste à simuler le bouclier avec des éléments massifs minces et de leurs attacher une interface (Figure 5.11a), avec des caractéristiques de rupture de type Mohr-Coulomb. Cette interface est chargée d'assurer le rôle de blocage des déplacements radiaux une fois le contact établi en grandes déformations (SET LARGE) et de permettre des mouvements de glissement par effet de voûte de déformation transversale.

Deux cas de calculs peuvent être envisagés avec cette option :

- Les nœuds du bouclier sont bloqués en translation suivant les trois directions et l'on peut simuler le cas d'un bouclier parfaitement rigide avec la méthode dite de centre fixe. Pour ce cas, il est inutile d'affecter aux éléments du bouclier des rigidités très fortes afin de rendre négligeables les déformations au sein des éléments eux-mêmes, ce qui ne fait qu'augmenter de façon prohibitive les temps de calculs. Cette méthode a cependant l'inconvénient de ne pas tenir compte du poids propre du bouclier dans les simulations (les nœuds étant fixés) ;
- Les nœuds sont libérés pour pouvoir simuler le poids propre du bouclier (méthode dite de centre libre). Dans ce cas, la rigidité du bouclier sera assurée en faisant le choix d'un bouclier avec des éléments minces, auxquels on affecte des rigidités relativement fortes par rapport à celles des éléments massifs environnant (un rapport de 10 par exemple devrait suffire à concentrer toutes les déformations au sein du massif et non au sein du bouclier). Pour ne pas trop pénaliser les temps de calculs, la rigidité du bouclier peut être renforcée avec des éléments SHELL, attachés sur la face intérieure des éléments massifs minces représentant le bouclier ; ceci est dû au fait que la méthode de résolution propre à Flac3D, qui combine calcul par éléments finis pour les éléments de structure et calcul par différences finies pour les éléments massifs, donnent des résultats beaucoup plus rapides en faisant ce choix que d'affecter des rigidités importantes (comme on a l'habitude de faire) pour assurer la rigidité qu'on attend du bouclier en faisant le choix de tenir compte de son poids propre. Les mouvements de convergence de la paroi de l'excavation sont contrôlés à l'aide d'une interface glissante.

La Figure 5.11a montre clairement les vecteurs déplacements sur une interface parfaitement glissante, le bouclier avec un centre fixe est simulé avec des éléments massifs et une conicité nulle. La figure 5.11b montre la même chose avec un bouclier simulé avec des éléments LINER.

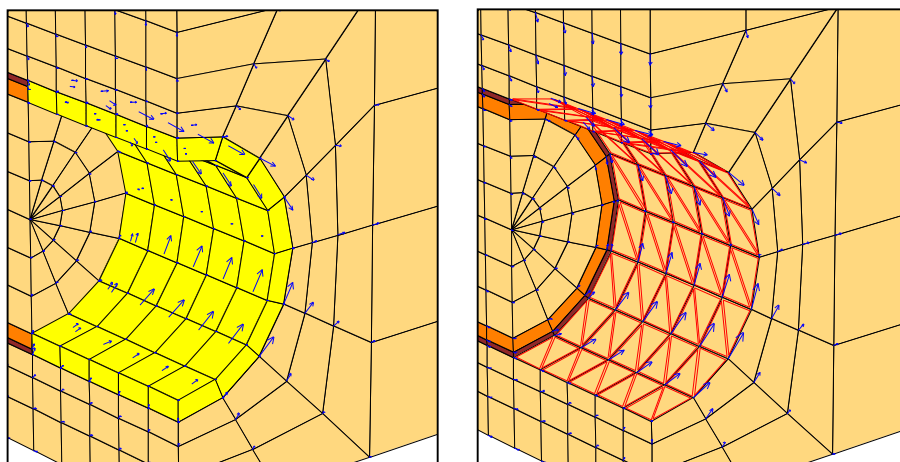


Figure 5.11 Vecteurs déplacements sur une interface parfaitement glissante

(a) bouclier simulé avec des éléments ZONE

(b) bouclier simulé avec des éléments LINER

Ces tests ont permis d'optimiser les paramètres de l'interface par rapport aux rigidités et dimensions des éléments massifs constituant le sol au voisinage du tunnel. Un compromis entre la durée des temps de calculs, l'interpénétration des zones (chevauchement maximum toléré) et les recommandations de Flac^{3D} ont conduit aux choix suivants :

$$K_n = K_s = 3,5 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2/\text{ml} \text{ pour les trois sections}$$

La procédure adoptée montre que l'interface joue pleinement son rôle de blocage radial et permet au sol de glisser transversalement le long du bouclier (le déconfinement tangentiel peut être bloqué à tout moment en initialisant des paramètres de résistance forts à l'interface) (Figure 5.12).

Un aspect numérique que les figures ne montrent pas mais qui reste très important concernant la stabilité du front de taille qui doit être assurée en permanence et limiter les mouvements du front de taille au strict minimum étant donné que lorsqu'on fait des calculs en grandes déformations, tous les nœuds du massif situés en amont du front et qui sont appelés à entrer en contact avec la paroi extérieure du bouclier doivent rester au-dessus d'une certaine ligne avec une certaine tolérance pour pouvoir activer l'interface une fois qu'ils seront à l'aplomb de cette dernière. Ceci peut être assuré en appliquant au front une pression normale égale à la contrainte horizontale effective siégeant à l'endroit de l'excavation.

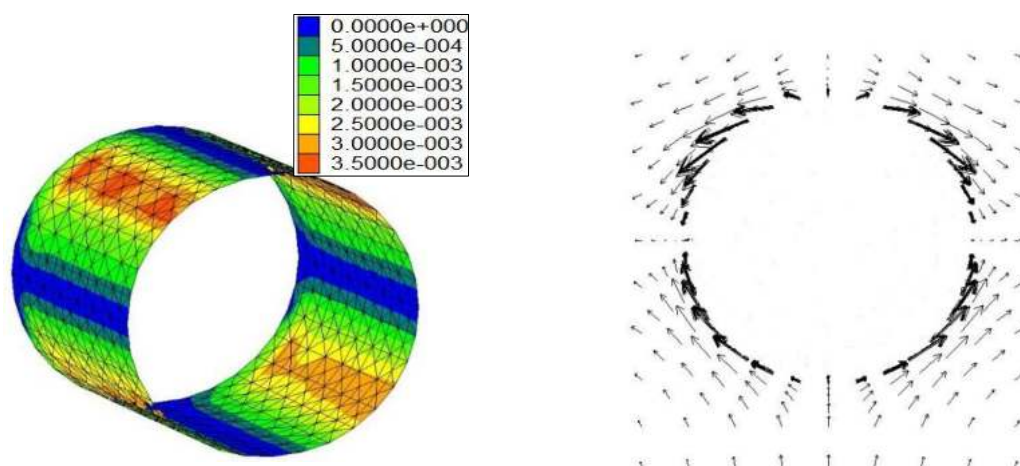


Figure 5.12 Performance de l'élément d'interface

(a) Déplacement tangentiel sur l'élément d'interface

(b) Mouvement de sol autour de l'excavation

5.4 RESULTATS DES SIMULATIONS NUMERIQUES

5.4.1 Cuvettes de tassement en surface

La Figure 5.13 présente les cuvettes de tassement finales pour les trois sections après le passage du tunnelier. Tous les points ont tassé, avec un maximum de tassement autour de l'axe du tunnel. Le choix approprié des dimensions des modèles est évident de la valeur des tassements qui tendent vers 0 mm aux limites des modèles. Cependant, un petit soulèvement est observé aux épaules du tunnel (section P1-S1 et P2-S). Ceci pourrait être expliqué par le choix de la loi Mohr Coulomb. En effet, ce modèle de comportement utilise le même module au chargement qu'au déchargement. La singularité du mur de soutènement a été aussi bien représentée par les simulations 3D, pas seulement par rendre les courbes asymétriques mais aussi par les élargir. Ceci nous mène à la conclusion que plus le tunnel est profond plus la cuvette en surface est large.

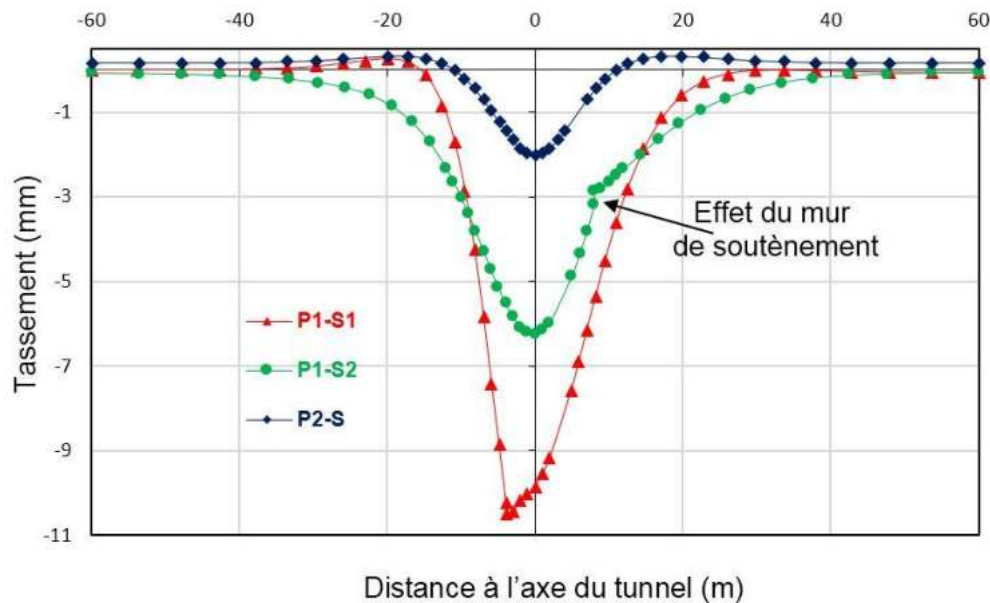


Figure 5.13 Cuvettes de tassement en surface pour les trois sections

5.4.2 Mouvements longitudinaux

Les mouvements longitudinaux en surface, en clé et en radier sont présentés dans les Figures 5.14, 5.15 et 5.16 pour les trois sections respectivement.

Les mouvements atteignent un état constant après le passage complet du tunnelier. En sus, les tassements en clé sont plus grands qu'à la surface, ceci revient à l'élargissement de la cuvette en montant de la clé vers la surface mais aussi à l'amortissement des mouvements vers la surface.

Par ailleurs, le radier du tunnel présente un soulèvement à cause du déchargement du sol après qu'un poids important de sol a été enlevé lors du creusement. Le modèle Mohr Coulomb exagère un petit peu ce soulèvement par l'utilisation de la même rigidité élastique en chargement qu'en déchargement et par conséquent surestime le soulèvement du radier.

Ces résultats de simulations sont en bonne concordance avec les mesures in-situ présentées dans le chapitre 3. Toutes les phases de creusement ont été bien reproduites par les simulations 3D, notamment la phase d'injection du coulis de bourrage et le bon contrôle des niveaux de pressions pour toutes les sections auscultées, particulièrement pour la section P2-S où les mouvements de sol finaux en surface sont supérieurs à ceux de la clé.

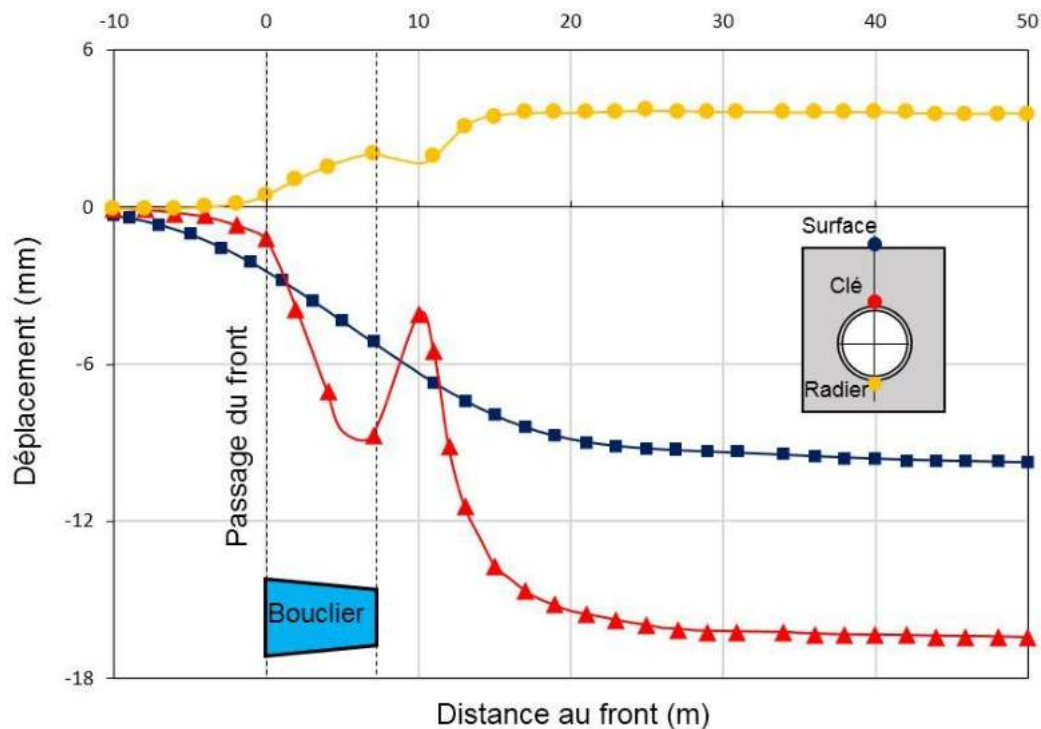


Figure 5.14 Mouvements longitudinaux (section P1-S1)

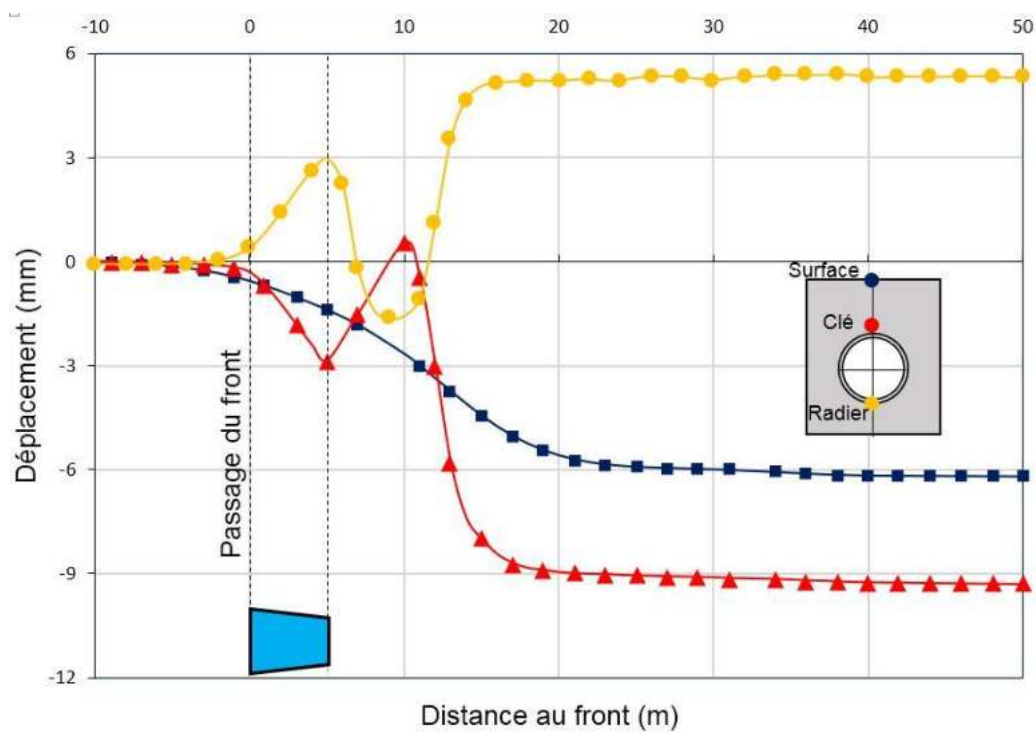


Figure 5.15 Mouvements longitudinaux (section P1-S2)

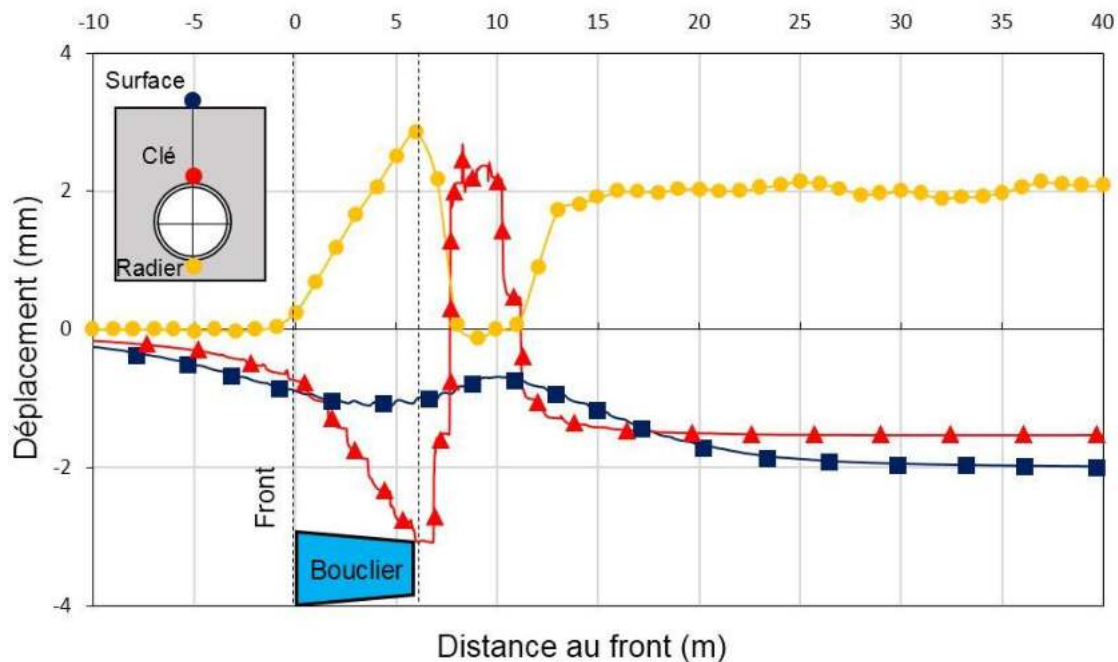


Figure 5.16 Mouvements longitudinaux (section P2-S)

5.4.3 Mouvements latéraux

En milieu urbain, le creusement de tunnels induit des mouvements différentiels aux fondations avoisinantes, alors la prédiction des mouvements latéraux générés par le creusement au tunnelier est d'une importance capitale.

Les Figures 5.17, 5.18 et 5.19 présentent les résultats de simulations numériques en termes de mouvements latéraux sur les deux côtés du tunnel. A prime abord, toutes les courbes ont la même allure, qui peut être divisée en trois zones différentes ; au-dessus de la clé, autour de l'axe du tunnel et au-dessous du radier. Au-dessus de la clé, le sol converge horizontalement vers la cavité. Ce mouvement s'accroît lors du passage de la jupe. Autour de l'axe du tunnel, le sol entre la clé et le radier est refoulé à cause de la pression de confinement au front, et il continue à être poussé vers l'extérieur le long de la progression du bouclier jusqu'à atteindre son maximum lors de l'échappement de la jupe et l'injection du coulis de bourrage. Enfin, après le passage total du tunnelier, le sol se stabilise après une légère convergence. Cette convergence pourrait être expliquée par la solidification du coulis mais aussi par la valeur petite du coefficient de poussée des terres au repos ($K_0 = 0.5$). Pour la zone au-dessous du radier, les figures montrent une convergence du sol vers l'axe du tunnel avec une amplitude inférieure à celle observée au-dessus de la clé du tunnel.

En général, ces résultats de simulation 3D concordent bien en forme comme en amplitude avec les données expérimentales collectées sur les trois sections auscultées, et qui sont présentées dans le chapitre 03.

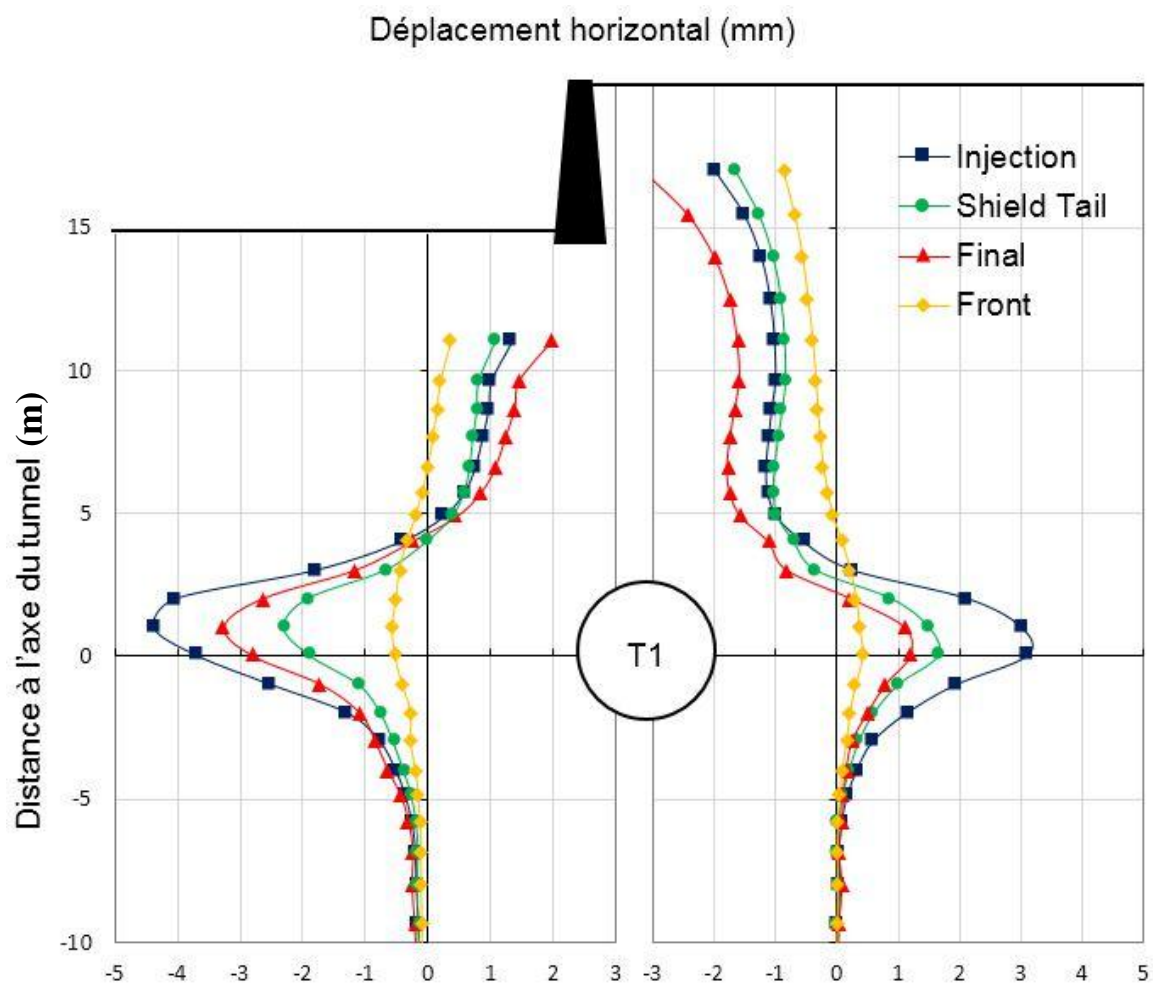


Figure 5.17 Mouvements latéraux (section P1-S1)

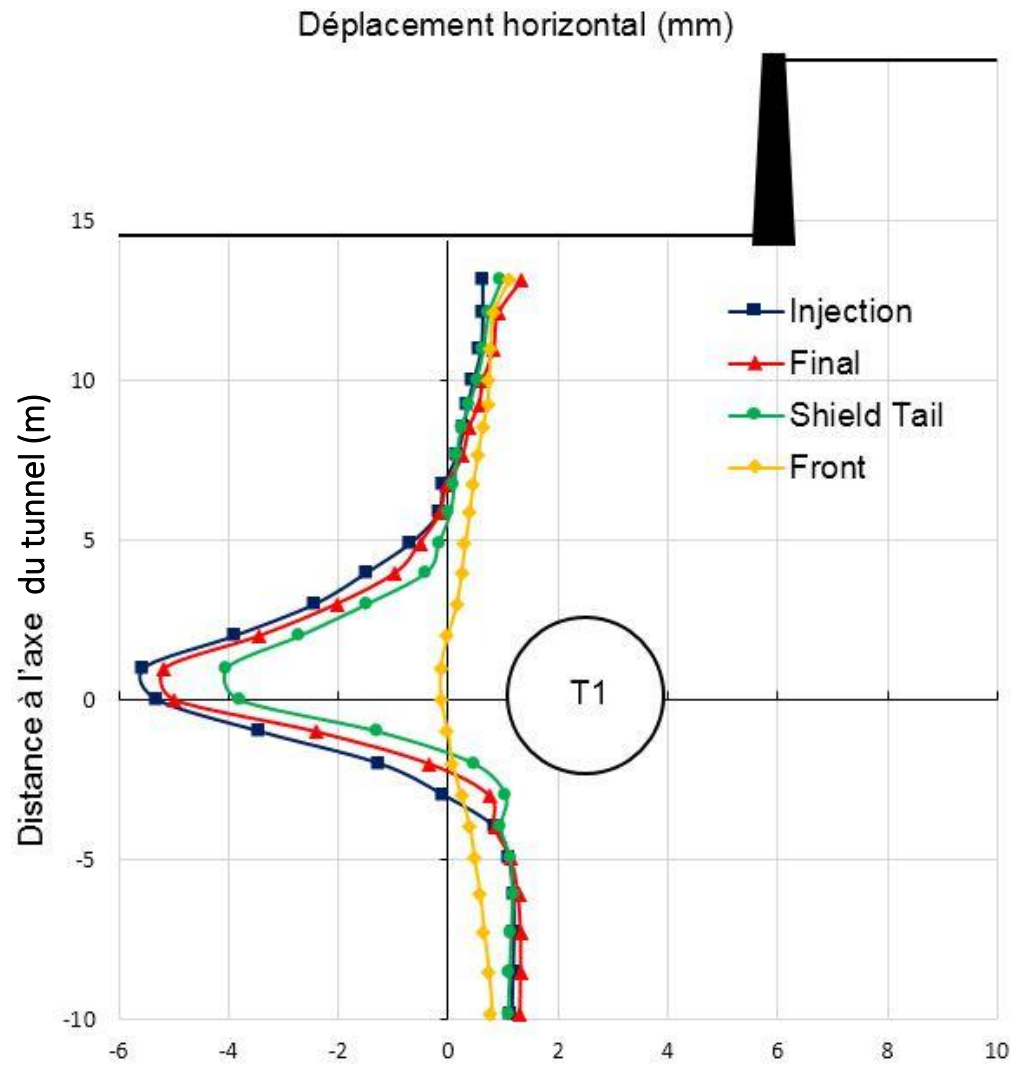


Figure 5.18 Mouvements latéraux (section P1-S2)

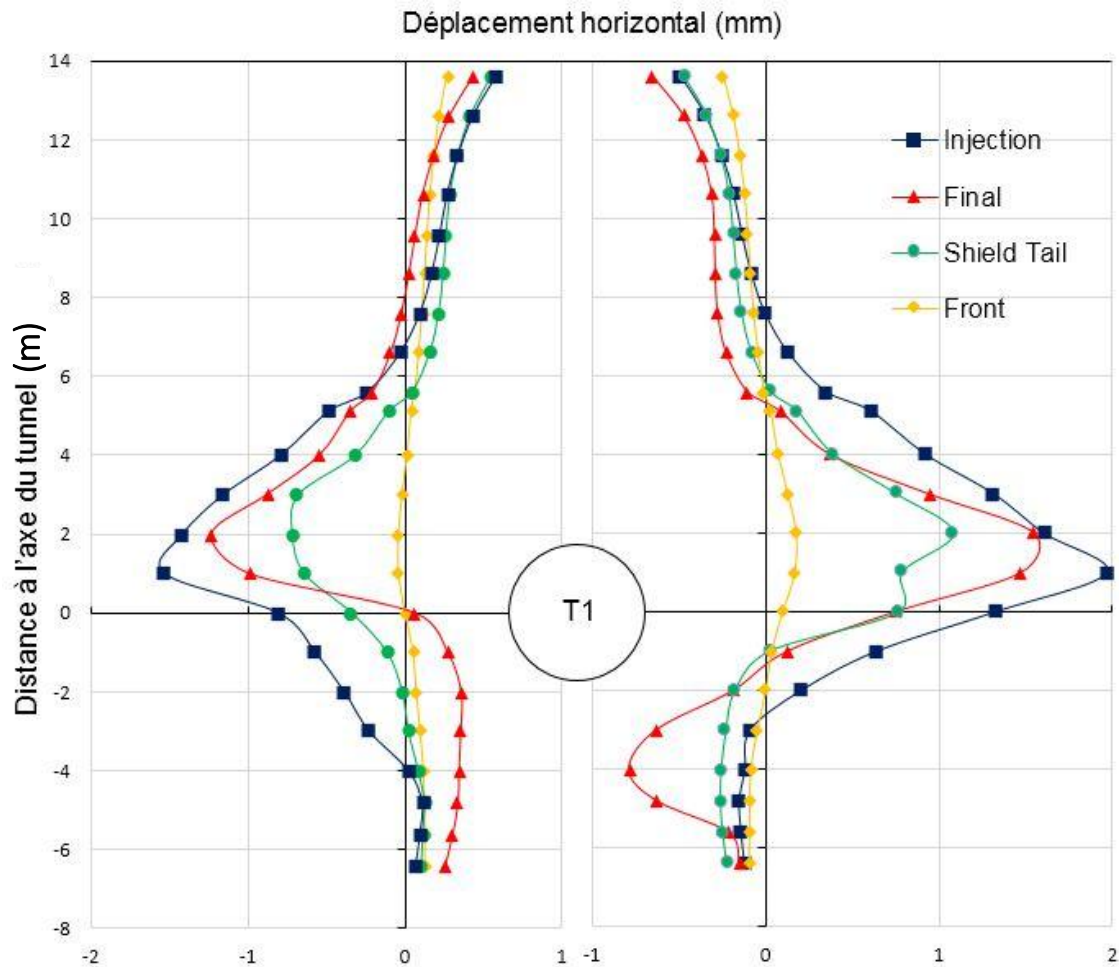


Figure 5.19 Mouvements latéraux (section P2-S)

5.5 CONFRONTATION DES SIMULATIONS AUX MESURES IN-SITU

5.5.1 Cuvettes de surface

Les résultats de simulations sont confrontés aux mesures pour les trois sections comme les présentent les Figures 5.20, 5.21 et 5.22.

Il est bien montré sur les figures que les simulations présentent une bonne concordance avec les mesures in-situ. En particulier, leur allure et les points culminants des courbes. L'effet du mur de soutènement, qui rend les courbes asymétriques est bien représenté aussi.

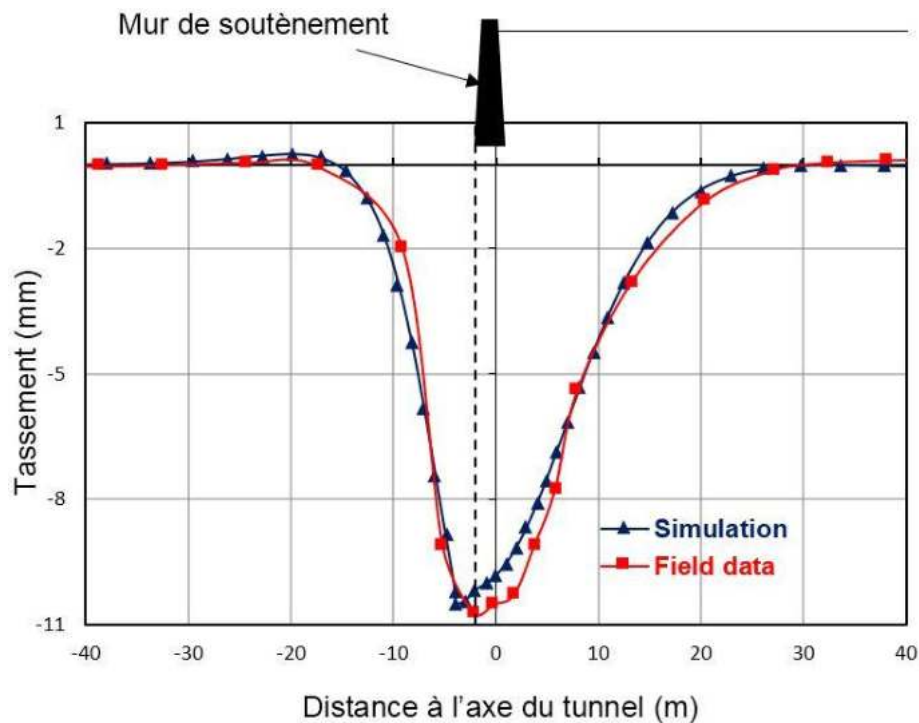


Figure 5.20 Confrontation des cuvettes de surface (P1-S1)

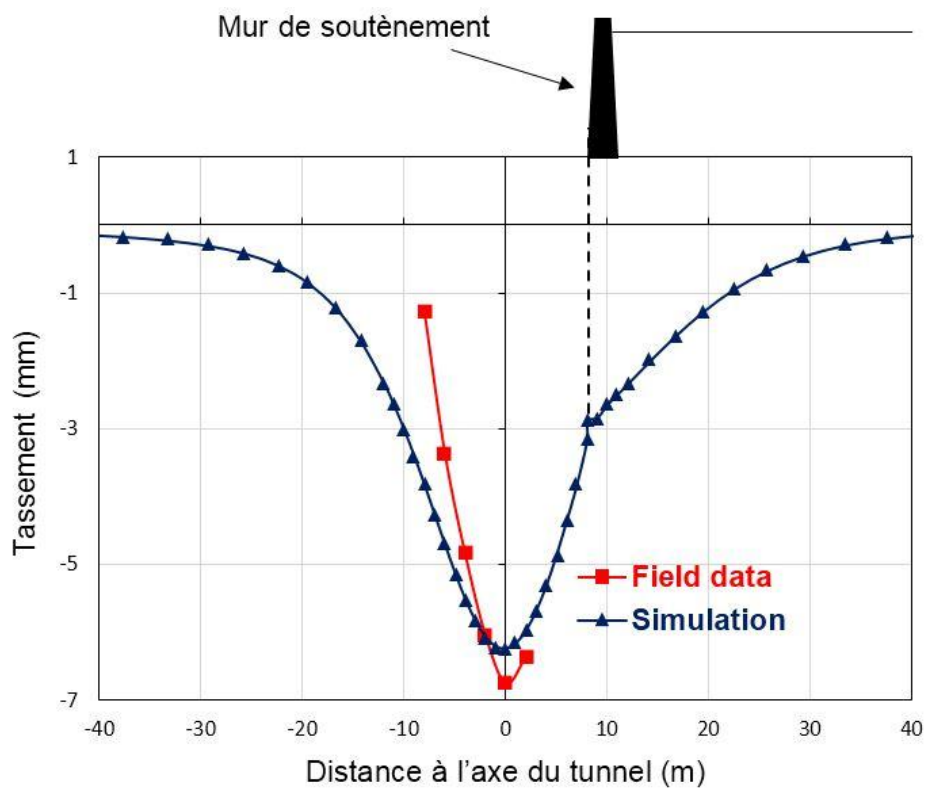


Figure 5.21 Confrontation des cuvettes de surface (P1-S2)

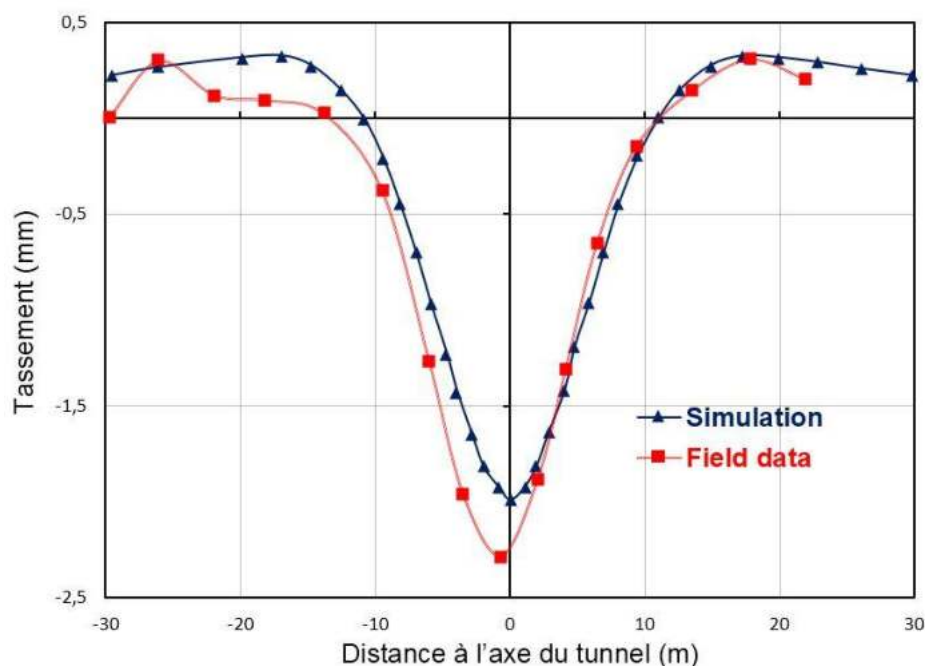


Figure 5.22 Confrontation des cuvettes de surface (P2-S)

La valeur maximale des courbes $S_{\max}$, la largeur de courbe i et la perte de volume V_L pourraient être estimées pour chaque courbe. Le Tableau 5.4 compare ces paramètres pour les trois sections. Les paramètres des courbes de simulations sont en bonne concordance avec ceux des mesures. En particulier, la perte de volume V_L , qui est inférieure à 1% pour la section P1-S1 où le contrôle de la machine était médiocre, et inférieure à 0.5% pour les sections P1-S2 et P2-S où le tunnelier était bien contrôlé.

Table 5.4 Comparaison des paramètres de courbe

<u>P1-S1</u>	i (m)	$S_{\max}$ (mm)	V_L (%)
Simulations	6.61	10.51	0.56
Mesures	6.39	10.70	0.55
<u>P1-S2</u>	i (m)	$S_{\max}$ (mm)	V_L (%)
Simulations	7.40	6.16	0.37
Mesures	6.88	6.93	0.35
<u>P2-S</u>	i (m)	$S_{\max}$ (mm)	V_L (%)
Simulations	5.17	2.16	0.09
Mesures	4.51	2.30	0.08

5.5.2 Mouvements longitudinaux

Les Figures 5.23, 5.24 et 5.25 comparent les mouvements longitudinaux pour les trois sections. Il est bien observé que les courbes de simulations sont lisses et régulières, alors que celles des mesures sont beaucoup plus compliquées et saccadées. Cependant, les deux courbes (simulations et mesures) sont harmonieuses entre elles.

Les données de mesures expriment l'avancement du bouclier en temps (jours), alors que les résultats de simulations l'expriment en distance (mètre). Du moment que l'avancement du bouclier dans nos simulations est 1 mètre par un pas de creusement, on peut estimer la vitesse d'avancement du bouclier sur site. La Figure 5.23 montre que les deux courbes coïncident parfaitement pour toutes les phases de creusement, ça veut dire que le bouclier avance lentement sur la section P1-S1. Cependant, sur la Figure 5.25, il est évident qu'il y a une grande disparité entre les deux courbes ; le point culminant de l'injection est à 10m du passage du front pour les simulations alors qu'il est à 1 jour du front pour les mesures. Ça nous mène à la conclusion que le bouclier avance bien sur cette zone (section P2-S). D'après Kastner et al. (1996), le premier plot P1 (section P1-S1) est situé à proximité du puits d'entrée du tunnelier où le contrôle de la machine était très mauvais, alors que le deuxième plot P2 (section P2-S) est situé dans une zone où le bouclier était bien maîtrisé. Cela concorde bien avec l'analyse précédente sur la vitesse d'avancement du bouclier.

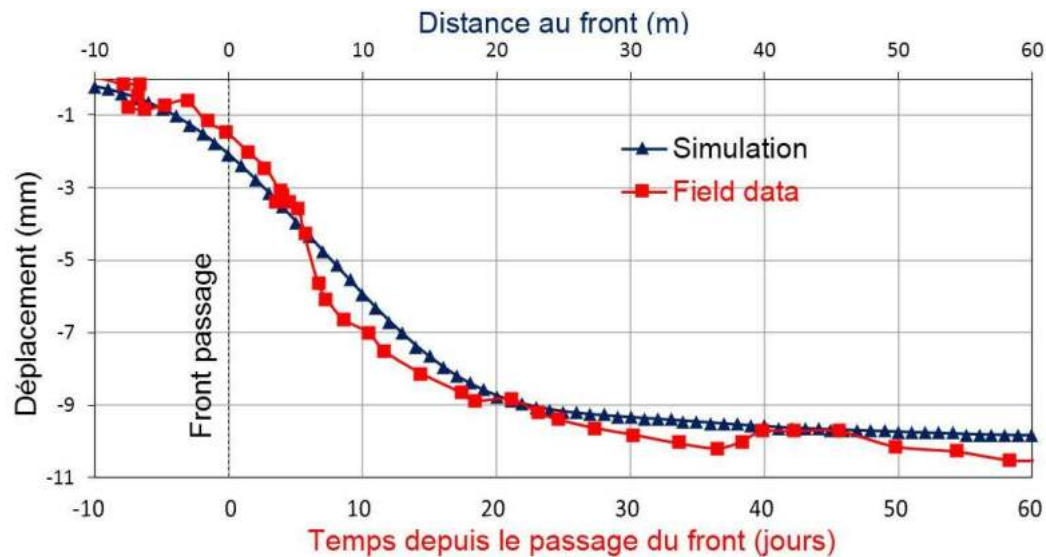


Figure 5.23 Confrontation des mouvements longitudinaux (P1-S1)

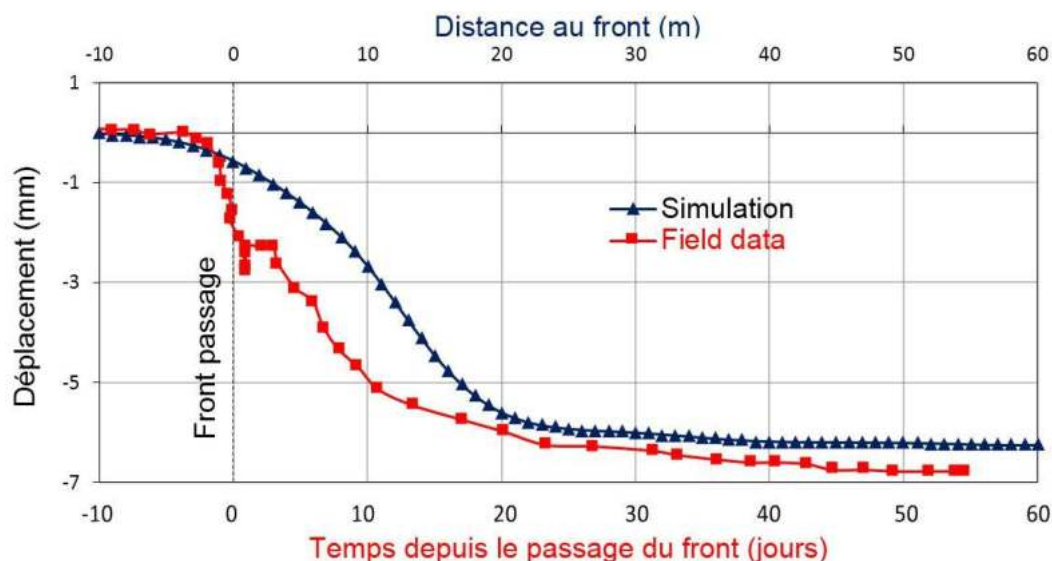


Figure 5.24 Confrontation des mouvements longitudinaux (P1-S2)

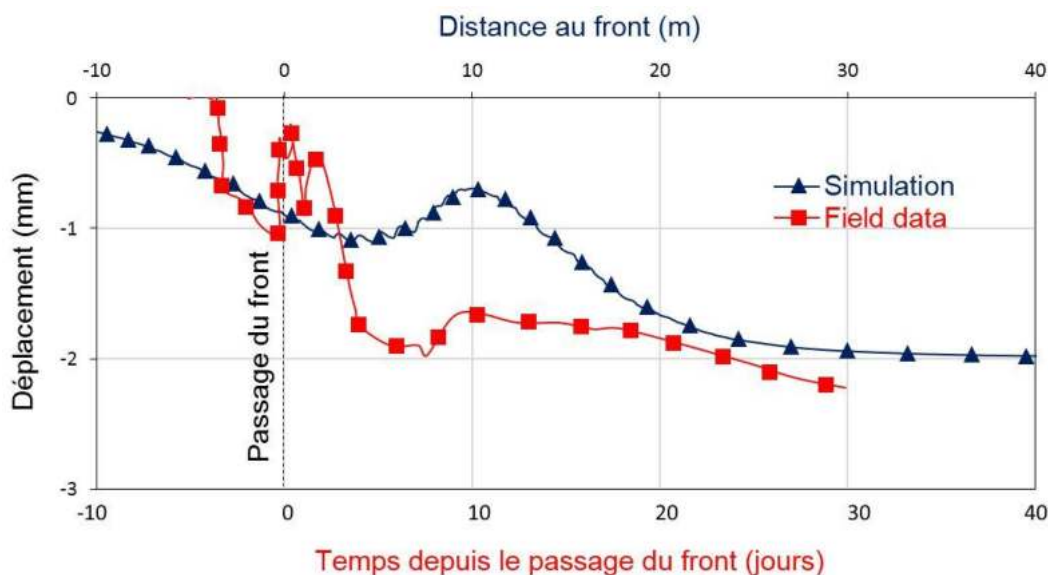


Figure 5.25 Confrontation des mouvements longitudinaux (P2-S)

5.5.3 Mouvements latéraux

Les mouvements latéraux finaux pour les trois sections P1-S1, P1-S2 et P2-S sont confrontés dans les Figures 5.26, 5.27 et 5.28 respectivement. En général, les résultats de simulations concordent bien avec les mesures que ce soit en forme ou en amplitude, particulièrement autour et au-dessous de l'axe du tunnel. Cependant, la présence des couches de limons au-dessus de la clé du tunnel a contribué à la disharmonie entre les simulations et les mesures (Figure 5.26). La présence du mur de soutènement en surface a sa part dans cette disparité

par l'exercice d'une contre-pression sur les couches saturées de limons et par conséquent, empêche la convergence du sol vers l'axe du tunnel. En outre, le choix de l'analyse en conditions drainées pour les couches peu perméables de limons (10^{-7} m/s) semble être inapproprié, une analyse en conditions non drainées aurait donné des résultats numériques plus proches et plus harmonieux avec ceux des mesures.

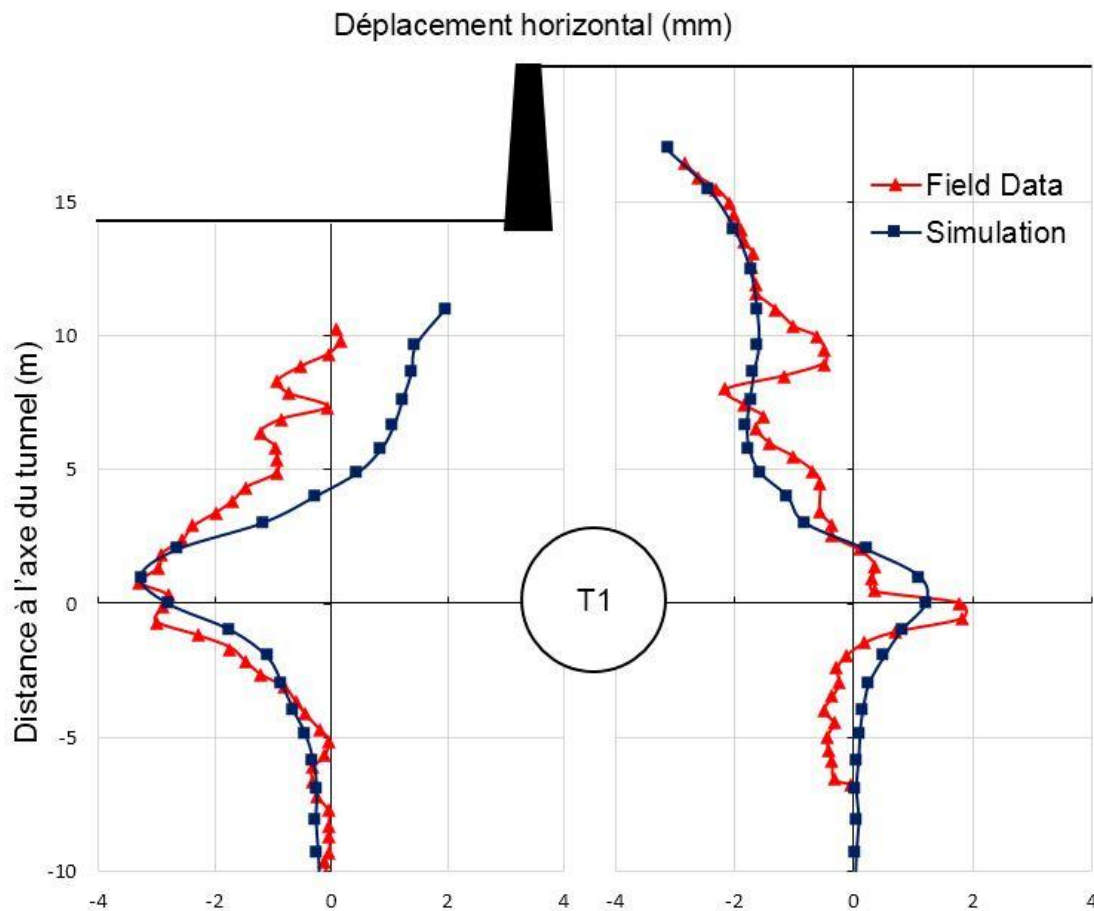


Figure 5.26 Confrontation des mouvements latéraux (P1-S1)

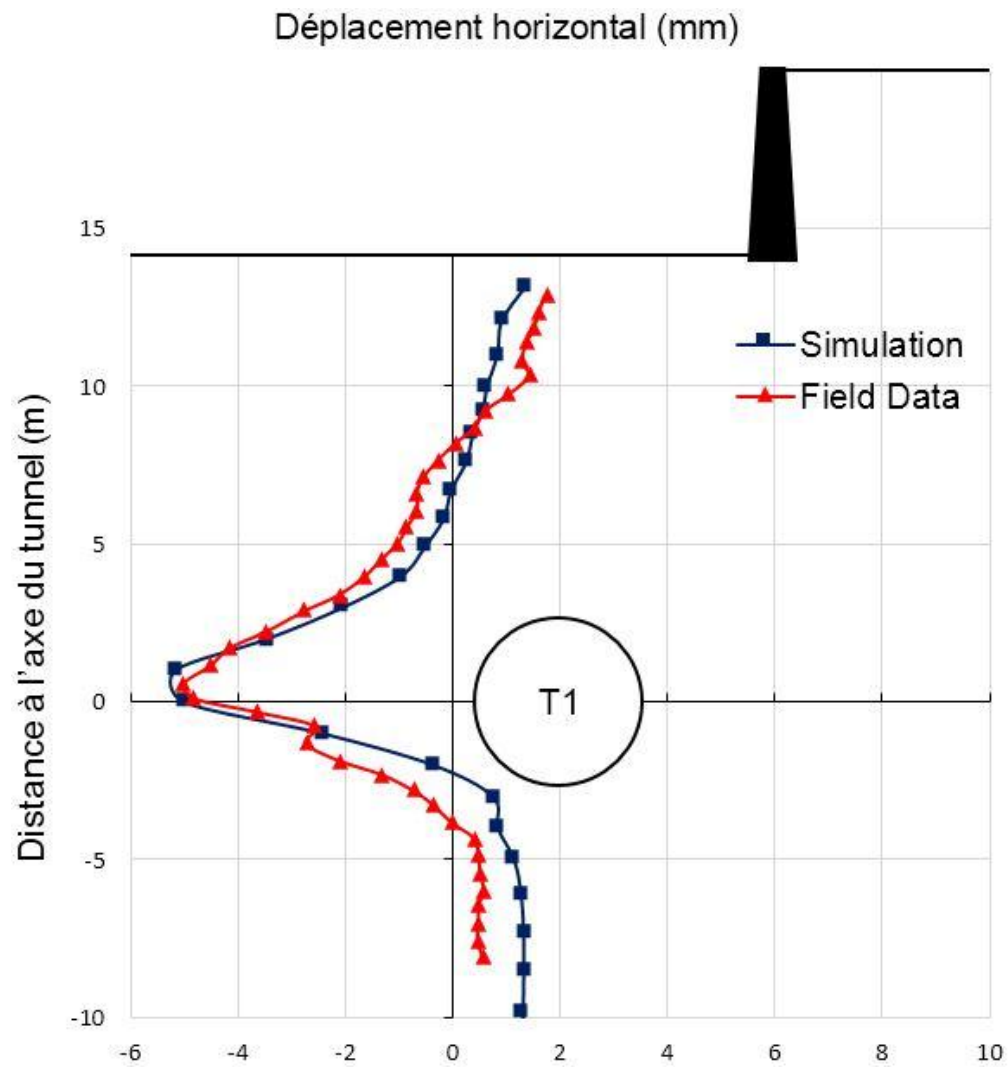


Figure 5.27 Confrontation des mouvements latéraux (P1-S2)

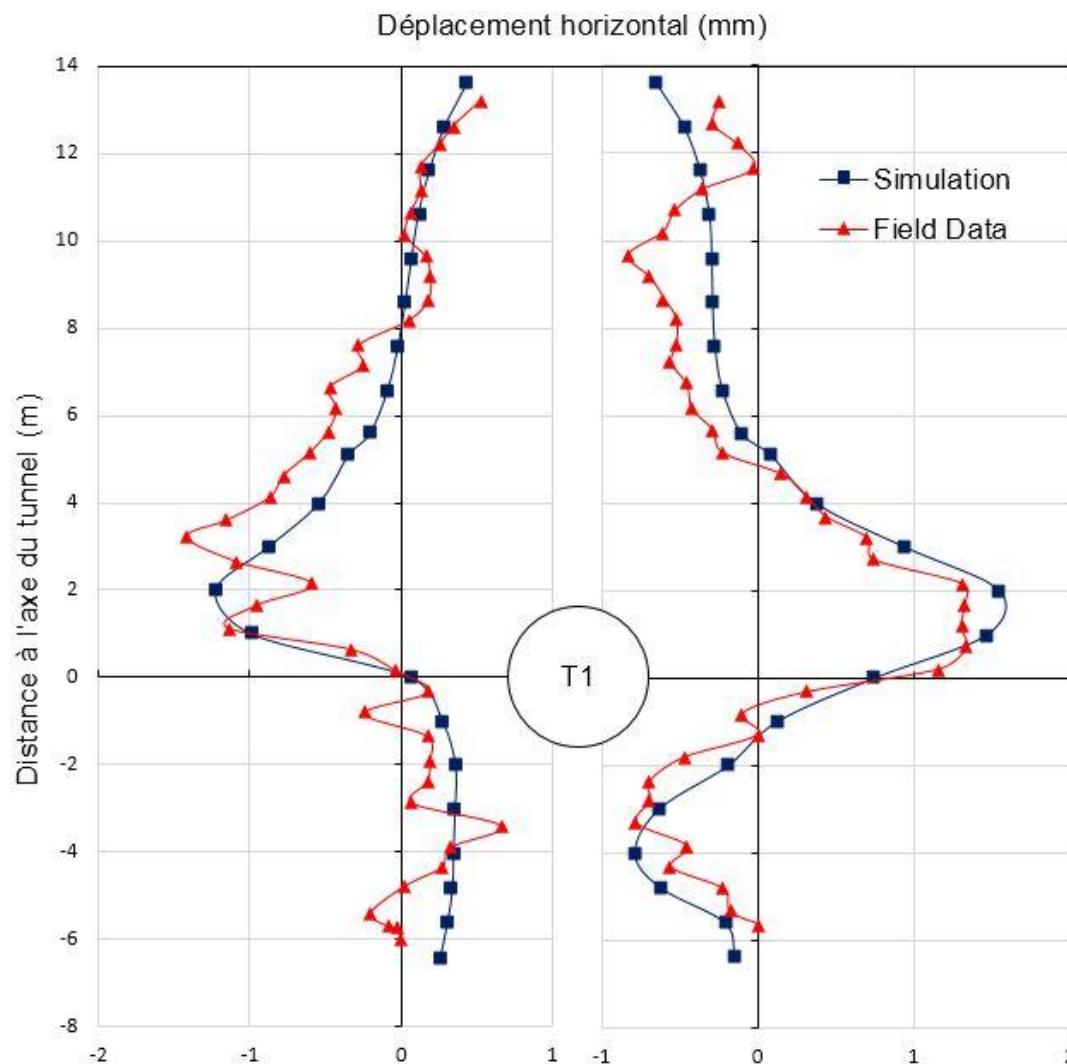


Figure 5.28 Confrontation des mouvements latéraux (P2-S)

5.6 CONCLUSIONS

Ce dernier chapitre était consacré à la modélisation numérique tridimensionnelle du creusement mécanisé à l'aide de tunnelier à front pressurisé. Dans un premier temps, la méthodologie de modélisation de tous les paramètres participant dans le processus du creusement y compris le phasage de creusement était présentée. Dans un deuxième temps, les résultats de simulations tridimensionnelles ont été analysés et confrontés aux données expérimentales collectées sur les trois sections auscultées P1-S1, P1-S2 et P2-S du métro de Lyon, ce qui nous a conduits aux conclusions suivantes :

- Les mouvements de sol engendrés par le creusement mécanisé à l'aide de tunnelier à front pressurisé pourraient être correctement simulés par une approche numérique tridimensionnelle ;
- Les mouvements de sol sont minimaux lorsque le tunnelier est bien contrôlé ;

- Si la pression au front est bien maîtrisée, le front ne serait pas une source capitale de mouvement de sol ;
- La simulation du passage du bouclier, de conicité 3cm, montre que le sol ne ferme pas complètement le vide annulaire. Cela pourrait être expliqué par la migration possible d'une partie du coulis liquide injecté sous pression vers l'amont du bouclier en limitant le déconfinement total du terrain. Ceci était illustré lors des simulations 3D par l'utilisation d'une interface glissante qui permette le glissement tangentiel sur l'extrados du bouclier tout en empêchant la convergence radiale ;
- La phase d'injection a une influence significative sur les tassements différés notamment si la pression du coulis n'est pas correctement contrôlée ;
- Les conditions aux limites au voisinage de la cavité affectent considérablement les mouvements latéraux du sol ;
- La singularité d'un mur de soutènement en surface était aussi prise en compte. De surcroît sa présence affecte l'allure des cuvettes de tassement en surface, il nous a obligés de prendre l'intégralité du domaine lors de la génération du maillage, ce qui a rendu la procédure de simulation 3D beaucoup plus pénalisante.

CONCLUSION GENERALE

«Sometimes life seems a dark tunnel with no light at the end, but if you just keep moving forward, you will end up in a better place.»

Jeffrey Fry

CONCLUSION GENERALE

La construction de tunnels en milieu urbain cause des mouvements de sol qui peuvent avoir des effets préjudiciables aux immeubles et fondations avoisinants. Malgré la technologie récente en termes de techniques de creusement mécanisé, les déformations et les mouvements de sol induits par ce processus sont encore mal connus. Ils résultent d'une interaction complexe entre le sol, la technologie de creusement, le phasage des travaux et les ouvrages préexistants.

La synthèse bibliographique proposée pour prédire les mouvements induits par le passage du tunnelier a bien mis en évidence que pour ce type de tunnels peu profonds creusés en terrain meuble et aquifère, les approches empiriques, analytiques et numériques, qui négligent les phases intermédiaires et calculent directement la phase finale s'avèrent insuffisantes. Ces approches ne permettent pas en plus d'apprécier et de visualiser les effets des paramètres de fonctionnement du tunnelier et les phases intermédiaires de creusement, qui sont des éléments essentiels pour minimiser les perturbations générées par le passage d'un tunnelier.

Dans ce contexte, il apparaît nécessaire de disposer d'outils de simulation plus rigoureux permettant d'évaluer l'amplitude et la répartition des mouvements de sol en relation avec la technologie retenue, le phasage des travaux et les paramètres de fonctionnement du tunnelier. Plusieurs auteurs ont montré l'importance d'introduire dans la modélisation les différentes phases des travaux, notamment la stabilité du front de taille, le vide annulaire, l'injection du coulis, la consolidation du coulis et du sol perturbé par le creusement. Néanmoins, la prise en compte de ces facteurs nécessite une base de données suffisamment fiable et complète pour la validation et la qualification des procédures de modélisation.

Le support expérimental utilisé pour la qualification de la procédure de simulation proposée est constitué de trois sections différentes par la nature des terrains traversés mais aussi par leurs géométries asymétriques dues à la présence d'un talus en surface. La procédure de simulation prend en compte de manière explicite :

- La pression de confinement au front ;
- La conicité de la jupe du bouclier ;

- Les pressions d'injection et les volumes du coulis de bourrage ;
- La migration possible du coulis vers l'amont du bouclier ;
- La pose des voussoirs préfabriqués ;
- La consolidation du coulis de bourrage et du sol perturbé.

La confrontation des résultats de simulations numériques (cuvettes de surface, mouvements longitudinaux et mouvements latéraux) avec les mesures in-situ collectées sur trois sections auscultées, montre que la procédure de simulation 3D proposée est pertinente, en particulier dans la représentation adoptée pour les différentes opérations réalisées par le tunnelier (excavation, soutènement du front de taille, avancement, pose du revêtement, injection du vide annulaire...etc.) Elle permet d'identifier les paramètres les plus influents sur les mouvements de sol et de quantifier l'effet de chacun de ces paramètres.

PERSPECTIVES

Afin de saisir d'autres caractéristiques du processus de creusement au tunnelier, d'autres améliorations de la simulation sont nécessaires. Ces améliorations peuvent être :

- Mise en œuvre de modèles constitutifs plus sophistiqués pour simuler le comportement des sols en chargement et en déchargement ;
- Analyse hydromécanique couplée pour la simulation des conditions hydrauliques réelles et de la distribution des pressions interstitielles en raison de l'avancement du tunnel et de la consolidation du sol qui semblent avoir un effet important sur les tassements situés derrière le bouclier ;
- Pour évaluer l'influence de chaque composant (pression de confinement, injection du vide annulaire,...etc.), seule une simulation individuelle prenant en compte chacun d'eux pourrait étudier leurs effets intrinsèques sur les mouvements de sol.

REFERENCES

- AFTES** (1999). *Settlements related to the digging of the underground works*. Text of the recommendations of the working group No 16, presented by Leblais, Y. with the collaboration of Andre, D. and Hat, C.
- AFTES Group de Travail N° 7.** (2002). *Recommandations Relatives à la méthode convergence-confinement*, Tunnels et Ouvrages Souterrains, N° 170, mars/avril, pp. 79 – 89, 2002.
- Anagnoston G. and Kovari K.** (1996). *Face stability conditions with Earth-Pressure-Balanced Shields*. Tunneling and Underground Space Technology, 11, n°2, 165-173.
- AncientCraft (n.d.).** *Grimes graves [Drawing]*. Retrieved from, http://www.ancientcraft.co.uk/Places/grimes_graves.html.
- Aristaghes, P., Autuori, PH.** (1996). *Calcul des tunnels creusés au tunnelier*. In : AFTES - Journées d'études internationales de Chambéry, 1996, pp. 145-150.
- Atkinson, J.H. and Potts, D.M.** (1977). *Subsidence above shallow tunnels in soft ground*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1977, Vol ASCE GT4, pp. 307-325.
- Attewell, P.B.** (1977). *Ground movements caused by tunnelling in soil*, Conference on Large Ground Movements and Structures, cardiff, 1977. pp. 812-984
- Attewell, P.B.** (1987). *An overview of site investigation and long-term tunnelling induced settlement in soil*. Engineering geology of underground movements, Geological Society Engineering Geology Special Publication, 1987, n° 5, pp. 55-61.
- Bäppler, K.** (2012). *Facing steep challenges on St Petersburg Metro*. TunnelTalk. Retrieved January 16, 2019 from <https://www.tunneltalk.com/TunnelTech-Aug12-Herrenknecht-technology-tackles-St-Petersburg-declining-metro-escalator.php.html>
- Barla, G., Barla, M.** (2004). *Discussion on the Full Face Method*. FELSBAU, 2004, vol. 22, n°4, pp. 26-30.
- BBC News.** (2002). *Light at the end of the tunnel*. BBC News. Retrieved from, <http://news.bbc.co.uk/2/hi/europe/1945581.stm>.
- Benmebarek, S.** (1998). *Modélisation des opérations de creusement à l'aide d'un tunnelier en terrain meuble-Qualification sur chantier expérimental*. Thèse de Doctorat, Université de Constantine, Algérie.

- Bernat, S.** (1996). *Modélisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble, qualification sur chantier expérimenta*, Thèse Sci. Lyon : École Centrale de Lyon, 215 p, 1996.
- Bernaud, D., Rousset, G.** (1992). *Nouvelle méthode implicite pour l'étude du dimensionnement des tunnels*. Revue Française de Géotechnique, 1992, n°60, pp. 5-26.
- Berry, D.S.** (1977). *Progress in the analysis of ground movements due to mining*, Conf. « large ground movements and structures », 1977, Cardiff, pp. 781-811.
- Billiaux, D. et Cundall, P.** (1993). *Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens*. Revue Française de Géotechnique, 63, 9-21.
- Brinkgreve, R.B.J., Vermeer, P.A.** (2001). *PLAXIS finite element code for soil and rock analysis*, 2001, A.A. Balkema, Rotterdam.
- Broms, B.B. and Bennermark, H.** (1967). *Stability of clay at vertical openings*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1967, ASCE, vol. 93, no SM1, pp. 71-95.
- Browne, W.M.** (1990). *Tunnel drilling, old as Babylon, now becomes safer*. The New York Times. Retrieved from, <http://www.nytimes.com/1990/12/02/world/tunnel-drilling-old-as-babylon-now-becomes-safer.html>.
- Centre des Etudes des Tunnels (C.E.TU).** (1993). *Etudes des déformations autour d'un tunnel sur un modèle réduit bidimensionnel*, Bron : C.E.TU, 1993, 14 p., Action de recherche G203T1.
- Chapeau, C.** (1991) *Auscultation du sol pendant le creusement*. Tunnels et ouvrages souterrains, 1991, Septembre/Octobre, n° 107, pp. 235-245.
- Chapeau, C.** (1993). *Calcul des tassements associés au creusement d'un tunnel ou d'une galerie*, Bron : CETU, 1993, document interne, 33 p.
- Clough, G.W. and Schmidt, B.** (1977). *Design and performance of excavation and tunnels in soft clay: state of the art report*, Int. Symp. On soft clay, 1977, Bangkok, pp. 980-1032.
- Clough, G.W. and Schmidt, B.** (1981). *Design and performance of excavations and tunnels in soft clay*, Soft clay engineering, Amsterdam: Elsevier, 1981, pp. 569-634.
- Cording, E.J. and Hansmire, W.H.** (1975). *Displacements around soft ground tunnels*, Proc. of the 5th Panamerican conf. On soil mechanics and foundation engineering, 1975, Buenos aires, vol. 4, pp. 571-633.

- Cording E.J. and Hansmire W. H.** (1977). *Les déplacements autour des tunnels en terrain tendre*, TOS s n° 22, 23, 24, 1977.
- Daily Mail Reporter.** (2011). *Going underground: The massive European network of stone age tunnels that weaves from Scotland to Turkey*. Mail Online. Retrieved from, <http://www.dailymail.co.uk/sciencetech/article-2022322/The-massive-European-network-Stone-Age-tunnels-weaves-Scotland-Turkey.html>.
- Delaporte, D.** (2018). *Malakoff : mise en action d'un tunnelier vertical sur le chantier du puits Malleret-Joinville*. Retrieved January 16, 2019 from: <https://www.societedugrandparis.fr/gpe/actualite/malakoff-mise-en-action-dun-tunnelier-vertical-sur-le-chantier-du-puits-malleret.html>
- Demagh, R.** (2009). *Etude numérique de l'interaction sol-tunnelier en terrain meuble*. Thèse de Doctorat, Université de Biskra, Algérie.
- Demagh, R., Emeriault, F. and Kastner, R.** (2009). *Modélisation 3D du creusement de tunnel par tunnelier à front pressurisé – Validation sur 3 cas d'études*. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, M. Hamza et al. (Eds.), © 2009 IOS Press, doi: 10.3233/978-1-60750-031-5-1822
- Demagh, R., Emeriault, E. and Kastner, R.** (2009). *Shield tunnelling -validation of a complete 3D numerical simulation on 3 different case studies*. Euro:Tun 2009. In: Proceedings of the 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling. Ruhr University Bochum, September 2009, pp. 77–82 (2009a)
- Demagh, R., Emeriault, F. and Hammoud, F.** (2013). *3D modelling of tunnel excavation using pressurized tunnel boring machine in overconsolidated soils*. Studia Geotechnica et Mechanica, Vol 35, No. 2, DOI: 10.2478/sgem-2013-0020
- Demagh, R., Emeriault, F. and Kastner, R.** (2013). *Modélisation 3D du creusement de tunnel par tunnelier à front pressurisé dans les sols surconsolidés*. Revue Française de Géotechnique, N° 142, 1^{er} trimestre 2013.
- Descoeurdes, F.** (1979). *Mécanique des roches II*. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1979, 152 p., cours.
- Detournay, E. and Fairhurst, C. A.** (1987). *Two dimensionnal elastoplastic analysis of deep cylindrical tunnel under non-hydrostatic loading*, Int. J. Rock Mech. Mining Sci., 1987, vol. 24, pp. 197-211.
- Dias, D.** (1999). *Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage - Étude numérique et Application à un cas réel en site urbain*. Thèse Doc. Lyon : INSA de Lyon, 320 p, 1999.

- Dias, D., Kastner, R. & Maghazi, M.** (2000). *3D simulation of slurry shield tunnelling*. Proceedings of International Symposium on Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Kusakabe, Balkema, Rotterdam, 351-356.
- Do, N. A., Dias, D., Oreste, P. and Djeran, M. I.** (2014). *Three-dimensional numerical simulation of a mechanized twin tunnels in soft ground*. Tunnelling and Underground Space Technology 42 (2014) 40–51, DOI: 10.1016/j.tust.2014.02.001
- Dossier de presse.** (2016). *Métropole Nice Cote d’Azur*, p.3.
- Dvice.com.** (2011). *The Earthscraper: An inverted pyramid 65 storeys deep*. Retrieved from, <http://www.redicecreations.com/article.php?id 5 17039>.
- Emeriault, F., Yan, J., Kastner, R.** (2008). *Validation d’une procédure de modélisation numérique des mouvements induits par un tunnelier de très grand diamètre dans les argiles molles*. In : XXVIe Rencontres Universitaires de Génie Civil, juin 2008, Nancy, pp. 1-8.
- Farmer, I. W.** (1977). *Case histories of settlement above tunnels in clay*. In: Proc. Of Conf. Large Ground Movements and Structures, 1977, Cardiff, pp. 357-371.
- FLAC^{3D}.** (2000). *Fast Lagrangian Analysis of Continua in Three Dimensions*. Itasca Consulting Group Inc., 2000, Mineapolis
- Galli, G., Grimaldi, A., Leonardi, A.** (2004). *Three-dimensional modelling of tunnel excavation and lining*, Computers and Geotechnics, 2004, vol. 31, pp. 171-183.
- Goel, R. K., Singh, B., & Zhao, J.** (2012). *Underground infrastructures: Planning, design and construction (1st ed.)*. Waltham, MA: Butterworth-Heinemann
- GeoResources.** (2014). *Efficient shale gas development in China with German mobile deep drilling rig*. GeoResources. Retrieved from, <http://www.georesources.net/index.php/global-news/efficient-shale-gas-development-in-china-with-germanmobile-deep-drilling-rig>.
- Gonzalez-Navarro, M., & Turner, A. M.** (2016). *Subways and urban growth: Evidence from Earth*, April SERC Discussion Paper, 195
- Glossop, N.H.** (1977). *Soil deformations caused by soft ground tunnelling*, Ph. D. Thesis, University of Durham, 1977, 205 p.
- Glossop, N.H. and Farmer, I.W.** (1979). *Settlement associated with removal of compressed air pressure during tunneling in alluvial clay*, Géotechnique, 1979, 20, n°1, pp. 67-72.

- Graziani, A., Ribacchi, R. & Capata, A.** (2007). *3D modelling of TBM excavation in squeezing rock masses*. In: Brenner Basistunnel Und Zulaufstrecken, Internationales Symposium BBT. Innsbruck University Press, Innsbruck, pp. 143–151.
- Grøy, E., Nilsen, B., & Bruland, A.** (2013). *Subsea tunnels for oilfield development*. TunnelTalk. Retrieved from, <https://www.tunneltalk.com/TunnelTECHNov2013-Development-of-subsea-tunnel-access-to-offshore-oil-fields.php>.
- Guilloux, A., Bretelle, S., Bienvenue, F.** (1996). *Prise en compte des présoutènements dans le dimensionnement des tunnels*. Revue Française de Géotechnique, 1996, Vol 76, pp. 3-16.
- Hamilton, R.** (2007). *Africa and Europe set for tunnel link*. BBC News. Retrieved from, <http://news.bbc.co.uk/2/hi/africa/6442697.stm>.
- Herrenknecht. (n.d.).** *Shaft Boring Machine (SBM) - Safe and quick construction of blind shafts down to depths of 2,000 meters*. Retrieved from, <https://www.herrenknecht.com/en/products/core-products/mining/shaft-boring-machine-sbm.html>.
- Herrenknecht. (n.d.b).** *Partial-face excavation machine. Economical tunnelling technology with high flexibility*. Retrieved from, <https://www.herrenknecht.com/en/products/coreproducts/tunnelling/partial-face-excavation-machine.html>.
- Holley, P. (2017).** *Stephen Hawking now says humanity has only about 100 years to escape earth*. Chicago Tribune. Retrieved from <http://www.chicagotribune.com/news/nationworld/science/ct-stephen-hawking-escape-earth-20170505-story.html>.
- Kaku, T., Haruyama, J., Miyake, W., Kumamoto, A., Ishiyama, K., Nishibori, T.... Howell, K. C.** (2017). *Detection of Intact Lava Tubes at Marius Hills on the Moon by SELENE (Kaguya) Lunar Radar Sounder*. Geophysical Research Letters. AGU Publications. Retrieved from <http://www.isas.jaxa.jp/en/topics/001159.html>.
- Kanji, M.A.** (1979). *Surface displacements as a consequence of excavation activities*, Suisse, 1979, pp. 345-368.
- Kanayasu, S., Yamamoto, Y. and Kitahara, Y.** (1994). *Stability of excavation face in earth pressure balanced shield: Proceeding of the international symposium on Underground Construction in Soft Ground, NEW DELHI/INDIA, 3 January 1994/ ed. KEIICHI FUJITA: Fuijita & Kusakabe., pp. 259-271.*
- Karakus, M.** (2007). *Appraising the methods accounting for 3D tunnelling effects in 2D plane strain FE analysis*. Tunnelling and Underground Space Technology, 2007, vol. 22, n° 1, pp. 47-56.

- Kasper, T. and Meschke, G.** (2004). *A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 28 (2004), pp 1441–1460, DOI: 10.1002/nag.395
- Kastner, R., Ollier, C. and Guibert, G.** (1996). *In situ monitoring of the Lyons Metro D Line Extension*. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London, pp. 701–706
- Kjønnø, E. B.** (2017). *4000 years of tunnelling*. In Horn International. Mining & Tunnelling (4th ed, pp. 8-13) Oslo, Norway: Horn International AS.
- Kishio, T., Ohta, H., Nakai, N., Hashimoto T. & Hayakawa, K.** (1995). *Reducing ground settlement caused by shield tunneling in soft clay*, Underground Construction in soft Ground, Fujita and Kusakaba (eds) 1995 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410536 4.
- Leca, E.** (1987). *Mouvements occasionnés par le creusement d'un tunnel*, Noisy : Cent. d'Ens. et de Rech. En Mec. des Sols, 1987, p.20
- Lee, K.M. and Rowe, R.K.** (1989) *Deformations caused by surface loading and tunneling: the role of elastic anisotropy*, Géotechnique, 1989, Vol 39, n°1, pp. 125-140.
- Lee, K. M., Rowe, R. K., & Lo, K. Y.** (1992). *Subsidence owing to tunnelling .1. Estimating the gap parameter*. Canadian Geotechnical Journal, 29(6), 929–940
- Lee, A.H.S.** (2007). *Engineering survey system for TBM (tunnel boring machine) tunnel construction*. In FIG working week. Hong Kong.
- Leblais, Y., Andre, D., Chapeau, C. et al.** (1995) *Tassement lié au creusement des ouvrages en souterrain*. Tunnels et ouvrages souterrains, Novembre/Décembre 1995, n° 132, pp. 379-386.
- Li, K.M.** (2016). *A brief introduction to China's PPP application in transport and logistics sectors [PowerPoint slides]*. Retrieved from, https://www.unece.org/fileadmin/DAM/ceci/documents/2016/PPP/Forum_PPSPSDGs/Presentations/Kaimeng_LIUNECE_PP_P_Forum_March_2016_A_Brief_Introduction_to_China%E2%80%99s_PPP_Application_in_Transport_and_Logistics_Sectors.pdf.
- Liebermann, O.** (2016). *Going inside Jerusalem's underground city of the dead*. CNN. Retrieved from, <http://edition.cnn.com/2016/09/25/middleeast/jerusalem-underground-city-for-the-dead/index.html>.

- Loganathan, N. & Poulos, H. G.** (1998). *Analytical prediction for tunnel in induced ground movements in clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(9), 846–856.
- Lunardi, P.** (1997) *Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols, présoutènement et pré confinement*. Revue Française de Géotechnique, 1997, n° 80, pp. 17-30.
- Lunardi, P.** (2008). *Design and construction of tunnels – Analysis of controlled deformation in rocks and soils (ADECO RS)*. Berlin: Springer, 2008.
- Mai, J. T., & Guan, B. S.** (2007). *Submerged floating tunnel*. Tunnel Construction, 27(5), 20-23.
- Maidl, B., Herrenknecht, M., Maidl, U., & Wehrmeyer, G.** (2012). *Mechanised shield tunnelling (2nd ed)*. Berlin, Germany: Wihelm Ernst & Sohn.
- Mair, R.J.** (1981). *Ground movement around tunnels in soft clay*, 10th International Conference on Soil Mechanism I- 'jundation Engineering, Stockholm, vol. 1, pp 323-328, 1981.
- Mair, R.J., Taylor, R.N., Bracegirdle, A.** (1993). *Subsurface settlement profiles above tunnels in clays*, Géotechnique, 1993, vol.43, N° 2, pp. 315-320.
- Mair, R., & Taylor, R.** (1997). *Bored tunnelling in the urban environment (State-of-the-art report and theme lecture)*. 14e International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Makkonen, E.** (2014). *Underground swimming pool [Photograph]*. In Vähäaho (2014). Muir Wood, A. (2000). *Tunneling: Management by design*. London, England: E & FN SPON
- Martos, F.** (1958). *Concerning an approximated equation of subsidence trough and its time factor*, Int. strata control eng., 1958, Leipzig, Germany, pp. 112-120.
- Mestat, Ph.** (1997). *Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique-Conseils et recommandations*. Bulletins des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 212, 39-64.
- Migliazza, M., Chiorboli, M., Giani, G.P.** (2009). *Comparison of analytical method, 3D finite element model with experimental subsidence measurements resulting from extension of the Milan underground*. Computers and Geotechnics, 2009, vol. 36, pp. 113-124.
- Möller, S.**, 2006. *Tunnel induced settlements and structural forces in linings*, Available at: [http://www.unis.de/igs/content/publications/Docotral Thesis Sven Moeller.pdf](http://www.unis.de/igs/content/publications/Docotral%20Thesis%20Sven%20Moeller.pdf).

- Möller, S.C., Vermeer, P.A.** (2008). *On numerical simulation of tunnel installation*. Tunneling and Underground Space Technology, 2008, vol. 23, pp. 461-475.
- Moller, S.C., Vermeer, P.A.** (2005). *Prediction of settlements and structural forces in linings due to tunnelling*. In: Fifth International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, 2005, Amsterdam, Preprint Volume, Session 4, pp.141–149.
- Moller, S.C., Vermeer, P.A.** (2006). *Simulation of the NATM using 2D and 3D numerical analyses*. FELSBAU, 2006, vol. 24, n° 2, pp. 52–58.
- Mroueh, H., Shahrour, I.** (1999). *Use of sparse iterative methods for the resolution of three-dimensional soil/structure interaction problem*. In: Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech, 23. Wiley & sons (Ltd), pp. 1961–1975, 1999
- Nguyen Minh, D., Guo, C.** (1993). *Sur un principe d'interaction massif-soutènement des tunnels en avancement stationnaire*. Proceedings Eurock 93, Rotterdam : Balkema, 1993.
- O'reilly, M.P., New, B.M.** (1982). *Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitudes and prediction*, Tunnelling' 82, London: IMM, 1982, pp.173-181.
- Ollier, C.** (1997). *Etude expérimentale de l'interaction sol-machine lors du creusement d'un tunnel peu profond par tunnelier à pression de boue*. Thèse Doc. Lyon : INSA de Lyon, 1997, 323 p.
- Ortigao, J.A.R., Kochen, R., Farias, M.M. and al.** (1996). *Tunnelling in Brasilia porous clay*, Canadian Geotechnical Journal, 1996, Vol. 33, N° 4, pp.565-573.
- Oteo, C.S. and Sagasetta, C.** (1982). *Prediction of settlements due to underground openings*, International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich, 13-17 September 1982, pp.653-659.
- Panet, M.** (1976). *La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil*, Paris : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1976, 235 p.
- Panet, M.** (1973). *La stabilité des ouvrages souterrains : soutènement et revêtement*, Paris : Laboratoire des Ponts et Chaussées, 1973, Rapport de recherche n° 28, 32 p.
- Panet, M.** (1969). *Contribution à l'étude des affaissements superficiels provoqués par le creusement de galeries souterraines*, Paris : LCPC, 1969, 24 p.
- Panet, M. & Guenot, A.** (1982). *Analysis of convergence behind the face of a tunnel*. In Tunnelling 82, (pp. 197–204). The Institution of Mining and Metallurgy, London.

- Panet, M.** (1991). *Tunnel reinforcement by bolts in tunnelling*, Int. Cong. Cons. Del suolo e delle roccia nel reazzioni in sotteraneo, 1991, Milano, pp. 31-41.
- Panet, M.** (1995). *Le calcul des tunnels par la méthode convergence confinement*. Paris : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.
- Pantet A.** (1991). *Creusement de galeries à faible profondeur à l'aide d'un tunnelier à pression de boue*, Thèse de doctorat, INSA Lyon.
- Peck, R.B.** (1969). *Deep excavations and tunnelling in soft ground*, Proceeding of the 7th International Conference on Soil Mechanism Foundation Engineering, Mexico: State-of-the-Art, 1969, Vol.3, pp.225-290.
- Pipe Jacking Association.** (2017). *An introduction to pipe jacking and microtunnelling*. Retrieved from, http://www.pipejacking.org/assets/pj/static/PJA_intro.pdf.
- Poulos, H.G. and Davis, E.H.** (1974). *Elastic solutions for soil and rock mechanics*, New York, John Wiley and Sons Inc, 1974, pp 38-52.
- Potts, D.M., Zdravković, L.** (2001). *Finite element analysis in geotechnical engineering: Application*. London: Thomas Telford Ltd, 2001.
- Poupelloz, B.** (1984). *Tassements engendrés par le creusement des galeries de petite section à faible profondeur – exemple en région parisienne*. Rapport du laboratoire régional de l'est parisien, 1984, Paris, 78 p.
- Railway-Technology.com.** (n.d.). *Qinghai-Tibet heavy rail line, China*. Retrieved from, <http://www.railway-technology.com/projects/china-tibet/>.
- Rankin, W.J.** (1987). *Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects*, Geological society engineering geology special publications, 1987, n°5, pp. 79-92.
- Rankin, W.J.** (1988). *Ground movements resulting from urban tunnelling*, Proc. Conf. Engineering geol. Underground movements, Nottingham, London: Geological society, 1988, pp. 79-92.
- Roisin, V.** (1995). *Tassements induits par l'utilisation du bouclier – Approche théorique*, Tunnels et ouvrages souterrains, 1995, n° 128.
- Rowe, R.K., Lo, K.Y. and Kack, G.J.** (1983). *A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground*, Revue canadienne de géotechnique, 1983, n°20, pp. 11-22.

- Sagaseta, C., Moya, J. F.** (1980). *Estimation of ground subsidence over urban tunnels*. In : 2nd Int. Conf. Ground Movements and Structures, 1980, Cardiff, pp. 331-345.
- Sagaseta, C.** (1987). *Analysis of undrained soil deformation due to ground loss*, Géotechnique, 1987, Vol 37, n°3, pp. 301-320.
- Sagaseta, C.** (1987b). *Evaluation of surface movements above tunnels, a new approach*, Colloque interaction sol/structure, 1987b, Paris, Presses ENPC, pp. 445-452.
- Schlosser, F., Magnan, J.P., and Holtz, R.D.** (1985). *Construction géotechnique*, Comptes rendus du 11^{ème} congrès int. de mécanique des sols et des travaux de fondation, 1985, San Francisco, pp. 211-254.
- Shahrour, I., Ghorbanbeigi, S.** (1996). *Analyse tridimensionnelle du comportement des tunnels dans des terrains meubles*. Revue Française de Géotechnique, 1996, 3e trimestre, n° 76, pp. 17-23.
- Schlosser, F.** (1989) *Le projet national CLOUTERRE*. Annales de l'ITBTP, 1989, n° 473, 150p.
- Schmidt, B.** (1969). *Settlements and ground movements associated with tunnelling in soil*, Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1969, 183 p.
- Schwenzfeier A. & Guibert G.** (1996). *Consolidation settlement due to soft ground tunneling*, in: Proceedings of 12th ICSMFE, Rio De Janeiro, 13-18 August 1989, Edited by the 12th ICSMFE Committee Rotterdam: Balkema, 1989, pp. 797-800.
- Sitarenios, P., Litsas, D., Papadakos, A. and Kavvadas, M.** (2015). *Effect of hydraulic conditions in controlling the face in EPB excavated tunnels*. In: Proceedings of the 41st World Tunnel Congress on SEE Tunnel: Promoting Tunneling in SEE Region. Dubrovnik, Croatia.
- Stack, B.** (1982), *Handbook of Mining and Tunnelling Machinery*, John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey.
- Svoboda, T., Mašín, D.** (2010). *Convergence-confinement method for simulating NATM tunnel evaluated by comparison with full 3D simulations*. In: Proc. International Conference Underground Construction, 2010, Prague, pp.795-801.
- Svoboda, T., Mašín, D.** (2011). *3D simulations of a NATM tunnel in stiff clays with soil parameters optimised using monitoring data from exploratory adit*. In: Proc. 7th Int. Symp. On Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, May 2011, Roma.

- Talmon, A.M., Anen, L., Bezuijen, A. and van der Zon, W.H.** (2005). *Grout pressure around a tunnel lining*. Tunneling A Decade of Progress. GeoDelf, 77-82.
- TunnelTalk.** (2016). *Mega-EPBM for Italian highway tunnel*. TunnelTalk reporting. Retrieved January 10, 2019 from <https://www.tunneltalk.com/TBM-Recorder-07Sep2016-Largest-ever-TBM-for-European-project.php>
- TunnelTalk.** (2017). *Rectangular TBM for urban underpasses*. CREG News Release. Retrieved January 16, 2019 from <https://tunneltalk.com/Singapore-18May2017-innovative-CREG-box-jacking-rectangular-TBM-powerful-tool-for-urban-underground.php>
- Thépot, O.** (1999). *Un nouvel essai d'auscultation des micro-tunnels en vue de vérifier la qualité des injections de blocage*. AFTES. 197-201.
- UITP.** (2015). *World metro figures - statistics brief*. Brussels, Belgium
- Ureil, A. O. ET Sagasetta, C.** (1989). *General Report: Selection of design parameters for underground constructio*, XIII Int. Conf. Soil Mech. Found Eng., Rio de Janeiro, vol. 4, pp. 2521 – 2551, 1989.
- Vähäaho, I.** (2014). *Underground space planning in Helsinki*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 6(5), 387-398.
- Verruijt A., Booker J.R.** (1997). *Complex Variable Analysis of Mindlin's Tunnel Problem*. Proc. Developments in Theoretical Soil Mechanics – The John Booker Memorial Symposium. Sydney, 3-22.
- Wallis, S.** (2010). *Links across the waters. Strait crossings conference report*. Retrieved from, <https://www.tunneltalk.com/Strait-Crossings-Jan10-Conference-report.php>.
- Wong, D.** (2015). *Top 10 statistics you do not know about Tibet railway*. Retrieved from, <http://www.tibettravel.org/qinghai-tibet-railway/facts.html>.
- Yeo, C.H., Lee, F.H., Tan, S.C. et al.** (2009). *Three-dimensional numerical modelling of a NATM tunnel*. International Journal of the JCRM, March 2009, vol. 5, n° 1, pp. 33-38.
- Zhao, K., Janutolo, M. and Barla, G.** (2012). *A completely 3D model for the simulation of mechanized tunnel excavation*. Rock Mech. Rock Eng. 45, 475–497, DOI: 10.1007/s00603-012-0224-3
- Zhu, W.J.** (2013) *China's subway construction frenzy*. The world of Chinese. Retrieved from, <http://www.theworldofchinese.com/2013/05/chinas-subway-construction-frenzy/>.