

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Génie civil et d'Hydraulique

Spécialité : géotechnique

Thème

Estimation Numérique des Mouvements Engendrés par
la Construction d'un Tunnel.

L'étudiant :

Merabtia Hakim

Encadreur :

Dr. Houhou Mohammed Nabil

Année universitaire : 2019 - 2020

سورة التوبة

Résumé

Les techniques de réalisation des ouvrages souterrains ont connu une évolution importante dans les dernières années. La densification des agglomérations urbaines et le développement des voies de communications, ont conduit à une demande croissante pour la construction et l'exploitation de ce type d'ouvrage.

Le projet s'inscrit dans le cadre de l'extension de l'aéroport d'Heathrow « Londres » et plus particulièrement la mise en œuvre de la galerie du hall central du terminal 4 de la ligne « Heathrow Express ». Le projet comporte deux tunnels plateformes (correspondent à deux voies désignées à la montée et la descente). Ces tunnels sont connectés ensemble. Ils ont une longueur de 220 m et 62 m² de section transversale. La galerie du hall a une section transversale de 49 m² et s'étend sur 64 m de longueur.

Mais à la suite de l'effondrement qui a eu lieu en zone centrale du terminal, ils ont été suspendus, 25 m de la voie de descente et 65 m de la voie de la montée avaient déjà été creusés à partir du tunnel nord. Les mouvements engendrés par le creusement des tunnels de ventilation ont ensuite fait l'objet d'une étude

Les méthodes numériques sont de plus en plus importantes au stade de la conception, en raison de leur capacité à intégrer la complexité technique et le comportement du sol environnant ou des processus d'excavation lors de l'évaluation des mouvements résultant du Travaux de construction souterraine.

Une des conclusions de ce travail réside dans le fait que l'introduction de la non-linéarité du sol sous de faibles déformations conduit à une bien meilleure prédiction des mouvements du sol autour d'une structure souterraine creusée dans des argiles anisotropes et fortement interconnectées.

Mots clés : Petites déformations, Tunnel, Modélisation numérique, PLAXIS.

Abstract

Construction techniques for underground structures have undergone significant development in recent years. The densification of urban agglomerations and the development of communication routes have led to a growing demand for the construction and operation of this type of structure.

the project is part of the extension of Heathrow "London" airport and more particularly the installation of the gallery in the central hall of terminal 4 of the "Heathrow express" line. the project includes two platform tunnels (correspond to two designated routes for ascent and descent). These tunnels are interconnected. They have a length of 220 m and 62 m² in cross section. The hall gallery has a cross section of 49 m² and extends 64 m in length.

but following the collapse in the central area of the terminal they were suspended; 25 m of the descent track and 65 m of the ascent track had already been dug in the north tunnel. The movements caused by the digging of the ventilation tunnels were then the subject of a study

Numerical methods are increasingly important at the design stage, due to their ability to integrate the technical complexity and behavior of the surrounding soil or excavation processes when evaluating movements resulting from underground construction work. . .

One of the conclusions of this work resides in the fact that the introduction of the non-linearity of the soil under weak deformations leads to a much better prediction of the movements of the soil around an underground structure dug in anisotropic clays and strongly interconnected.

Keywords: Small deformations, Tunnel, Numerical modeling, PLAXIS

ملخص

شهدت تقنيات البناء للهياكل تحت الأرض تطورا كبيرا في السنوات الأخيرة. أدى تكثيف التجمعات الحضرية وتطوير طرق الاتصال إلى زيادة الطلب على بناء وتشغيل هذا النوع من الهياكل.

المشروع هو جزء من توسعة مطار هيثرو "لندن" وعلى الأخص تركيب صالة عرض في القاعة المركزية للمبنى رقم 4 لخط "هيثرو إكسبرس". يتضمن المشروع نفقين أساسيين (يتوافقان مع مسارين مخصصين للصعود والنزول). هذه الأنفاق مترابطة. يبلغ طولها 220 م و 6 م و 2 م في المقطع العرضي. تبلغ مساحة معرض القاعة 49 مترًا مربعًا ويمتد بطول 64 مترًا.

ولكن بعد الانتهاء في المنطقة الوسطى للمحطة، تم تعليقها، وتم بالفعل حفر 25 مترًا من مسار الهبوط و65 مترًا من مسار الصعود في النفق الشمالي. ثم كانت الحركات الناجمة عن حفر أنفاق التهوية موضوع دراسة

تزداد أهمية الطرق العددية في مرحلة التصميم، نظرًا لقدرتها على دمج التعقيد التقني وسلوك التربة المحيطة أو عمليات الحفر عند تقييم الحركات الناتجة عن أعمال البناء تحت الأرض .

تكمّن إحدى استنتاجات هذا العمل في حقيقة أن إدخال اللاخطية للتربة في ظل تشوهات ضعيفة يؤدي إلى تنبؤ أفضل بكثير لتحركات التربة حول بنية تحت الأرض محفورة في طين متباين الخواص ومترابطة بقوة.

الكلمات المفتاحية: تشوهات صغيرة، نفق، نمذجة عددية، Plaxis .

Remerciement

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin d'émener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

*Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement notre encadreur **Houhou Mohamed Nabil** pour tous les conseils, supports et l'aide qui nous ont apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis.*

Nous remercions aussi tous les enseignants du département (génie civil) pour tous ses aides et soutien qui ont servi à la réalisation de ce modeste travail.

*Je tenais à exprimer particulièrement mes vifs remerciements à tous ceux qui apporté leur aide et soutient notamment **Aissa Aichouna , Ziane Taibaoui ,***

& Biskri El – hacene.

Nous remercions également le Président et les membres du Jury qui nous ont fait l'honneur d'accepter de juger notre mémoire.

Enfin, nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

Dédicaces

**AU NOM D'ALLAH, LE TOUT MISÉRICORDIEUX, LE TRÈS
MISÉRICORDIEUX**

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents

A ma l'âme mère et mon père que Dieu le Tout Puissant le garde en bonne santé.

A mes chers frères

Hamza, & Nour Eddine et ces enfants Abderrahmane et Fatima.

A ma chère sœur

Houda

A ma grande famille

Oncles, tantes, cousins, cousines.

A tous mes chers amis (es)

En particulier : Mr. Biskri El-Hacene, Ziane , Miloud , ...

Et à tous ceux qui me sont chère.

A toute la promotion Génie Civil 2019/2020

Hakim

Sommaire

Résumé	I
Remerciement	II
Dédicace	III
Sommaire	IV
Liste des figures	VI
Liste des tableaux	IV VII
Introduction Générale	IX
<u>Chapitre I</u> : Recherche bibliographie.	
Introduction	10
I : Généralité sur les tunnels.....	11
I.1 : historique des ouvrages souterrains	11
I .2 : forme des tunnels.....	12
I.3 principaux types des tunnels	12
I.3.a - Si l'on se réfère à leur objet	12
I.3.a.1 Les tunnels de communication	12
I.3.a.2 Les tunnels de transport et d'évacuation	13
I.3.a.3 Les tunnels et cavités de stockage	13
I.3.b - Si l'on se réfère à la forme des ouvrages	14
I.4 Les Problèmes D'exécution D'un Tunnel	15
II. Technique de creusements	16
II.1 Processus de choix.....	16
II.2 Modes de creusements des tunnels	18
II.2.1 abattages à l'explosif	18
II.2.2. Creusement à attaque ponctuelle	19
II.2.3. Creusement au tunnelier (TBM)	20

II.2.3.1. Description	20
II.2.3.2. Eléments Principaux et mode de fonctionnement de TBM	21
II.3 Les différentes méthodes de creusements	22
II.3.a Méthode de creusement à pleine section	22
II.3.b Méthode de creusement par demi-section	23
II.3.c Méthode de creusement en section divisée	23
III Mouvements de sol lors du creusement d'un tunnel	24
III.1 Description générale des mouvements du sol	24
IV Les méthodes des calculs	27
IV.1 Méthode empiriques ou semi-empiriques	27
IV.1.1 Cuvette de tassement transversale	27
IV.1.2 Les tassements horizontaux	30
IV.1.3 Cuvette de tassement longitudinale	31
IV.2 Méthodes analytiques	32
IV.3 méthode numérique	34
IV.3.1 Les différentes méthodes numériques	35
IV.3.2 Les différents types de modélisations de tunnel	35
IV.3.2.1 La modélisation 2D en déformations planes	36
IV.3.2.2 La modélisation 2D en conditions axisymétriques	37
IV.3.2.3 La modélisation tridimensionnelle	38
Conclusion	39

Chapitre II : Présentation de l'Outil Numérique.

Introduction	41
I Discrétisation d'un milieu continu	42
II Procédures de calcul	45
III Les lois de Comportements.....	45
III.1 Loi élastique linéaire isotrope (Loi de HOOK)	45

III.2 Comportement élasto-plastique	45
III.2.1 Notions de bases fondamentales	46
IV Les critères de rupture	48
V Présentation du logiciel PLAXIS	51
V.1 Modèle de Mohr-Coulomb	52
Conclusion	54

Chapitre III : Présentation de l’Ouvrage et Résultats

Introduction	55
I. présentation générale du projet	56
I.1 la localisation de projet.....	56
I.2 Méthode du creusement retenues et section transversale	58
I.3 Instrumentations mises en place	60
I.4 La géologie et le contexte géotechnique du site.....	62
I.4.1 Propriétés géotechniques	63
II. Modélisation 2D simplifiée	65
II.1 Géométrie et Maillage étudiés	65
II.2 Conditions aux limites	65
II.3 Conditions initiales des contraintes	66
II.4 Simulation du creusement	66
II.5 Comportement des matériaux	67
III. Résultats et discussion	68
IV Etudes paramétriques	71
IV.1 Hardening Soil Model (HSM)	71
IV.2 Hauteur de couverture	72
IV.3 Simulation du mode de creusement	75
Conclusion	78
Conclusion Générale	79
Bibliographie	80

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Tunnels de communication	12
Figure I.2 : Tunnels de transport et d'évacuation.	13
Figure I.3 : Tunnels et Cavité de stockage.	13
Figure I.4 : Organigramme Explicatif pour classification globale des ouvrages souterrains(J.IDRIS.2007).	14
Figure II.1 : Plan de tir séquentiel.	19
Figure II.2 : Machine à attaque ponctuelle.	19
Figure II.3.a : Bras à attaque transversale.	20
Figure II.3.b : Bras à attaque radiale.	20
Figure II.4 : Machines à attaque global (TBM)	21
Figure II.5 : Creusement à pleine section.	22
Figure II.6 : Creusement de demi-section.	23
Figure II.7 : Creusement de la section divisée.	23
Figure III.1 Les trois composantes de la déformation dans le massif provoquée par le creusement d'un tunnel .	24
Figure III.2 : Cuvette de tassement 3D	25
Figure III.3 : Résultats inclinométriques (a. Bernat [1996] . b. Ollier [1997])	26
Figure IV.1 : Cuvette de tassement en surface (Attewell et al. 1986).	27
Figure IV.2 : Loi normalisée pour représenter la distribution transversale des tassements (Peck 1969)	28
Figure IV.3 : Variation du paramètre de cuvette de règlement en fonction de la géométrie du tunnel (Peck 1969, cité par Mahmoud Ahmed 2011)	29
Figure IV.4 : Déplacements horizontaux et cuvette de tassement en surface (O'Reilly & New,1982).	30
Figure IV.5 : Profil longitudinal de la cuvette de tassement de surface (Attewell et al. 1986).	31
Figure IV.6 : notions de pression fictive et déconfinement autour du front de taille (martin 2007).	33

Figure IV.7 : courbes de convergence, de confinement et assemblage (martin 2007).	33
Figure IV.8 : variations du taux de déconfinement	34
Figure IV.9 : Repère du problème 2D-plan.	36
Figure IV.10 : Modèle longitudinal et transversal du tunnel.	36
Figure IV.11 : Repère du problème axisymétrique.	37
Figure IV.12 : Substitution du problème 3D en un problème 2D axisymétrique.	38
Figure IV.13 : Exemple de maillage 3D	38

Chapitre II

Figure I.1 : Discrétisation d'un milieu continu.	42
Figure I.2 : Différents types d'éléments pour le cas bidimensionnel	42
<i>Figure III.1</i> : Comportement élasto-plastique avec écrouissage	46
Figure III.2 : Représentation de Surface de charge dans le plan Octaédrique	47
Figure IV.1 : représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes	49
Figure V.1 Organigramme de la structure de différentes tâches en code Plaxis	52
Figure V.2 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	52
Figure V.3 : Définition du module d'Young E	54
Figure V.4 : Résultats d'essais triaxiaux drainés et le modèle élasto-plastiques de type Mohr-Coulomb.	54

Chapitre III

Figure I.1 : Localisation du tunnel-hall au terminal 4 (Aéroport d'Heathrow) et instrumentation mise en place.	57
Figure I.2 : Le tunnel du hall central : Section transversale et instrumentation mise en place (MMS VIII)	59
Figure I.3 : Le tunnel du hall central : Creusement en section divisée.	59
Figure I.4 : Le tunnel du hall étudié : Instrumentation visant à suivre les mouvements de sol engendrés par le processus de creusement	61
Figure I.5 Teneur en eau, Limite de liquidité et indice de plasticité.	63
Figure I.6 : Argile de Londres : Profil de K_0	64
Figure II.1 : Géométrie et maillage en éléments finis (PLAXIS)	65
Figure II.2 Simulation du creusement par la méthode de « λ »	66
Figure II.3 : Calage des paramètres (PLAXIS).	68

Figure III.1 : Cuvette de tassement en surface (PLAXIS)	69
Figure III.2 : Cuvette normalisée de tassement en surface (PLAXIS)	69
Figure III.3 : Déplacements latéraux (PLAXIS).	70
Figure IV.1 : Surface de charge d'après Schanz et al (1999).	71
Figure IV.2 : Courbe hyperbolique pour la relation contrainte-déformation (Schanz et al 1999)	71
Figure IV.3 : Impact de la couverture au-dessus du tunnel sur les tassements en surface.	73
Figure IV.4 : Impact de la couverture du tunnel sur les déplacements latéraux au niveau du centre de tunnel étudié.	74
Figure IV.5 : Cuvettes de tassement pour une couverture de 1D	74
Figure IV.6 Paramètre i : Comparaison entre simulation et approches empiriques	75
Figure IV.7 : Simulation du creusement en déplacements contrôlés	76
Figure IV.8 : Impact de la réduction d'aire de la section transversale sur les tassements en surface.	77
Figure IV.9 : Cuvettes de tassement en surface : Comparaison entre la méthode λ et la méthode des déplacements contrôlés.	77

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

Tableau I.1 : Estimation de « Smax » à partir des relations empiriques.....	29
---	----

Chapitre II

Tableau I.1 : Loi de comportement classique.....	27
--	----

Chapitre III

Tableau III.1 : Perte de volume calculée.....	78
---	----

Introduction Générale

La construction d'entreprises souterraines a connu un développement majeur au cours des dernières décennies. La création et l'utilisation de ces sociétés peuvent être considérées comme l'un des développements d'infrastructure les plus importants dans les pays développés. Malgré toutes les difficultés, il existe de nombreuses raisons pour lesquelles les humains pourraient exploiter l'espace souterrain. La densification des agglomérations urbaines a entraîné une congestion de la surface du sol et une congestion du trafic, et ces problèmes peuvent être résolus par une solution souterraine : stations, routes souterraines, métros et réseaux divers. De même, le développement des modes de communication interurbains (autoroutes, voies ferrées et fleuves) et le développement de grands programmes de production d'énergie hydroélectrique et d'équipements d'irrigation conduisent souvent à des traversées difficiles qui nécessitent la construction de grands ouvrages, tels que des tunnels.

Le tunneling est un processus très délicat car une légère erreur peut causer des dommages graves et coûteux. Pour assurer une meilleure stabilité de la structure, le choix de la méthode de forage doit être judicieux et des précautions doivent être prises lors des différentes étapes des travaux.

Les structures souterraines, en particulier les tunnels, et les études géologiques et géotechniques profondes tout au long de la période de fouille, ont été utilisées dans plusieurs méthodes pour déterminer le comportement des masses rocheuses pendant les phases de fouille. L'excavation en sol meuble nécessite généralement la mise en place rapide de supports pour éviter d'éventuels glissements de terrain sur les parois du tunnel, dont les conséquences peuvent être désastreuses pour le personnel du chantier d'une part, et pour maintenir la stabilité. D'autre part, pour réduire les déformations de la masse rocheuse environnante. Le comportement mécanique de ces structures résulte de l'interaction de la structure du sol, qui travaillent ensemble pour supporter les charges provoquées par le relâchement de la terre.

Tous les processus de conception, de construction et de support nécessitent une analyse très minutieuse., des facteurs qui affectent la stabilité, l'interaction et la distribution des contraintes autour des tunnels, en particulier les tunnels adjacents.

Ce projet de fin d'étude vise à étudier et à modéliser numériquement l'extension de l'aéroport d'Heathrow « Londres » et plus particulièrement la galerie du hall central du terminal 4 de la ligne « Heathrow Express ».

Nos travaux visaient d'abord à comprendre l'un des problèmes majeurs lié à la construction de ce type d'ouvrage est constitué par les mouvements engendrés par l'excavation, ces mouvements pouvant endommager les structures déjà disposées. Dans ce contexte le projet comporte deux plateformes de tunnels. Ces tunnels sont connectés ensemble et sont traversés par un tunnel de ventilation à chaque tête. Ils ont une longueur de 220 m et 62 m² de section transversale. La galerie du hall a une section transversale de 49 m² et s'étend sur 64 m de longueur. Ce résumé comprend trois (03) chapitres :

Chapitre 1 : Informations générales sur les tunnels, les différentes techniques et méthodes de creusage, en plus du mouvement provoqué par les tunnels endommager les structures et des méthodes de calcul utilisée.

Chapitre 2 : Présentation de l'outil numérique Plaxis.

Chapitre 3 : présentation de l'ouvrage et la modélisation numérique bidimensionnelle de tunnel à l'aide du logiciel PLAXIS avec des discussions sur les résultats obtenus.

Enfin, nous clôturons ces observations par une conclusion générale.

Chapitre I :
Recherche Bibliographie

Introduction :

L'extension des voies de communication (routes, autoroutes, voies ferrées) impose souvent des franchissements difficiles, qui conduisent généralement à la construction des tunnels. Aller en souterrain s'avère la solution optimale de point de vue urbanistique pour offrir de l'espace et contribuer à la croissance urbaine. Mais le souterrain donne souvent des problèmes aux ingénieurs de Génie Civil car la mission est périlleuse.

La construction des tunnels s'est multipliée à travers le monde. La majorité de projet de construction des tunnels ont été achevés sans danger. Cependant, il existe toujours un risque intrinsèque associé à la construction des ouvrages souterrains, depuis qu'il implique les sous-sols qui est en grande partie mal connu. Plusieurs incidents, dans les projets de tunnels, ont été reportées, qui ont résulté en retard, surcoût, et dans quelques cas des blessures et perte de vie humaine. Il y a, par conséquent, une urgence croissante d'évaluer et maîtriser les risques associés aux constructions de ces ouvrages. Les dangers rencontrés sont bien connus :

Eboulement, enfouissement, inondation des chantiers, etc.

L'ingénieur est donc confronté à deux problèmes majeurs :

- Préserver la stabilité de l'ouvrage contre d'éventuels accidents pour assurer le succès des travaux.
- Contrôler les déformations du massif encaissant.

Il est indispensable de présenter les diverses options de point de vue juridique, économique et technique liée à la construction de tunnel, pour mieux comprendre l'impact de l'ouvrage sur l'environnement.

I. Généralité sur les Tunnels :

I.1 Historique Des Ouvrages Souterrains :

Les travaux souterrains ont toujours été difficiles et dangereux, mais cela n'a pas empêché l'homme de se lancer, très tôt, dans cette aventure. Les découvertes d'excavations remontant à la plus haute antiquité, témoignent des abris et des galérais souterrains servant de protection contre les intempéries et les multiples dangers.

Les premiers travaux souterrains, recensés remontent à l'époque des *Babyloniens*, ou un tunnel avait été construit, il y a quatre mille ans en *Mésopotamie* passant sous *L'Euphrate*, ayant une section de 3.60-4.50 mètres, sur une longueur de plus d'un kilomètre, reliant le palais de *Babylone* au temple de *Jupiter*.

La construction des tunnels trouve aussi son origine, dans les civilisations d'*Egypte*, de la *Grèce* et de *Rome*. Parmi eux le plus fameux est le tunnel aqueduc en 350 avant J.C par *Epalions* dans l'île grecque de *Samos* et le plus remarquable tunnel de *Pouzzoles* : Construit par les romains en 37 après .J.C, de longueur de 900 m, largeur de 7.5m et d'une hauteur de 9m. A cette époque, certains ouvrages exceptionnels, comme les abris et les couloirs naturels, ont été utilisés pour répondre aux besoins d'irrigation et d'alimentation des villes en eau.

Lorsqu'il fallait creuser dans la roche dure, il leur arriver de chauffer et dilater cette dernière a' l'aide du feu, puis l'amener à un refroidissement brutal pour la faire éclater sous le choc thermique. Au cours du Moyen-âge les modes de creusement et de soutènement sont restés toujours analogues a' ceux de l'antiquité.

Il fallait attendre les 18^{eme} et 19^{eme} siècles pour que les techniques de construction souterraine connaissent un véritable essor, avec le développement industriel et l'évolution des moyens de transports à travers le métro. De cette époque encore, date le grand égout circulaire de *Paris*, de longueur de 6128 m et hauteur de 2 m, ils ont été achevés en 1740. La première ligne de métro (abréviation du métropolitain) a été inaugurée à *Londres* en 1863. [23]

I.2 Forme Des Tunnels :

Selon le but assigné au tunnel, la lithologie du terrain encaissant il existe :

- Tunnels sous forme circulaire.
- Tunnels sous forme de fer à cheval.
- Tunnels sous forme elliptique.
- Tunnels sous forme rectangulaire ou carrée. [2]

I.3 Principaux Types Des Tunnels

Un tunnel est une galerie souterraine livrant passage à une voie de communication (chemin de fer, canal, route, chemin piétonnier). On peut classer comme tunnels les grands ouvrages hydrauliques souterrains, tels que les aqueducs, collecteurs et émissaires destinés soit à l'amenée, soit à l'évacuation des eaux et certaines conduites établies en liaison avec les barrages et usines hydro-électriques. Il existe plusieurs paramètres de classification des tunnels. [2]

I.3.a - Si l'on se réfère à leur objet, on peut distinguer plusieurs types de tunnels :

I.3.a.1 Les tunnels de communication Parmi lesquels :

- Les tunnels routiers.
- Les tunnels ferroviaires.
- Les tunnels de navigation. [2]



Tunnels routier



Tunnels ferroviaires

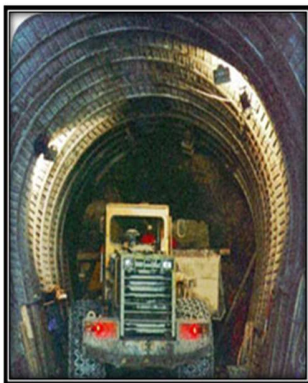


Tunnels de navigation

Figure I.1 : Tunnels de communications

I.3.a.2 Les tunnels de transport et d'évacuation

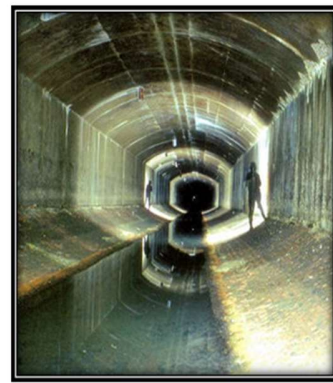
- Galeries hydrauliques.
- Galeries de canalisations.
- Adductions d'eau.
- Égouts (évacuation des eaux usées). [2]



Galeries hydrauliques



Marchandises



Egouts

Figure I.2 : Tunnels de transport et d'évacuation.

I.3.a.3 Les tunnels et cavités de stockage

- Cavités et parkings .
- Stockages liquides ou gazeux .
- Dépôts de déchets (industriel ou radioactif).
- Abris de défense civile au militaire . [2]



Cavité Souterraine



Stockage industriel



Abris

Figure I.3 : Tunnels et Cavité de stockage.

I.3.b - Si l'on se réfère à la forme des ouvrages, on peut distinguer :

- Les tunnels proprement dits et les puits qui sont des ouvrages à grand développement linéaire et dont la section est constante ou peu variable.
- Les cavités aux formes plus ramassées et souvent moins régulières dans lesquelles aucune des dimensions n'est prépondérante.

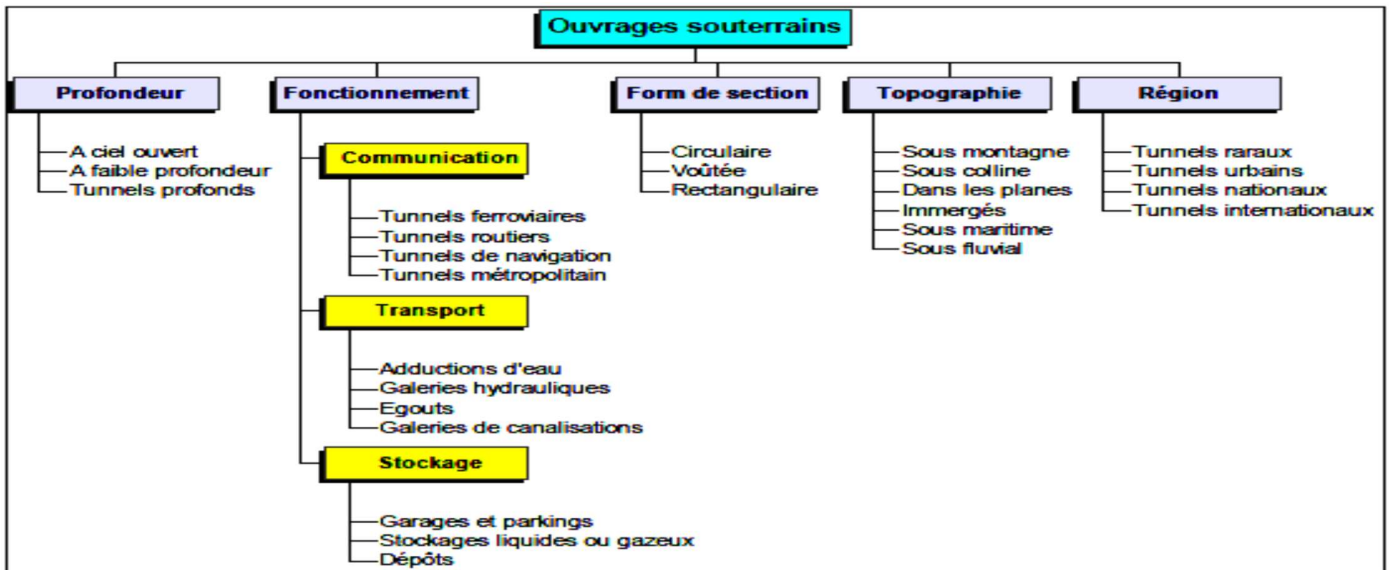


Figure I.4 : Organigramme Explicatif pour classification globale des ouvrages souterrains(J.IDRIS.2007).

Cet organigramme donner une explication plus détaillée et bien ordonnée sur la classification des ouvrages souterrains (tunnels), selon leur profondeur, fonctionnement, forme de section, topographie et région. [2]

I.4 Les Problèmes D'exécution D'un Tunnel

La construction en souterrain, particulièrement dans le cas des tunnels urbains engendre des risques spécifiques pendant tous les stades du projet et en particulier durant sa construction, son exploitation et après son abandon. En raison des incertitudes inévitables, sur la réponse du terrain à l'effet du creusement, sur les conditions hydrologiques liées à la présence potentielle de l'eau souterraine, sur l'efficacité du soutènement et autre incertitude géologiques, géotechniques ou géomécaniques.

Les principaux risques rencontrés dans la construction et l'exploitation des tunnels sont les :

1. Risques géotechniques et géologiques : ces risques sont liés à l'insuffisance des informations obtenues à travers la campagne de reconnaissance, à la capacité de prévoir la réponse du terrain à l'action de creusement.
2. Risques hydrologiques : les risques hydrologiques sont associés à l'insuffisance des informations recueillies en ce qui concerne l'hydrologie souterraine dans la zone du projet.
3. Risques d'étude : liés surtout à la difficulté du projet à s'adapter aux conditions géomécaniques rencontrées réellement, aux défauts de construction, à l'expérience du bureau d'étude ainsi qu'aux contraintes contractuelles.
4. Risques de construction ou de creusement : liés au choix de la méthode de construction non appropriée ou mal maîtrisée, aux phénomènes d'instabilité, à l'expérience de l'équipe du constructeur et aux contraintes contractuelles.
5. Risque opérationnel lié aux défauts de fonctionnement et aux accidents.
6. Risque financier, lié aux contraintes sociales et politiques, à la non-acceptation des responsabilités, aux contentieux et à la sécurité. [3]

II. Technique de creusements

Le creusement en souterrain s'applique à toutes sortes de catégories de terrains. Suivant les cas, on sera donc amené à utiliser l'explosif ou des méthodes purement mécaniques. Deux questions sont souvent posées :

- Comment choisir une méthode de creusement ?
- Dans quels cas le creusement mécanisé est-il préférable au creusement à l'explosif ?

À ces questions, il est difficile d'apporter, dans tous les cas, des réponses rigoureuses. Les critères du choix sont nombreux et leur importance relative varie à tel point que la bonne réponse peut être différente suivant l'entreprise chargée des travaux.

La nature du terrain est bien sûr le critère essentiel, mais il est loin d'être le seul. D'autres éléments comme les exigences de l'environnement, le délai imposé ou la performance d'équipement existant dans l'entreprise peuvent jouer un rôle déterminant dans ce choix.

II.1 Processus de choix

A. Première phase :

Le choix résulte, en première phase, d'un compromis entre les exigences :

- Du terrain encaissant,
- Du site et de l'environnement,
- De la géométrie,
- Du procédé de construction lui-même.

Le processus de raisonnement qui en résulte, procédant par approximations successives, doit aboutir, à chaque stade, à une appréciation du bilan économique d'ensemble de l'investissement (y compris accès, expropriations, bilan de l'utilisateur, etc.).

Cette démarche, plus ou moins détaillée selon la complexité du projet étudié, aboutit à 2 ou 3 variantes techniques possibles.

B. Deuxième phase :

La règle est alors en priorité l'étude de ceux, parmi ces 2 ou 3 procédés de construction, qui assurent le mieux possible et dans un ordre décroissant d'importance :

- La sécurité de l'ouvrage, pendant et après sa construction .
- Une uniformité de méthode sur toute la longueur de l'ouvrage (car les changements nécessitant l'amenée de nouveaux matériels sont toujours longs et coûteux).
- la souplesse d'emploi (de façon à s'adapter aux difficultés souvent imprévisibles).
- la limitation des nuisances engendrées sur l'environnement en site urbain notamment.

C. Troisième phase :

Ultérieurement, lors de la consultation des entreprises et du choix définitif, interviennent de nouveaux critères liés à la conjoncture, à la technicité propre des entreprises, à l'économie du projet, etc.

- Conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés.
- Niveau technique des entreprises concurrentes (personnels spécialisés, matériels disponibles, expérience acquise...).
- Insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution.
- Coût de la solution et aléas correspondants.

En matière de travaux souterrains, la procédure de consultation doit conserver une certaine souplesse, la solution proposée par le maître d'œuvre étant rarement la seule possible. Il est souhaitable dans certains cas, d'autoriser les soumissionnaires à présenter des variantes d'exécution utilisant des méthodes particulières dont ils ont l'expérience ou des matériels déterminés en leur possession. Afin d'assurer une certaine homogénéité technique des différentes propositions, il est en général nécessaire pour le maître d'œuvre de limiter dans le dossier de consultation, le champ de variation possible des caractéristiques de l'ouvrage dont certaines ont été fixées ne variant pas dès l'origine du projet pour des raisons administratives ou techniques. C'est ainsi que la qualité des offres des entreprises et finalement l'économie finale de l'ouvrage, le respect de la sécurité et des délais d'exécution sont directement fonction de la qualité des études fournies par l'administration, et du délai laissé aux entreprises pour établir leur proposition. [4]

II.2 Modes de creusements des tunnels :

- ✚ Creusement à l'aide de l'explosif.
- ✚ Creusement à attaque ponctuelle.
- ✚ Creusement au tunnelier (TBM).

II.2.1. Abattage à l'explosif :

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les massifs rocheux loin des agglomérations, pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue économique.

L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaire suivantes :

- ✓ Traçage et perforation du plan de tir.
- ✓ Chargement des trous de mines et tir de la volée.
- ✓ Ventilation et purge de l'excavation.
- ✓ Évacuation des déblais du front de taille (marinage).

Le traçage du plan de tir (*Figure II.1*) souvent commun aux opérations de pilotage de la galerie (implantation et vérification de l'axe de la galerie, contrôle du pourtour de l'excavation) est exécuté sur la base d'un plan de tir théorique adapté aux conditions particulières du front de taille (fracturation, hétérogénéité, hors profil et en profil), et à la qualité des roches rencontrées. Pour améliorer la qualité du traçage et pour réduire les délais nécessaires à cette opération, il est procédé à une projection de plan de tir théorique au moyen d'un appareil optique installé en galerie à proximité du front de taille. Le dernier développement consiste à mémoriser le plan de tir dans un logiciel de perforation automatique au moyen d'un ordinateur embarqué sur le jumbo de foration.[1]

La perforation des trous de mine de la volée s'effectue au moyen d'outils perforateurs qui suivant les dimensions de la section à réaliser sont soit simplement montés sur des poussoirs (marteaux poussoirs), soit montés sur des bras à glissière constituant ainsi des jumbos de forage automoteur de 2 à 5 bras avec nacelle. [1]

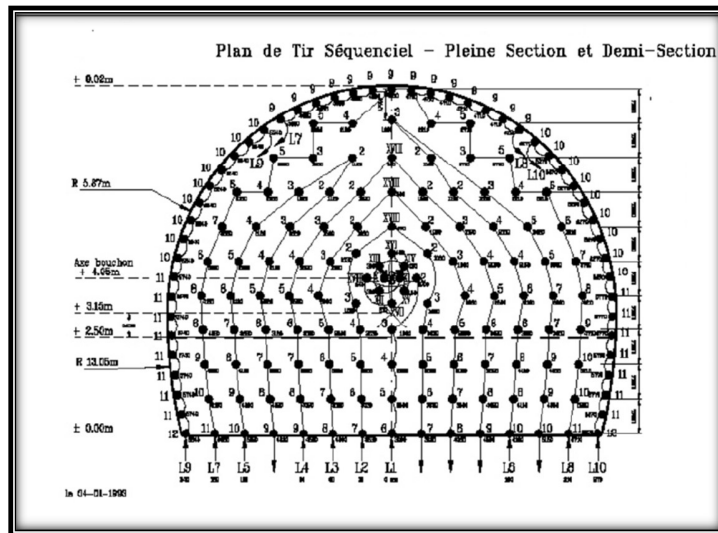


Figure II.1 : Plan de tir séquentiel.

II.2.2. Creusement à attaque ponctuelle

Ces techniques sont en général exécutées à l'aide des bras montées sur un châssis automoteur à chenilles (*Figure II.2*). Ce châssis supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête fraiseuse capable de balayer une surface de front plus ou moins importante autour de sa position moyenne. [1]



Figure II.2 : Machine à attaque ponctuelle.

Dans les machines à attaque transversale, la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras (*Figure II.3.a*). Dans les machines à attaque radiale, la fraise, appelée aussi

tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentiellement la surface du front (*Figure II.3.b*).

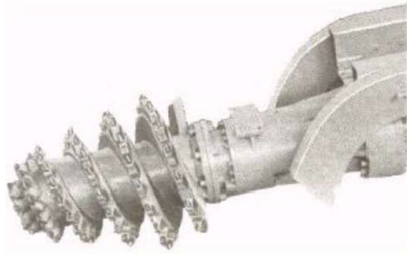


Figure II.3.a : Bras à attaque transversale.



Figure II.3.b : Bras à attaque radiale.

Dans le premier cas, le creusement de chaque volée commence par l'exécution d'une sorte de forage perpendiculaire à la surface du front permettant à la fraise de pénétrer dans le terrain et se poursuit par un fraisage progressif des parois de ce pré-creusement. Dans le deuxième cas, le creusement se fait en principe toujours par fraisage tangentiel à la surface cylindrique du « tambour ». [1]

II.2.3. Creusement au tunnelier (TBM) :

II.2.3.1. Description.

Les **TBM** (*Tunneling Boring Machine*) sont des outils à attaque globale possèdent une tête de coupe rotative qui occupe la totalité de la section de la galerie. C'est une machine foreuse à moyen d'excavation mécanisé à pleine section (*Figure II.4*), qui par son principe fondamental de travail continu.

L'avancement se fait à l'aide des patins d'ancrages qui prennent appui sur la paroi de la galerie, puis des vérins hydrauliques permettent de faire avancer la tête de creusement. La vitesse de creusement atteinte avec ce type de machine est comprise entre 29 et 86 m par jour en roche dure. [5].

- ✚ **Avantage** : Ne nécessite pas beaucoup de main d'œuvre, rapidité d'exécution, ne provoque pas d'éboulement ce qui entraîne une bonne tenue du terrain.
- ✚ **Inconvénient** : L'inconvénient majeur de ce genre de machine est son coût très élevé, son utilisation exige une main d'œuvre hautement qualifiée, ne pas être amortissable que pour une longueur de tunnel assez importante.



Figure II.4 : Machines à attaque global (TBM).

II.2.3.2. Eléments Principaux et mode de fonctionnement de TBM :

- Une tête de forage ou plateau porte-outils de forme circulaire dans les machines rotatives sur lequel sont disposés les outils de coupe de type molettes, disques ou pics.
- Un bâti fixe dans lequel sont repris les efforts de poussée de la tête sur le front de taille et le moment résultant du travail de découpe du rocher.
- Un système de propulsion et d'appui de conception différente selon le type de machine et la qualité du terrain encaissant.
- Grippeurs ou patins d'ancrage latéraux vérines au terrain et propulsion par coulissage relatif bâti fixe - tête de forage.
- Groupe de vérins de propulsion prenant appui contre le revêtement mis en place directement à l'avancement ou contre un anneau de réaction quand le terrain n'autorise pas l'utilisation de plaques d'appui.
- Un système de marinage par reprise des déblais au front de taille par les augets solidaires du plateau porte-outils et évacuation par convoyeur jusqu'à l'arrière de la machine. l'extraction des déblais peut être également assurée par une vis située en partie inférieure de la chambre d'abattage.
- Des équipements annexes optionnels : casquette de protection, bras de boulonnage, érecteur de cintres ou voussoirs, lance à béton projeté, foreuse pour sondage de

reconnaissance à l'avancement, bouclier simple ou articulé dans les terrains meubles et aquifères.[5]

II.3 Les différentes méthodes de creusements :

Chaque terrain a ses propres caractéristiques d'où un mode de creusement approprié. Cette situation a poussé les ingénieries de développer des techniques de creusement différentes. Selon la nature de terrain (dur ou meuble) on distingue trois modes de creusement.

- Creusement à pleine section.
- Creusement par demi- section.
- Creusement en section divisée.

II.3.a Méthode de creusement à pleine section :

Cette méthode de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne ou d'assez bonne tenue, lorsque leur section n'est pas trop importante, pour être couverte par un jumbo ou une machine à attaque ponctuelle. Dans le cas contraire, la méthode nécessite de gros engins et devient extrêmement coûteuse.



Figure II.5 : Creusement à pleine section.

II.3.b Méthode de creusement par demi-section :

Cette méthode consiste à excaver dans une première phase la demi-section supérieure du tunnel suivant sa forme définitive. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 ou 6 m. la deuxième phase, consiste à excaver la demi-section inférieure appelée Stross.



Figure II.6 : Creusement de demi-section.

II.3.c Méthode de creusement en section divisée :

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excaver est importante, elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser une autre méthode. Avec un creusement en sections divisées, chaque phase de travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites. Par la même, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la décompression des terrains sous-jacents est plus limitée. [7].

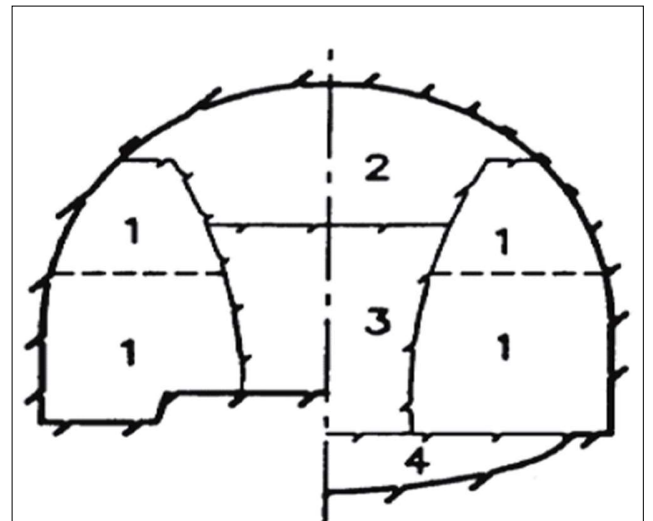


Figure II.7 : Creusement de la section divisée.

III Mouvements de sol lors du creusement d'un tunnel :

Le creusement des 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. Dans le présent chapitre, les différentes méthodes seront présentées par le biais d'exemple tirés de la littérature.

III.1 Description générale des mouvements du sol :

L'introduction d'une cavité dans un terrain modifie l'état des contraintes dans le massif autour de la zone excavée. Il en résulte alors des mouvements au sein du massif. En fonction de l'intensité de cette perturbation, ces mouvements s'accompagnent en général d'un déplacement instantané du front de taille vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel. Toutes ces déformations commencent déjà bien à l'avant du front de taille, comme amplement décrit et démontré à l'aide de mesures in situ par Lunardi et Bindi [2004] et Lunardi [2008]. [6]

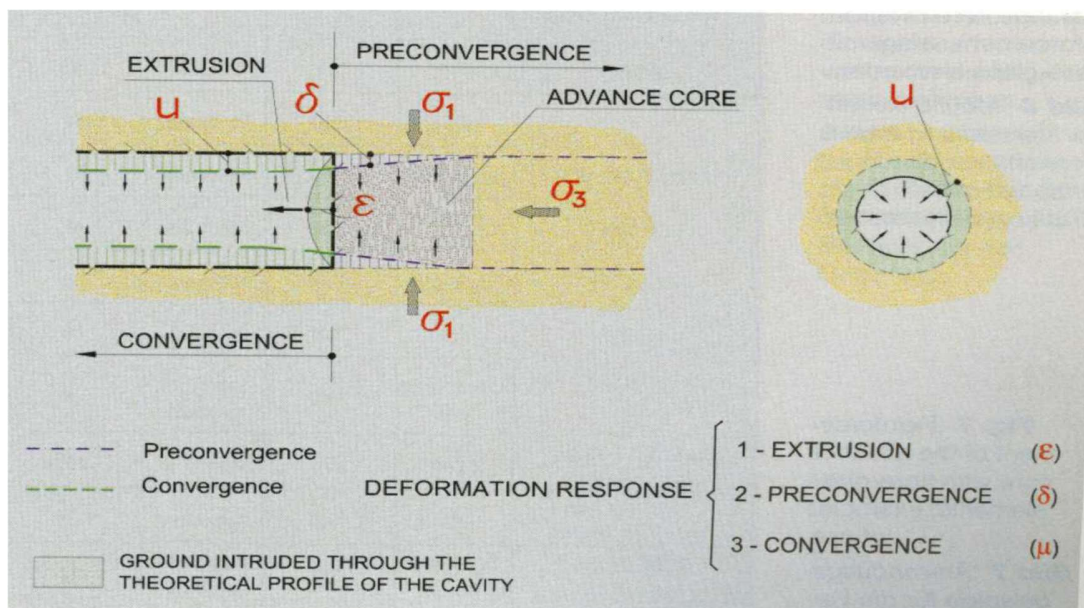


Figure III.1 : Les trois composantes de la déformation dans le massif provoquée par le creusement d'un tunnel (Lunardi et Bindi [2004]).

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 importante, en revanche, l'effet 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 tunnel 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. [6]

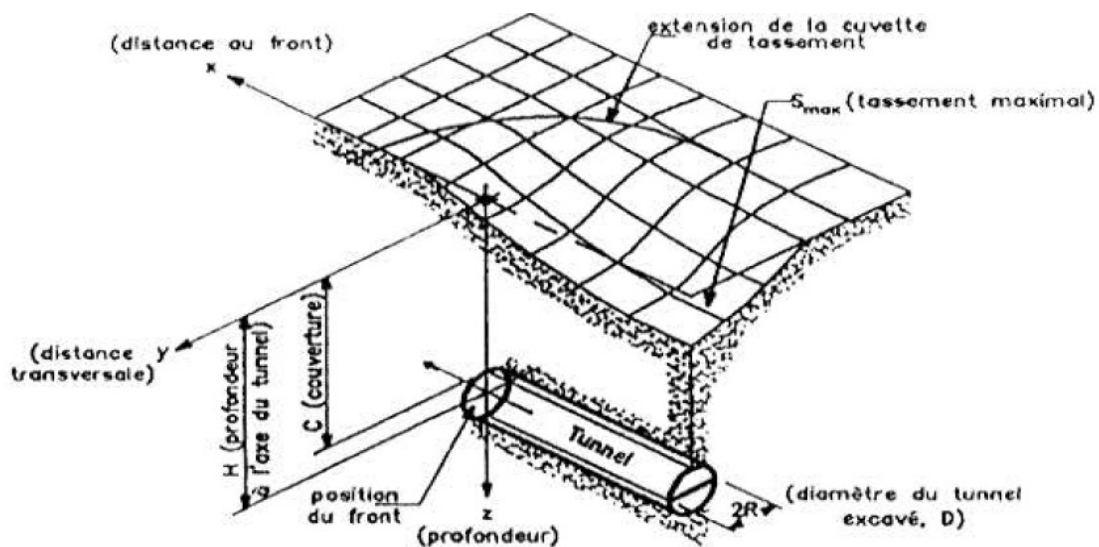


Figure III.2 : Cuvette de tassement 3D (Leblais et al. [1995])

Les déplacements horizontaux dans le massif sont mesurés, dans les directions longitudinale et transversale, à l'aide d'inclinomètres.

Les déformées inclinométriques transversales (figure III.3.a), 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 III.3.b).

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. [6]

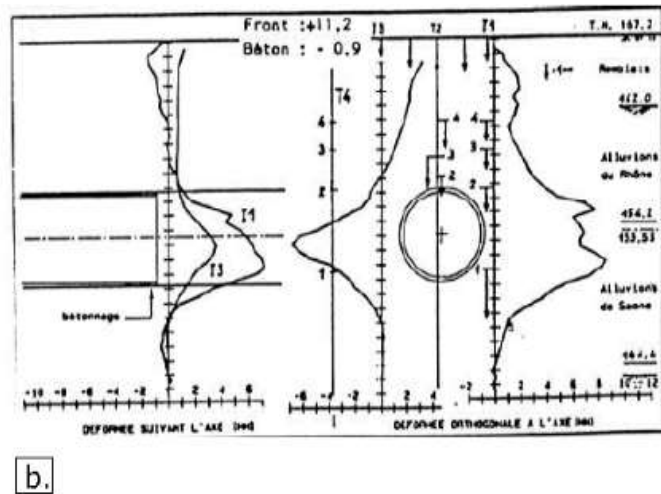
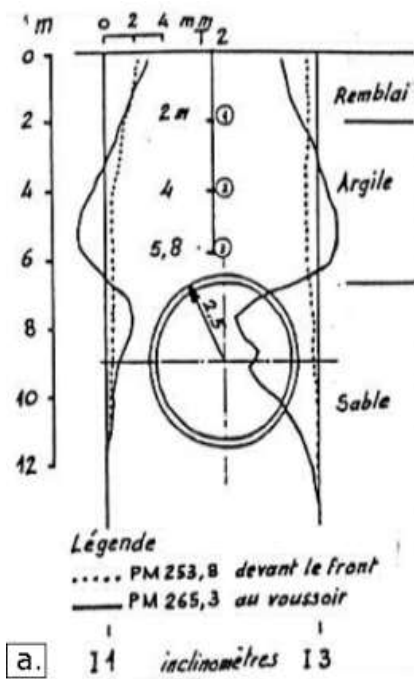


Figure III.3 : Résultats inclinométriques (a. Bernat [1996] . b. Ollier [1997])

IV Les méthodes des calculs :

IV.1 Méthode empiriques ou semi-empiriques :

La représentation mathématique du champ de déplacements autour d'un ouvrage souterrain reste un problème délicat, compte tenu du caractère tridimensionnel de la répartition des mouvements dans le massif de sol ainsi que la présence de structures en surface. Les méthodes empiriques ont principalement pour objectif d'apprécier les tassements en surface à partir d'un nombre de paramètres limités prenant en compte. la profondeur et le diamètre du tunnel, la nature du massif et la perte de volume ou la convergence engendrée par l'excavation. [8]

IV.1.1 Cuvette de tassement transversale :

Afin de prédire les déplacements, différentes méthodes ont été développées. Ces méthodes permettent d'obtenir les tassements en tenant compte de la dimension géométrique de l'ouvrage, de la profondeur de l'excavation, du type de sol, de la localisation des niveaux aquifères. Ces méthodes sont très efficaces si les paramètres observés in situ sont proches des hypothèses prises en compte dans les approches théoriques simplifiées. La (Figure IV.1) présente une cuvette de tassements en surface.

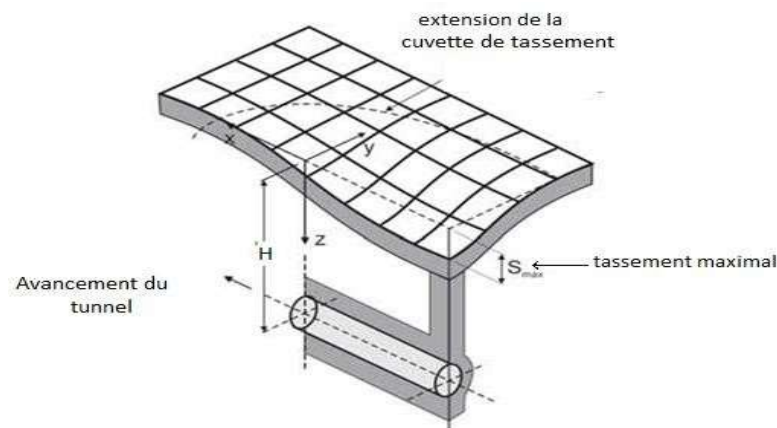


Figure IV.1 : Cuvette de tassement en surface (Attewell et al. 1986.

En 1968, Peck a présenté La formulation analytique de tassement sous la forme suivante :

$$S(x) = S_{max} \exp\left(\frac{-X^2}{2I^2}\right)$$

Cette formule a été proposée après une série de mesures de tassements de 14 tunnels creusés dans des sols plastiques saturées dont les cuvettes de tassement étaient correctement décrites.

- **X** : Représente la distance au centre de la cuvette.

- $S(x)$: Tassement vertical à l'abscisse x .
- S_{max} : Tassement maximum en surface.
- i : Abscisse du point à partir de l'axe de symétrie verticale du tunnel. [8]

La cuvette de tassement est caractérisée par les expressions suivantes (Figure IV.2).

La demi largeur : $L_c=2.5i$

Le rayon minimum de courbure : $S_{max}- i^2$ pour $x=0$

La pente maximum : $0.606 S_{max}/i$ pour $x=\pm i$.

Le point de la courbure maximum : $0.223 S_{max}$ pour $x = \pm i/3$ [13]

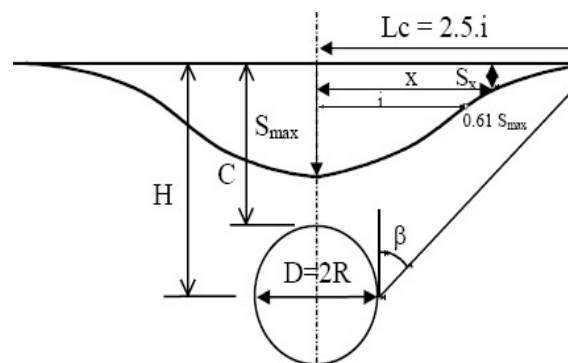


Figure IV.2 : Loi normalisée pour représenter la distribution transversale des tassements (Peck 1969)

❖ Estimation de « i »

La relation définissant la cuvette de tassement ne fait intervenir que les deux paramètres S_{max} et i , lesquels suffisent en général à recalculer la courbe de Gauss sur des mesures expérimentales. Peck (1969) a estimé la valeur de i par la formule [13]

(IV.2)
$$\frac{i}{R} = \left(\frac{H}{2R}\right)^n$$

n est un facteur dimensionnel (0,8-1,0)

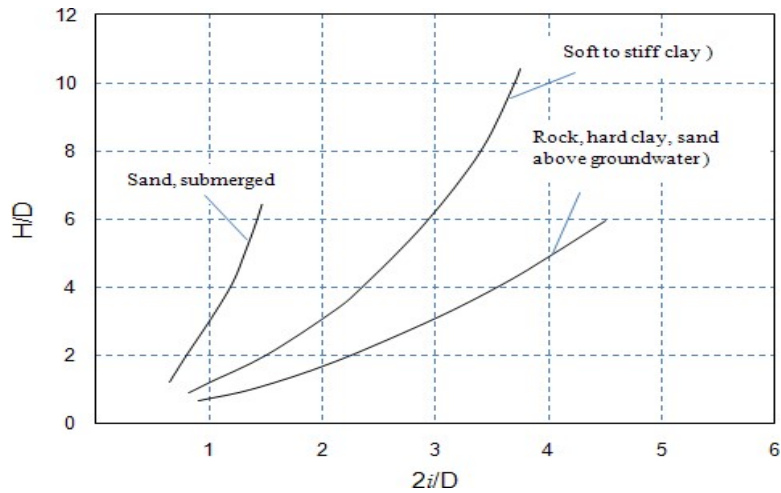


Figure IV.3 : Variation du paramètre de cuvette de règlement en fonction de la géométrie du tunnel (Peck 1969, cité par Mahmoud Ahmed 2011)

❖ Estimation de S_{max}

Le tassement maximum S_{max} a été également déterminé en fonction des données expérimentales, le (tableau IV.1) présente des formules existantes dans la littérature.[13]

Auteurs	Formule proposée	Remarques
Farmer [1977] Attewell [1977]	$S_{max} = \frac{D}{1000} \left(\frac{kD}{H}\right)^{\frac{1}{n}}$	k voisin de 10 et n de 0.67
Atkinson & al. [1977]	$S_{max} = S_{clé} \left(1 - k \frac{h}{D}\right)$	k=0.13 argile surconsolidée k=0.4 sable sous forte contrainte k=0.57 sable dense sous faible contrainte
Sagaseta [1980]	$S_{max} = \frac{\gamma D^2}{E} (0,85 - \nu)$	E module d'Young ν : coefficient de Poisson γ : poids volumique du sol
Oteo & al [1982]	$S_{max} = \frac{1}{1 + k \frac{h}{D}} S_{clé}$	confirmé par Chapeau [1991] : k=0.25 à 0.5 sol argileux k=0.7 à 0.8 sol maintenu sans rupture k=1 à 2 sols granulaires frottant
Poupelloz [1984]	$S_{max} = D \frac{R}{1000} \left(\frac{kD}{H}\right)^{\frac{1}{n}}$	k=9.35 n=0.41 argile raide plastique k=3.22n=0.078 argile plastique saturée k=2.325 n=0.0574 sol granuleux
CETU [1993]	$S_{max} = k \frac{D}{2H} S_{clé}$ ou $S_{max} = 1,5 \left(\frac{2H}{D}\right)^{0,6} S_{clé}$	k=3 si $0,1 < \frac{D}{2H} < 0,25$ k=2 si $0,33 < \frac{D}{2H} < 0,5$
Mair & al [1993]	$S_{max} = 0,313 \frac{V_l D^2}{0,5H}$ ou $S_{max} = \frac{V_s}{i\sqrt{2\pi}}$	ou $V_l = \frac{4V_s}{\pi D^2}$ la perte de volume en % de volume excavé du tunnel V_s le volume de la cuvette de tassement en surface par mètre linéaire de tunnel
AFTES [1999]	$S_{max} = k\lambda \frac{\lambda R^2}{E}$	k dépend de l'état de contraintes dans le sol et de sa nature (k≈2) λ taux de déconfinement

Tableau I.1 : Estimation de « S_{max} » à partir des relations empiriques.

IV.1.2 Les tassements horizontaux :

Les structures proches de l'ouvrage souterrain en creusement sont susceptibles d'être aussi soumises à des tassements verticaux s'accompagnent généralement de déplacements horizontaux. En fait, il existe peu de données in-situ qui concernent la mesure des mouvements horizontaux. O'Reilly et New (1982) ont souligné que les vecteurs de mouvement au-dessus d'un tunnel convergent généralement vers le centre de tunnel. Cette hypothèse aboutit à la répartition de la surface horizontale de déplacements du sol donnée par : [18]

$$S_h(x) = \frac{x}{z_0} S_v(x)$$

Le déplacement horizontal en surface peut être écrit comme suit :

$$S_h(x) = \frac{x}{z_0} \cdot S_{v \max} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \approx \frac{x}{z_0} \cdot \frac{V_t}{2,5 \cdot i} \cdot \text{GLR} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)$$

La **figure IV.4** montre la distribution des déplacements horizontaux et la cuvette de tassement en surface. Conformément aux observations in-situ tirées par Cording et Hansmire (1979), le déplacement horizontal maximal théorique se produit au point d'inflexion où Donc, l'équation peut être réécrite sous la forme :

$$S_{h \max} = \frac{i}{z_0} \cdot 0,6 \cdot S_{v \max}$$

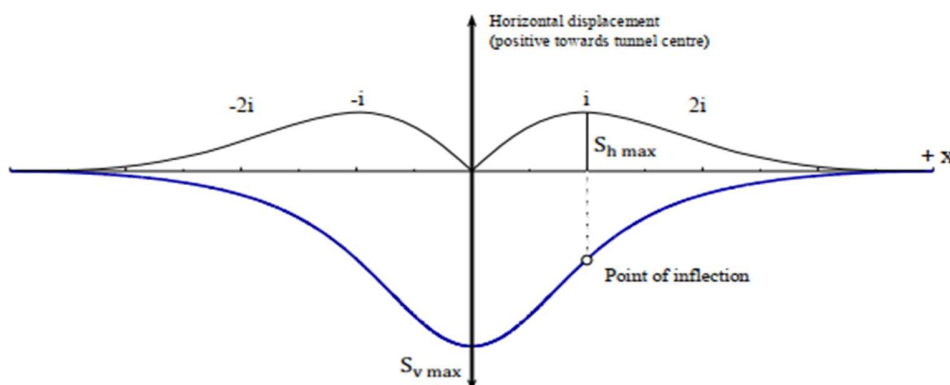


Figure IV.4 : Déplacements horizontaux et cuvette de tassement en surface (O'Reilly & New,1982).

IV.1.3 Cuvette de tassement longitudinale :

Sur la base d'une analyse de données d'ouvrages souterrains, Attewell et Woodman (1982) ont étendu le modèle de Peck pour décrire l'évolution de la cuvette de tassement en fonction de l'avancement du front de taille. Ils ont montré que le profil de tassement longitudinal peut être dérivé en considérant que le tassement final est la somme de toutes les phases excavées. Le tassement au-dessus de la ligne médiane du tunnel à l'emplacement y peut être obtenu à partir de l'équation suivante :

$$S_v(y) = S_{v \max} \cdot \frac{1}{2,5 \cdot i} \cdot \int_{-\infty}^y \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) dy$$

Où y est la distance du front de taille dans la direction longitudinale de la cuvette du tassement. Il est supposé que la moitié du tassement total a lieu lors du passage du front. Cependant, Mair et Taylor (1997) ont conclu que les tassements générés par le creusement au bouclier sont beaucoup plus faibles, ce qui conduit à une translation du profil de tassement longitudinal par une ligne pointillée comme indiqué sur la figure IV.5. [8]

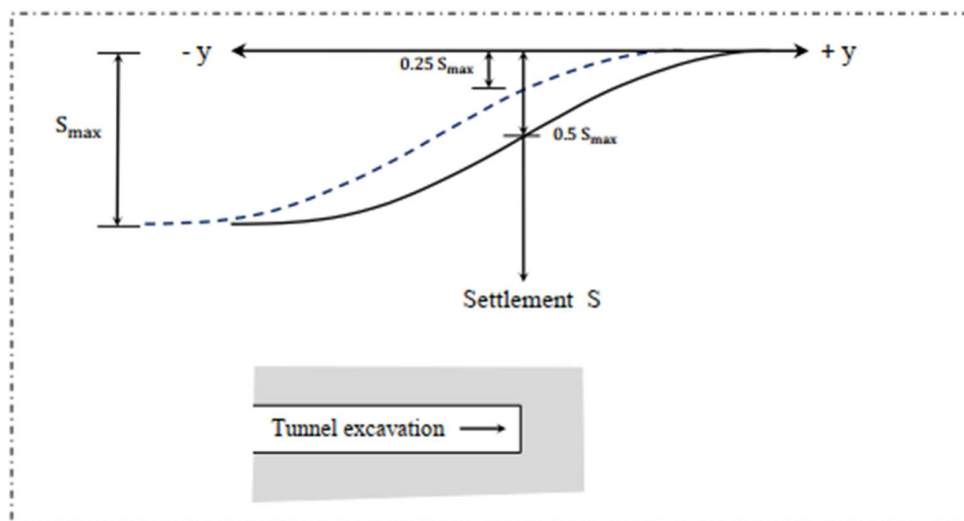


Figure IV.5 : Profil longitudinal de la cuvette de tassement de surface (Attewell et al. 1986).

IV.2 Méthodes analytiques :

Les méthodes analytiques peuvent dans le meilleur des cas fournir une approximation du comportement du sol, car elles ne peuvent pas tenir compte de la complexité des méthodes de construction de tunnels, de la non linéarité et l'anisotropie du sol (Mair, 1999). Elles peuvent, toutefois, fournir une méthode utile et rapide de prévision des tassements en surface après avoir posé des hypothèses vis-à-vis de la géométrie, la stratigraphie, le comportement du sol, l'état initial de contraintes et les conditions aux limites (Dias, 1999).

- **Méthode convergence-confinement**

La méthode convergence-confinement permet d'analyser l'interaction entre le massif et le soutènement en substituant un problème tridimensionnel à un problème bidimensionnel en déformation plane. C'est une méthode de dimensionnement simple pour tenir compte des conditions de mise en œuvre du soutènement derrière le front de taille au prix d'une simplification des lois de comportement et d'une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif.

Le principe de la méthode est de construire deux lignes caractéristiques : la courbe de convergence représentant le comportement du terrain et la courbe de confinement représentant le comportement du soutènement (The Manh VU 2010).

La méthode convergence-confinement est basée sur la considération bidimensionnelle du problème en déformation plane avec un champ de contraintes initiales est hydrostatique (les contraintes naturelles verticale et horizontale sont égales). En plus le tunnel est considéré de section circulaire et suffisamment profond pour que l'on puisse négliger la variation de la contrainte initiale hydrostatique à sa proximité.

Le milieu d'excavation est composé d'un matériau homogène et isotrope. Et le soutènement est supposé exercer une pression radiale uniforme sur les parois de l'excavation.

La figure IV.6 présente les différentes notions du problème mécanique de la méthode convergence-confinement. [6]

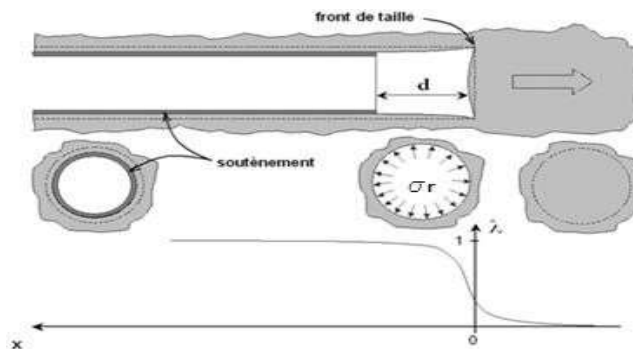


Figure IV.6 : notions de pression fictive et déconfinement autour du front de taille (martin 2007).

• Courbe de convergence :

Pour passer d'un état tridimensionnel, avec un terrain que se déconfinent progressivement autour du front de taille, à un état de déformation plane (que l'on rencontre traditionnellement dans une section éloignée du front), on introduit une pression fictive en paroi.

Cette pression, uniformément répartie sur le pourtour de l'excavation, a une valeur qui décroît avec l'éloignement au front. σ_r varie ainsi de σ_{r0} à 0, de l'état de contrainte initial à l'état entièrement déconfiné. L'évolution de σ_r est donc gouvernée par la distance x , qui permet de se situer par rapport au front de taille (où $x = 0$). On écrit :

$$\sigma_r = (1-\lambda(x)) \sigma_0 \quad 2.5$$

$\lambda(x)$: est appelé taux de déconfinement

La figure IV.7 présente les courbes de convergence et de confinement.

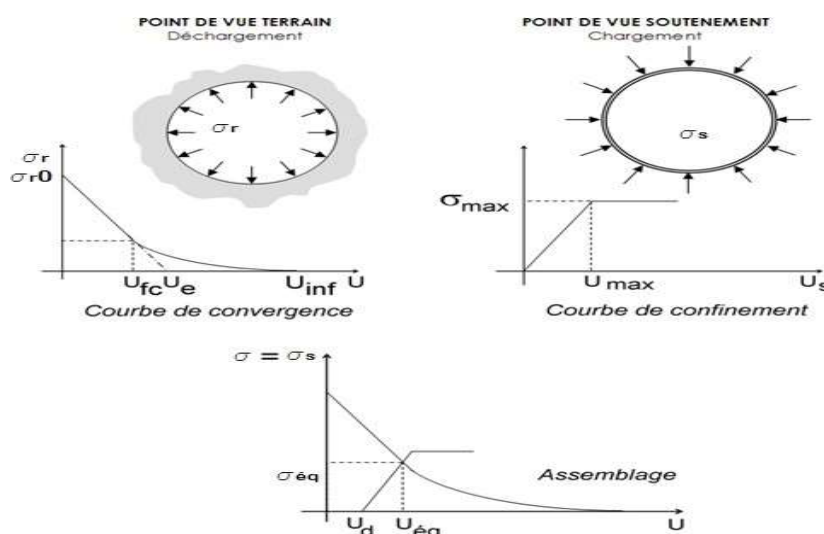


Figure IV.7 : courbes de convergence, de confinement et assemblage (martin 2007).

La valeur du taux de déconfinement à l'endroit x considéré varie de 0 (état initial, en avant du front de taille) à 1 (état complètement déconfiné, loin en arrière du front).

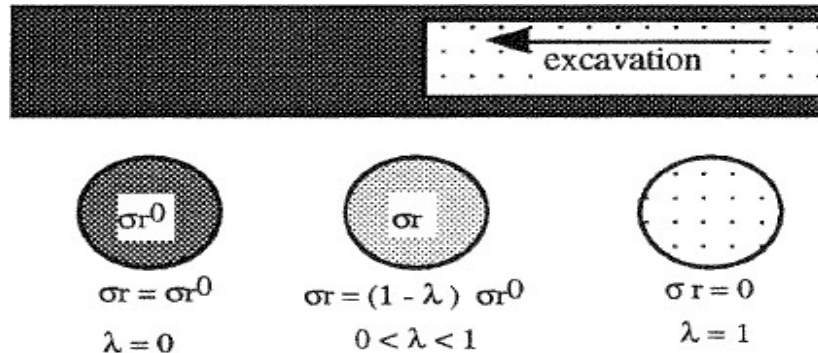


Figure IV.8 : variations du taux de déconfinement

IV.3 méthode numérique :

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

Les méthodes numériques permettent d'obtenir le champ des déplacements, contraintes et des déformations en tout point du massif autour de l'excavation ou le soutènement et de traiter une large gamme de problèmes qui sont difficiles voire impossibles à résoudre avec d'autres méthodes. L'avantage incontestable des méthodes numériques est d'aborder des problèmes théoriques analytiquement insolubles en les remplaçant par une solution numérique approchée.

Le principe commun de ces méthodes réside dans la discrétisation de l'espace du problème étudié et dans la résolution d'un certain nombre d'équations pour obtenir la solution. Ce sont des méthodes qui donnent souvent des résultats très précis (parfois difficilement interprétables) mais qui sont coûteuses d'un point de vue temps machine. En effet, il est courant d'obtenir des systèmes d'équations à plusieurs milliers d'inconnues pour des cas simples.

Ces méthodes sont ainsi généralement utilisées au niveau du projet après un certain nombre d'études plus grossières au moyen de méthodes empiriques et analytiques. Pour le cas des tunnels, ces méthodes permettent de tenir compte des facteurs suivants :

- Géométrie complexe (interaction de tunnels, tunnels non circulaires, ... etc).
- Forces de gravité.
- Prise en compte de l'eau interstitielle.
- Interaction sol/structure.
- Comportement non-linéaire du sol et du soutènement (lois élasto-plastiques, viscoplastiques, ou élasto-visco-plastiques).
- Anisotropie des terrains et de l'état de contraintes initial.
- Charges de surfaces etc...[10].

IV.3.1 Les différentes méthodes numériques :

➤ Eléments Finis :

La méthode des éléments finis est également utilisée de plus en plus grâce à son large éventail de cas qu'elle permet d'étudier. Ses domaines d'applications sont extrêmement variés, parmi ceux qui nous intéressent nous pouvons citer : l'élasticité : déformation plane, axisymétrique et tridimensionnelle l'élastoplasticité parfaite, l'élastoplasticité fragile, la viscoplasticité, les vibrations et phénomènes dynamiques, le fluage, les écoulements en milieux poreux, stationnaires ou transitoires, le calcul des milieux jointifs ou discontinus.

➤ Eléments frontières :

La méthode des intégrales frontières (Boundary Element Method = BEM) permet de calculer les contraintes et les déplacements autour d'une ou plusieurs excavations creusées dans un milieu infini ou semi-infini constitué d'un matériau homogène, isotrope et élastique.[11]

IV.3.2 Les différents types de modélisations de tunnel

Dans le cadre de projets d'ingénierie relatifs aux études de conception d'ouvrages souterrains, plusieurs types de modélisation peuvent être mis en œuvre.

IV.3.2.1 La modélisation 2D en déformations planes :

La modélisation en déformations planes, dite (2D-plan), consiste à admettre que la déformation portée par la perpendiculaire au plan de l'étude est nulle. Par exemple, si le plan de l'étude est noté (1,2) (figure IV.7), alors : $\varepsilon_{33} = 0$ et $\varepsilon_{13} = \varepsilon_{23} = 0$. Le problème 3D peut ainsi être résolu comme un problème à deux dimensions qui ne dépend que des variables x_1 et x_2

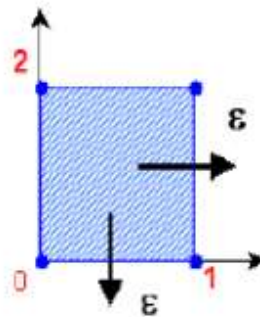


Figure IV.9 : Repère du problème 2D-plan.

En déformations planes, un tunnel peut alors être modélisé par sa section transversale ou longitudinale mais :

- Dans la section transversale, le tunnel est supposé infiniment long dans la direction de son axe.
- Dans la section longitudinale, le tunnel est considéré comme une excavation de longueur infinie.



Figure IV.10 : Modèle longitudinal et transversal du tunnel.

Dans la pratique, on utilise le plus souvent une analyse 2D en coupe transversale. Néanmoins, pour pouvoir simuler les effets tridimensionnels dus à l'avancement du front de taille, la méthode la plus courante consiste à s'appuyer sur la méthode convergence-confinement. Cette analyse 2D est rapide par rapport à l'analyse tridimensionnelle et permet donc d'utiliser des modèles de comportements plus complexes si les données de terrain sont suffisantes.

La modélisation transversale ne permet cependant pas d'analyser la stabilité du front de taille. Pour effectuer cette étude, on peut envisager une modélisation longitudinale parallèlement à l'axe du tunnel, mais les résultats obtenus sont toujours insatisfaisants. En effet l'excavation est considérée comme une bande de longueur infinie alors que le tunnel est circulaire, ce qui conduit à négliger l'effet de voûte se produisant autour du tunnel.

IV.3.2.2 La modélisation 2D en conditions axisymétriques :

Lorsque les ouvrages sont axisymétriques, ou à symétrie de révolution autour d'un axe, noté (Oz) sur la (figure IV.9), l'étude d'un problème 3D peut être ramenée à l'étude d'un problème 2D sans dégradation de la précision des résultats.

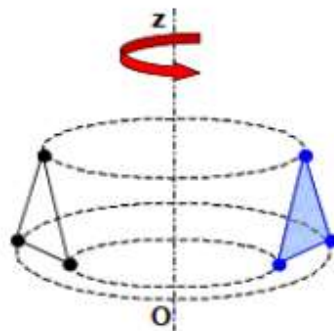


Figure IV.11 : Repère du problème axisymétrique.

La modélisation axisymétrique dans l'axe du tunnel permet l'analyse tridimensionnelle de la stabilité du front de taille et du phasage des travaux. Malheureusement cette méthode induit des hypothèses très restrictives, tunnel circulaire, milieu homogène et isotrope, surface non modélisée. Elle s'applique donc à des tunnels à grande profondeur pour lesquels l'état de contrainte initial est sensiblement isotrope. [12]

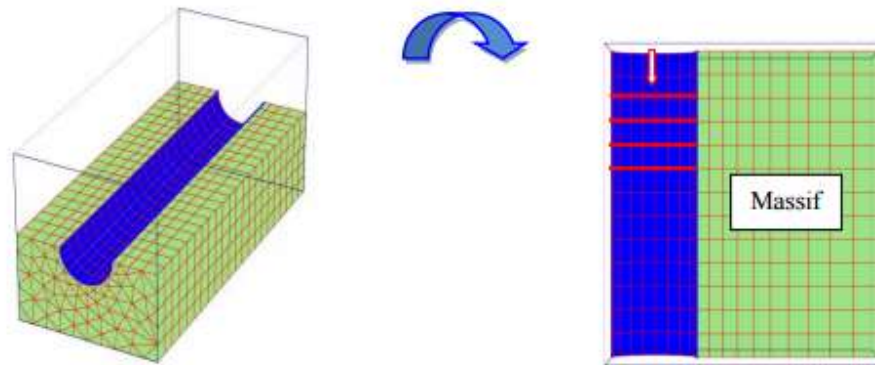


Figure IV.12 : Substitution du problème 3D en un problème 2D axisymétrique.

IV.3.2.3 La modélisation tridimensionnelle :

C'est le type qui permettant de traiter le problème rencontré dans toute sa complexité car il peut prendre en compte :

- La géométrie tridimensionnelle du projet (tunnel en forme de fer à cheval, tunnel incliné, écaille de sol, etc...).
- L'état de contraintes initial (coefficient des terres au repos).
- Le phasage souvent complexe de la technologie d'excavation retenue (radier décalé).
- L'ensemble des phénomènes mis en jeu (effet de voûte au front de taille, mise en place du soutènement, etc....).

C'est aussi l'approche la plus exigeante en taille du système, en temps de calcul et en temps d'exploitation des résultats. Compte tenu de sa lourdeur, ce type de calcul reste encore du domaine de recherche et de projets importants afin de valider des approches simplifiées. [12]

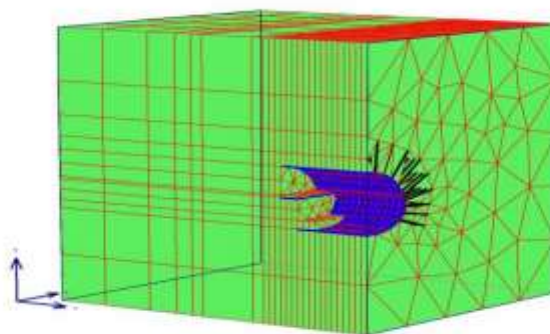


Figure IV.13 : Exemple de maillage 3D

Conclusion

Le nombre de tunnels ou plus généralement, d'ouvrages souterrains construits annuellement dans le monde augmente et continuera à augmenter, Ces ouvrages permettent aussi bien de résoudre certains problèmes d'urbanisme que rencontrent les grandes agglomérations des pays industrialisés que de franchir des montagnes et des bras de mer, Les coûts qui en découlent, en particulier ceux d'exploitation pourraient devenir un sérieux frein aux développements futurs. Il faudra savoir rester raisonnablement réaliste quant à ces exigences, pour permettre à ces ouvrages de continuer à nous faire profiter de leurs avantages dans l'aménagement des villes et des territoires.

L'utilisation croissante du sous-sol, pour le développement d'infrastructures (ligne de métro, voies rapides souterraines, réseaux d'assainissement ...) a conduit à la construction des tunnels dans des conditions difficiles et notamment en présence des massifs de faibles caractéristiques mécaniques. Ce type d'ouvrages permet aussi bien de résoudre certains problèmes d'urbanisme que rencontrent les grandes agglomérations et de franchir ainsi des obstacles naturels, montagnes et bras de mer.

Cette procédure de construction a été rendu possible grâce à des nombreux développements des moyennes et techniques de creusement survenus dans le domaine au cours des dernières années. Cependant ces développements technologiques doivent être accompagnés par l'évolution des moyens de prospection des terrains ce qui permet une bonne estimation des efforts qui doivent supporter les soutènements.

Chapitre II :

Présentation de l'Outil Numérique

Introduction

Depuis une vingtaine d'années, encouragées par l'évolution exponentielle de puissance de calcul des ordinateurs, les méthodes numériques ont connu un développement très important dans les milieux académiques, centres de recherches et les bureaux d'études. Leur utilisation est aujourd'hui devenue une routine pour la conception des différents ouvrages, afin d'assurer la stabilité, et de vérifier que les déplacements et les contraintes soient admissibles. Il existe plusieurs types de méthodes numériques parmi lesquelles on peut citer :

- La méthode des éléments finis et la méthode des différences finies, qui traitent les milieux comme un milieu continu ;
- La méthode des éléments distincts, qui modélise chaque bloc du massif comme un élément unique.

La méthode des éléments finis (MEF) est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu sa flexibilité et son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs : Génie Civil ,Hydraulique Nucléaire, Construction navale ... etc. [16]

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un milieu fictif composé d'un nombre fini d'éléments (maillage). Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements de la structure réelle. [17]

I Discrétisation d'un milieu continu

La première étape dans la formulation d'un problème par la méthode des éléments finis consiste de diviser le milieu continu en un nombre fini d'éléments, connectés entre eux par des points appelés les points nodaux, voir la figure (I.1)

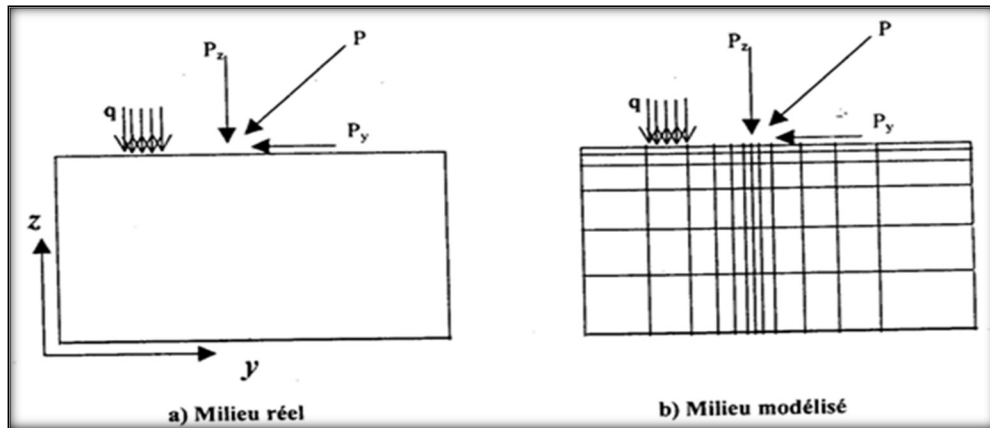


Figure I.1 : Discretisation d'un milieu continu.

Le choix d'une sous division convenable doit, si possible, être basé sur l'expérience, on faisant intervenir des différentes dimensions de maillage pour assurer une approximation adéquate et économique dans le temps de calcul. Les différents types d'éléments pour le cas bidimensionnel sont représentés sur la figure (I.2). [13]

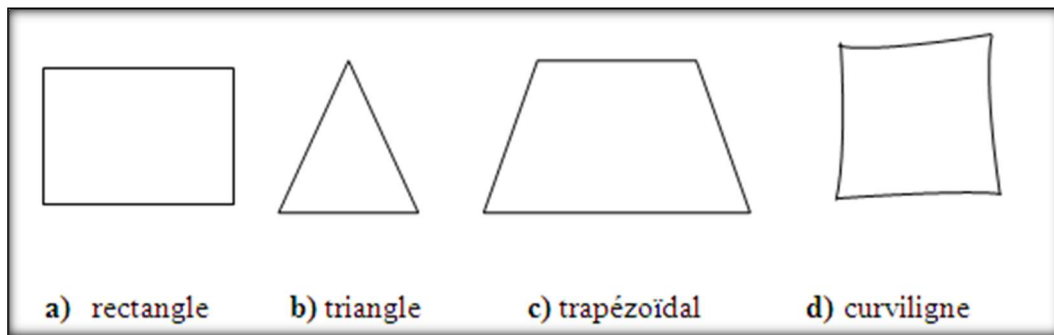


Figure I.2 : Différents types d'éléments pour le cas bidimensionnel

II Procédures de calcul

Les équations d'équilibre dérivées pour un problème mécanique défini sur un milieu continu sont obtenues par la minimisation de l'énergie potentielle totale du milieu qui est donnée par l'équation suivante :

$$\pi = \frac{1}{2} \int_V \sigma^T \varepsilon dV - \int_V \delta^T G dV - \int_s \delta^T Q ds$$

σ Et ε : représentent les vecteurs de contraintes et déformations.

δ : Vecteur de déplacement dans un point.

G : Vecteur de forces volumiques (poids du sol).

Q : Vecteur de forces surfaciques.

Le premier terme représente l'énergie de déformation, le deuxième et le troisième indiquent le travail des forces volumiques et surfaciques respectivement.

Dans le cas de la méthode des éléments finis qui est basée sur le principe de la méthode de rigidité dont les inconnues principales sont les déplacements, ce champ de déplacements est représenté par une approximation polynomiale (interpolation). Pour que les inconnues soient les déplacements nodaux, l'approximation polynomiale est remplacée par une approximation nodale, par conséquent les déplacements au sein d'un élément sont définis à l'aide des déplacements nodaux. Donc, on peut écrire :

$$\delta = N\delta_e$$

Où : δ : Déplacement d'un point quelconque sur l'élément.

δ_e : Vecteur des déplacements nodaux.

N : Vecteur des fonctions d'interpolation (fonctions de formes).

Les déformations peuvent être exprimées en fonction des déplacements nodaux est :

$$\varepsilon = B\delta_e$$

B : est la matrice de déformation composée généralement par les dérivées des fonctions de formes.

$$B = \frac{\partial N_i}{\partial x_i}$$

Finalement, les contraintes sont reliées aux déformations par la matrice d'élasticité D comme suivant :

$$\sigma = D\varepsilon = DB\delta_e$$

Cette équation liant les contraintes aux déplacements nodaux, DB représente la matrice de contraintes. Donc si les fonctions d'interpolation sont connues, l'énergie potentielle de chaque élément peut être exprimée comme :

$$\pi_e = \frac{1}{2} \int_{V_e} \delta_e^T B^T DB \delta_e dV - \int_{V_e} \delta_e^T N^T G dV - \int_{S_e} \delta_e^T N^T Q ds$$

Où V_e : Volume de l'élément ;

S_e : Surface chargée associée à l'élément.

Minimisant l'énergie potentielle de l'élément par rapport aux déplacements nodaux, on obtient :

$$\frac{\partial \pi_e}{\partial \delta_e} = \int_{V_e} B^T DB dV - \int_{V_e} N^T G dV - \int_{S_e} N^T Q ds = 0$$

Qu'on peut l'écrire sous la forme suivante :

$$\frac{\partial \pi_e}{\partial \delta_e} = K_e \delta_e - F_e = 0$$

Avec :

$$K_e = \int_{V_e} B^T DB dV$$

La matrice de rigidité élémentaire.

$$F_e = \int_{V_e} N^T G dV - \int_{S_e} N^T Q ds$$

Le vecteur des forces nodales.

La somme des termes de l'équation (II.9), sur tous les éléments du domaine, nous donne un système d'équation linéaire globale.

$$[K]_G [U]_G = \{F\}_G$$

La résolution de ce système linéaire en tenant compte des conditions aux limites, permet de déterminer les déplacements nodaux à partir desquelles on peut déduire les autres paramètres, tel que les déformations, les contraintes et les déplacements à travers chaque élément. **[13]**

III Les lois de Comportements

Le comportement des sols est très complexe : il est non linéaire, irréversible, hétérogène, et dépend du chemin de contraintes suivi auparavant. Il est donc évident qu'une loi mathématique capable de reproduire tous ces aspects serait excessivement complexe. En effet, bien que des progrès considérables aient été réalisés dans ce domaine pendant ces dernières années, il n'existe pas actuellement un modèle capable de décrire parfaitement le comportement mécanique des sols.

Les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols exigent un nombre de paramètres élevé, leurs déterminations, par conséquent, nécessitent des études spécifiques poussées. [13]

III.1 Loi élastique linéaire isotrope (Loi de HOOK)

Les lois de comportement décrivent les relations entre les contraintes σ_{ij} et les déformations ε_{ij} dans un solide. La plus simple est la loi de Hook qui relie linéairement les déformations aux contraintes, cette dernière se caractérise par la linéarité et la réversibilité des déformations. Elle s'exprime par : [13]

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

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

δ_{ij} : est l'indice de Kronecker.

E : est le module de Young.

ν : est le coefficient de poisson.

III.2 Comportement élasto-plastique :

Un matériau élasto-plastique ou plastique se caractérise par l'apparition de déformations irréversibles (plastiques) au-delà d'un certain seuil de contraintes. Ces déformations et ces contraintes obéissent à des lois bien précises.

On définit d'abord un critère de plasticité qui est une fonction des contraintes. 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 (Figure III.1) sur une éprouvette d'un matériau ayant un comportement élasto-

plastique avec écrouissage permet de mettre en évidence la non linéarité et le phénomène d'irréversibilité caractérisant le comportement plastique. [13]

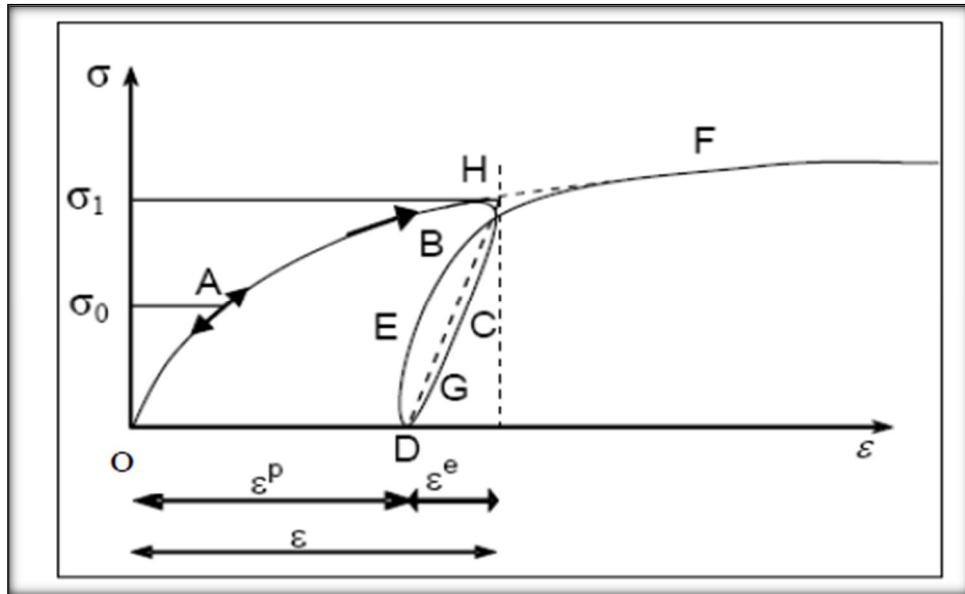


Figure III.1 : Comportement élasto-plastique avec écrouissage

Dans ce cas la déformation totale est la somme des déformations élastiques ϵ^e et plastique ϵ^p .

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p$$

- Si le seuil actuel σ_B est constant, le matériau est dit parfaitement plastique.
- Si σ_B est toujours croissant ou décroissant le matériau est dit écrouissable à écrouissage positif ou négatif respectivement.

III.2.1 Notions de bases fondamentales

Les modèles de comportement élasto-plastiques sont basées sur trois notions fondamentales :

- La surface de charge.
- La règle d'écrouissage.
- La loi d'écoulement.

a) Notions de surface de charge :

D'une façon générale et pour les cas tridimensionnels, le seuil de plasticité est remplacé par une fonction scalaire F dite fonction de charge ou surface de plastification :

$$F(\sigma, \kappa) = 0$$

Avec σ : Tenseur des contraintes, et κ : Paramètres d'écrouissage.

Cette fonction décrit dans l'espace des contraintes-déformations une surface dite communément surface d'état limite dont la projection dans le plan des contraintes est une courbe dite courbe d'état limite.

En résumé, trois états de chargement sont possibles :

- $F < 0$: intérieur de la surface, domaine élastique.
- $F = 0$: Déformations élastiques pouvant être accompagnées éventuellement de déformations plastiques.
- $F > 0$: État de contrainte physiquement impossible en élastoplasticité.

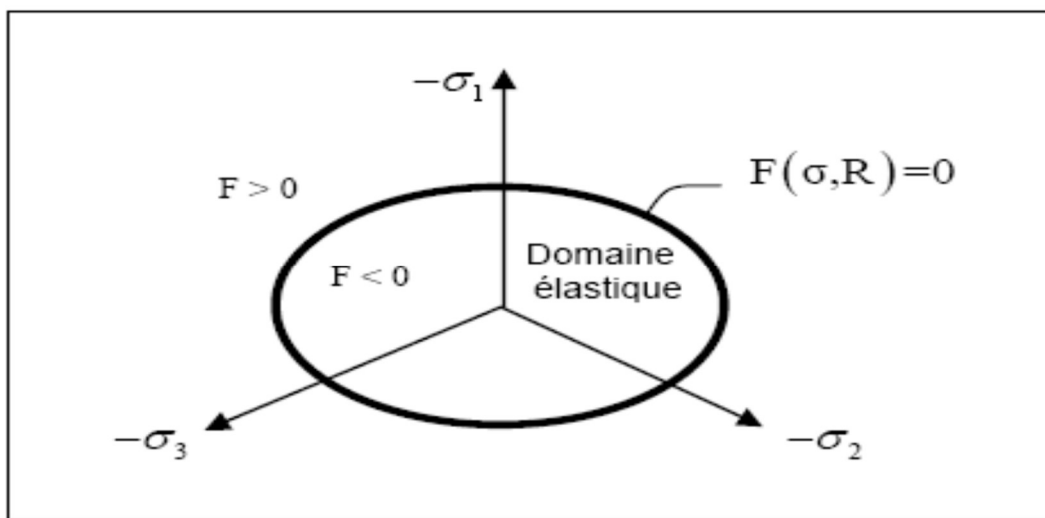


Figure III.2 : Représentation de Surface de charge dans le plan Octaédrique

b) Notions de règle d'érouissage :

L'érouissage d'un matériau se traduit par l'évolution de la surface de charge. On introduit donc une ou plusieurs variables supplémentaires, appelées variables d'érouissages κ . Ces variables peuvent être des fonctions scalaires des déformations plastiques.

c) Notion de loi d'écoulement :

Les lois d'écoulement sont les règles qui permettent de définir l'incrément de déformations plastiques. La direction de l'incrément de déformations est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique $G(\sigma_{ij}) = 0$ et les déformations plastique sont données par $\epsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}}$; Ou, " $d\lambda$ " est le multiplicateur plastique (scalaire positif).

- **Loi d'écoulement associée :**

La loi est dite associée, lorsque le potentiel plastique $G(\sigma_{ij})$ est confondu à la surface de charge $F(\sigma, \kappa)$ soit $G \equiv F$. Les matériaux pour lesquels la loi d'écoulement est dite associée, sont dits standards (cas des métaux).

- **Loi d'écoulement non associée :**

Dans ce cas $G \neq F$, la direction de vecteur de déformation plastique n'est pas perpendiculaire à la surface représentative de la fonction de charge plastique $F(\sigma_{ij})$. Cela permet de considérer des angles de dilatance, ψ différente de φ pour les géomatériaux. [13]

IV Les critères de rupture

Plusieurs critères de plasticité ont été souvent employés pour décrire le comportement des géomatériaux, on trouve des critères à un seul paramètre, critères à deux paramètres, critères à cinq paramètres et des critères à plusieurs paramètres. Parmi ces critères, le critère de **Mohr-Coulomb**. Ce critère indique que la rupture est gouvernée par la relation suivante :

$$F(\sigma) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin(\varphi) - 2 \cdot c \cos(\varphi) = 0$$

Avec $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$

c : Cohésion φ : l'angle de frottement.

Il s'agit de l'équation d'un plan, son intersection avec l'axe hydrostatique se caractérise par :

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = H = -c \cdot \cot \varphi$$

Il s'agit de l'équation d'une pyramide à base hexagonale non uniforme (Surface de charge) dont l'axe est l'axe hydrostatique $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$.

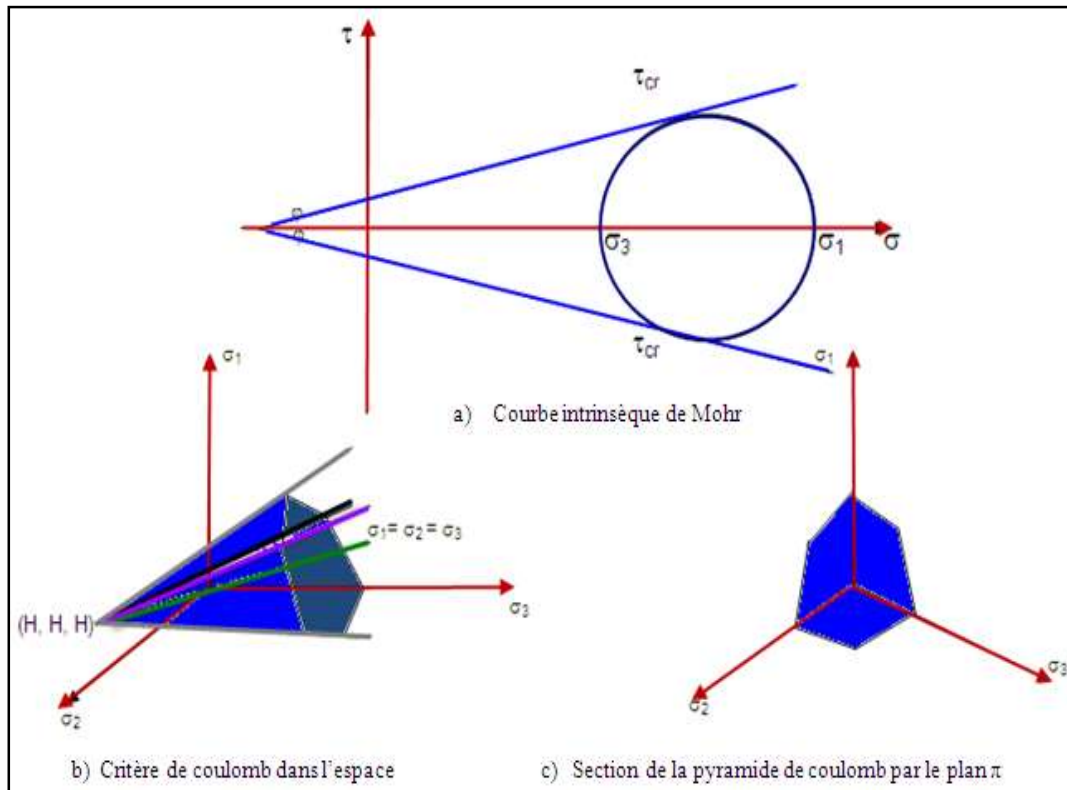


Figure IV.1 : représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes

On résume dans le tableau (IV.1), les différentes lois de comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-coulomb, Tresca, Von Mises, Drucker-Prager et le critère parabolique. [13]

Lois de comportement	Fonction de charge et potentiel plastique	Présentation dans l'espace		Remarque
Mohr-Coulomb (5 paramètres mécaniques : E, v, c, φ, ψ)	$F(\sigma_p) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi \leq 0$ Où σ_1 et σ_3 sont des contraintes principales extrêmes Avec $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ φ est l'angle de frottement interne c la cohésion du matériau $G(\sigma_p) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi + c \cos \varphi$			Le critère de Mohr-Coulomb ne fait pas intervenir la contrainte intermédiaire principale σ_2 . L'angle de frottement est le même en compression ($\sigma_2 = \sigma_3$) et en extension triaxiale ($\sigma_1 = \sigma_2$).
Tresca (4 paramètres mécaniques : E, v, c, ψ)	$F(\sigma_p) = \sigma_1 - \sigma_3 - 2k$ Avec $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ K est une constante (cohésion dans le cas d'un sol)			La contrainte principale intermédiaire ne joue aucun rôle comme dans le critère de Coulomb
Von Mises (3 paramètres : E, v, k)	$F(\sigma_p) = J_2(\sigma_p) - k^2 = \frac{1}{2} s_p s_p - k^2 = 0$ Où s_p est le tenseur des contraintes déviatoriques. K est un paramètre de la loi de comportement (G=F)			La règle d'écoulement est associée, le potentiel est confondu avec la fonction de charge (G=F). L'élasticité associée est l'élasticité linéaire isotrope de Hooke
Drucker-Prager (5 paramètres : E, v, k, α, β)	$F(\sigma_p) = \sqrt{J_2(\sigma_p)} + \alpha J_1(\sigma_p) - k_2 \leq 0$ Où J_1 est la trace du tenseur des contraintes $J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ J_2 et J_3 sont le premier et le deuxième invariant du tenseur des contraintes. α et k sont des paramètres de la loi de comportement			Les angles de frottement en compression sont limités à des valeurs faibles dans le cas des sables. Ce critère n'est pas adapté à la modélisation des sables (roches).
Critère parabolique (4 paramètres : E, v, R_c, R_t)	$F(\sigma_p) = J_2(\sigma_p) + \frac{R_c - R_t}{3} J_1(\sigma_p) - \frac{R_c R_t}{3} = 0$ R _c et R _t sont les résistances en compression simple et en traction simple F=G			L'élasticité associée est l'élasticité linéaire isotrope de Hooke

Tableau I.1 : Loi de comportement classique.

V Présentation du logiciel PLAXIS

PLAXIS est un programme d'éléments finis spécialement conçu pour simuler le comportement mécanique des différents ouvrages en géotechnique. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage en éléments finis.

Le code PLAXIS, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles. Le code fait appel à des éléments de haute précision (triangle à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de résolution robustes. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes

(*Input, Calculations, Output et Curves*). [14]

➤ **PLAXIS-Input** : le sous-programme Input appelé aussi le pré processor, programme contient les toutes facilités nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et aux définitions des conditions aux limites et initiales.

➤ **PLAXIS-Calculations** : le sous-programme de calculs contient les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.

➤ **PLAXIS-Output** : le programme post processor contient les facilités pour la visualisation des résultats des phases de calcul, comme les déplacements au niveau des nœuds, les contraintes et les forces dans les éléments structuraux etc.

➤ **PLAXIS-Curves** : le sous-programme curve sert à la construction des courbes de chargement – déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

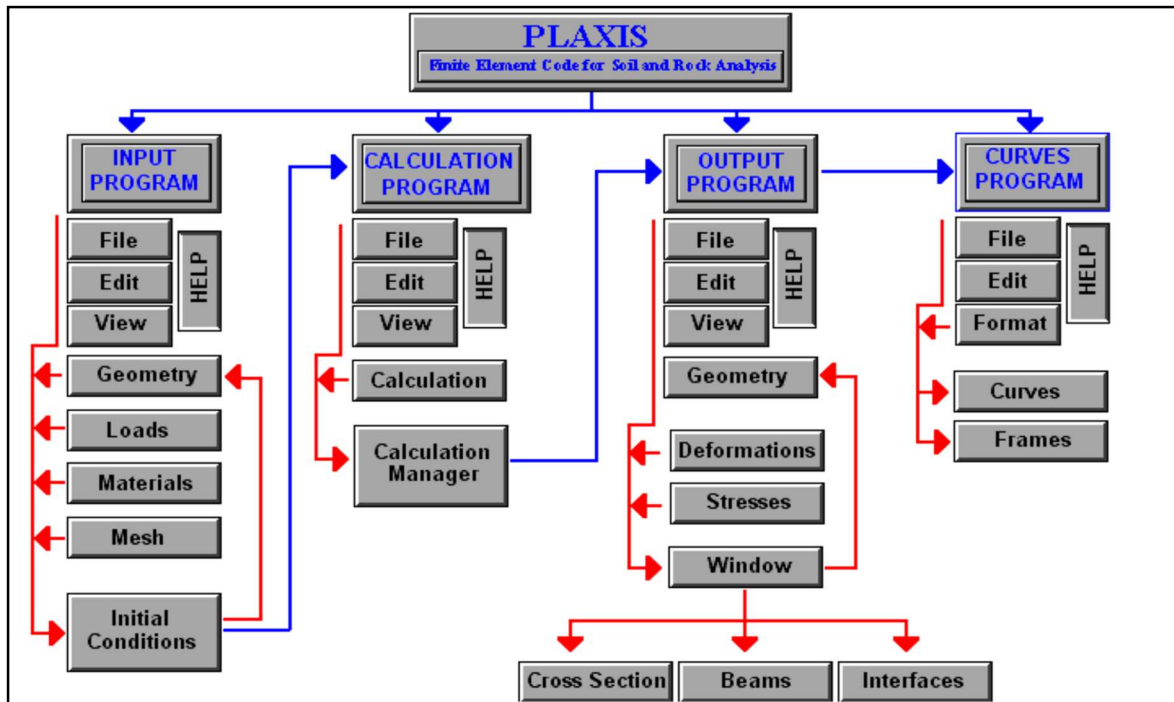


Figure V.1 : Organigramme de la structure de différentes tâches en code Plaxis

V.1 Modèle de Mohr-Coulomb.

Dans ce que suit, on décrit uniquement le modèle de Mohr-Coulomb, qui sera adopté pour la modélisation de la section de tunnel. La forme de surface de charge pour ce modèle est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de l'axe hydrostatique ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), **figure V.2**.

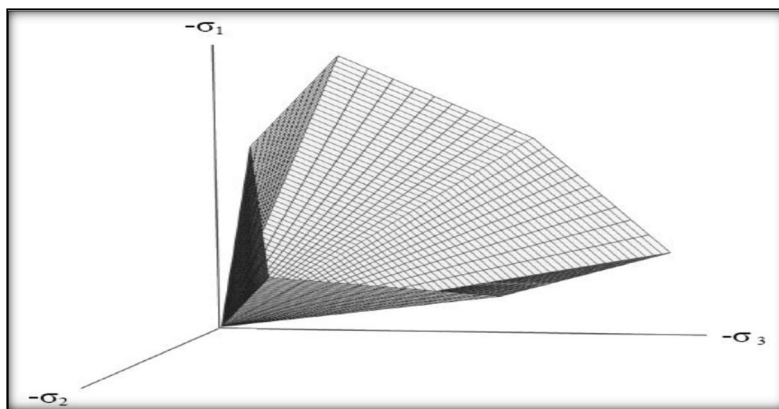


Figure V.2 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$

Ce modèle est utilisé comme une première approximation du comportement des sols. Il comporte cinq paramètres :

- le module d'Young E : défini soit par le module tangent initial E_0 , soit par le module sécant à 50% de la résistance en compression E_{50} figure (V.3) ;

- Le coefficient de Poisson ν : évalué par l'intermédiaire du coefficient de pression des terres au repos $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ pour un chargement gravitaire, dont les valeurs sont comprises entre 0.3 et 0.4 ;
- La cohésion c : nulle ($c=0$) pour les sables, mais constante non nulle ($c \neq 0$) ou évoluant avec la profondeur pour les argiles ;
- L'angle de frottement interne ϕ : qui conditionne la résistance au cisaillement des sols
- L'angle de dilatance ψ : nul ($\psi=0$) pour des sols argileux qui ne montrent aucune dilatance, mais non nul ($\psi \neq 0$) pour les sables dont la dilatance dépend de leur densité et de leur angle de frottement. Pour les sables siliceux, $\psi \approx 30^\circ$.
- Les contraintes de traction : la pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction. Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (tension cut-off).
- Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés qui sont reliés par l'équation :

$$E_{\text{actual}} = E_{\text{ref}} + (Y_{\text{ref}} - Y) E_{\text{incrément}} \quad \text{Avec ; } Y < Y_{\text{ref}}$$

$E_{\text{incrément}}$: Augmentation de la rigidité ($\text{KN/m}^2/\text{m}$).

E_{ref} : Unité de profondeur (m)

Ces paramètres peuvent être aisément identifiés par les résultats d'essais triaxiaux classiques, voir les figs (V.3) et (V.4). [15]

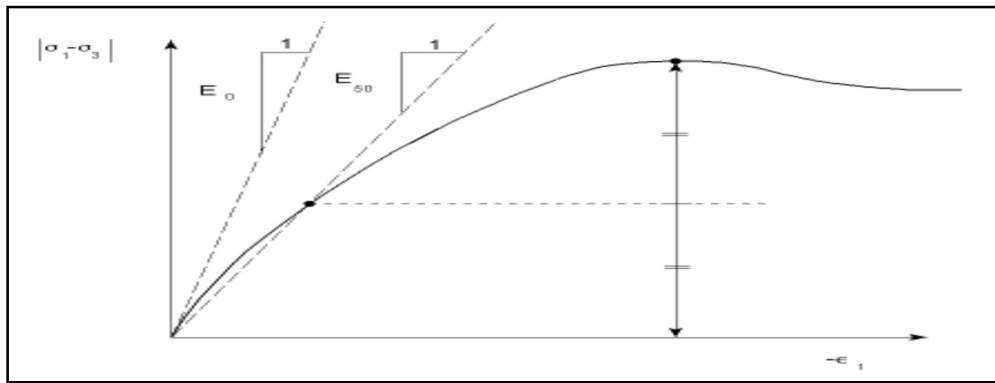


Figure V.3 : Définition du module d'Young E

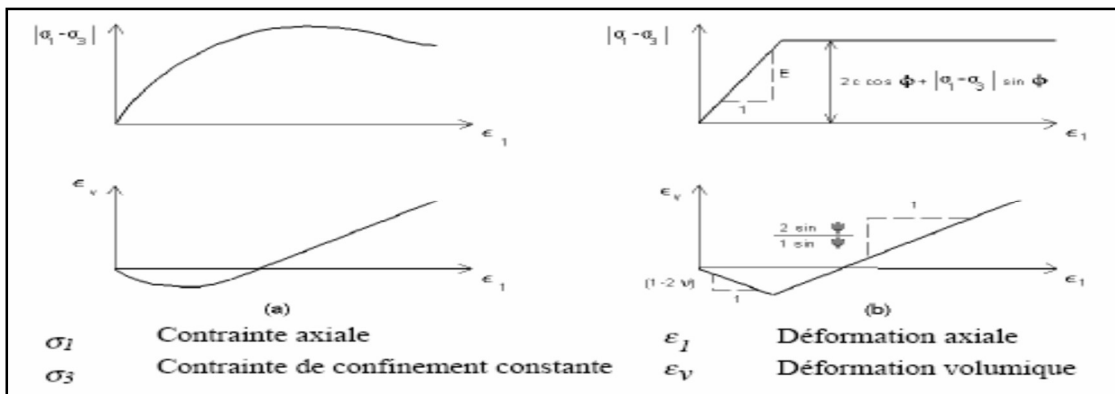


Figure V.4 : Résultats d'essais triaxiaux drainés et le modèle élasto-plastiques de type Mohr-Coulomb.

Conclusion

La méthode des éléments finis représente une approche alternative puissante pour l'analyse des problèmes en géotechnique comme l'étude de comportement d'une section de tunnel. Elle est convenable, flexible, tient en compte les relations constitutives et exige moins des hypothèses simplificatrices pour la modélisation d'un problème.

L'implémentation de cette méthode de calcul avec différentes lois de comportement dans un code de calcul comme PLAXIS, a rendu leurs utilisations faciles, et aide le concepteur dans l'interprétation des résultats de calcul à travers une interface graphique puissante.

Chapitre III :
Présentation de L'ouvrage

Introduction :

La construction d'ouvrages souterrains dans des régions urbanisées a connu un essor important dans les dernières décennies. La demande croissante dans les domaines des transports (aussi bien routiers que ferroviaires) a nécessité la réalisation d'infrastructures souterraines conséquentes. En général l'un des problèmes majeurs lié à la construction de ce type d'ouvrage est constitué par les mouvements engendrés par l'excavation, ces mouvements pouvant endommager les structures déjà existantes.

Le modèle de comportement fréquemment utilisé lors de la simulation numérique du creusement sous charges de service se base souvent sur l'élasticité linéaire couplée avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb (plasticité parfaite). Lors de la simulation des sols surconsolidés, ceci conduit à des cuvettes de tassement moins profondes et plus larges que celles observées expérimentalement.

Afin de prendre en compte certains des aspects fondamentaux du comportement des sols environnants tel que la dilatance avant rupture, la variation du module de rigidité en fonction de l'état de contrainte, un module en déchargement différent de celui en chargement, il est nécessaire de considérer au moins un modèle élastoplastique avec écrouissage isotrope.

Pour améliorer la prédiction des mouvements de l'argile surconsolidée de Londres lors du, ont étudié l'influence de l'utilisation des différentes lois de comportement à différents niveaux de complexité y compris le radoucissement, la non linéarité avant rupture ou encore l'anisotropie sur les déformations autour des tunnels creusés. Ils ont conclu qu'il est primordial de prendre en compte la non linéarité du terrain dans les simulations numériques

Après une présentation générale du projet, des instrumentations mises en place afin d'assurer le suivi des mouvements du sol, les conditions géologiques et géotechniques in situ seront présentées. Enfin, on s'intéresse à la modélisation numérique du hall central de l'aéroport à l'aide des différents modèles de comportement.

I. Présentation Générale Du Projet :

I.1 la localisation de projet :

Le projet s'inscrit dans le cadre de l'extension de l'aéroport d'Heathrow « Londres » et plus particulièrement la mise en œuvre de la galerie du hall central du terminal 4 de la ligne « Heathrow Express ». Le schéma présenté en figure II.1 le site d'implantation du projet.

Le projet comporte deux tunnels plateformes. Ces tunnels sont connectés ensemble et sont traversés par un tunnel de ventilation à chaque tête. Ils ont une longueur de 220 m et 62 m² de section transversale. La galerie du hall a une section transversale de 49 m² et s'étend sur 64 m de longueur.

Les travaux souterrains au terminal 4 ont débutés en 1994, mais à la suite de l'effondrement qui a eu lieu en zone centrale du terminal, ils ont été suspendus en 1995. Au moment de l'effondrement, 25 m de la voie de descente et 65 m de la voie de la montée avaient déjà été creusés à partir du tunnel de ventilation nord. Les mouvements engendrés par le creusement des tunnels de ventilation ont ensuite fait l'objet d'une étude particulière.

Le creusement a été entrepris le 15 septembre 1995 et le 2 décembre pour respectivement la voie de descente et celle de montée. Après l'achèvement total du creusement et la mise en place des revêtements permanents des deux tunnels adjacents (septembre 1996), la construction du tunnel-hall central a débuté pour s'achever complètement le 7 novembre 1996. [20]

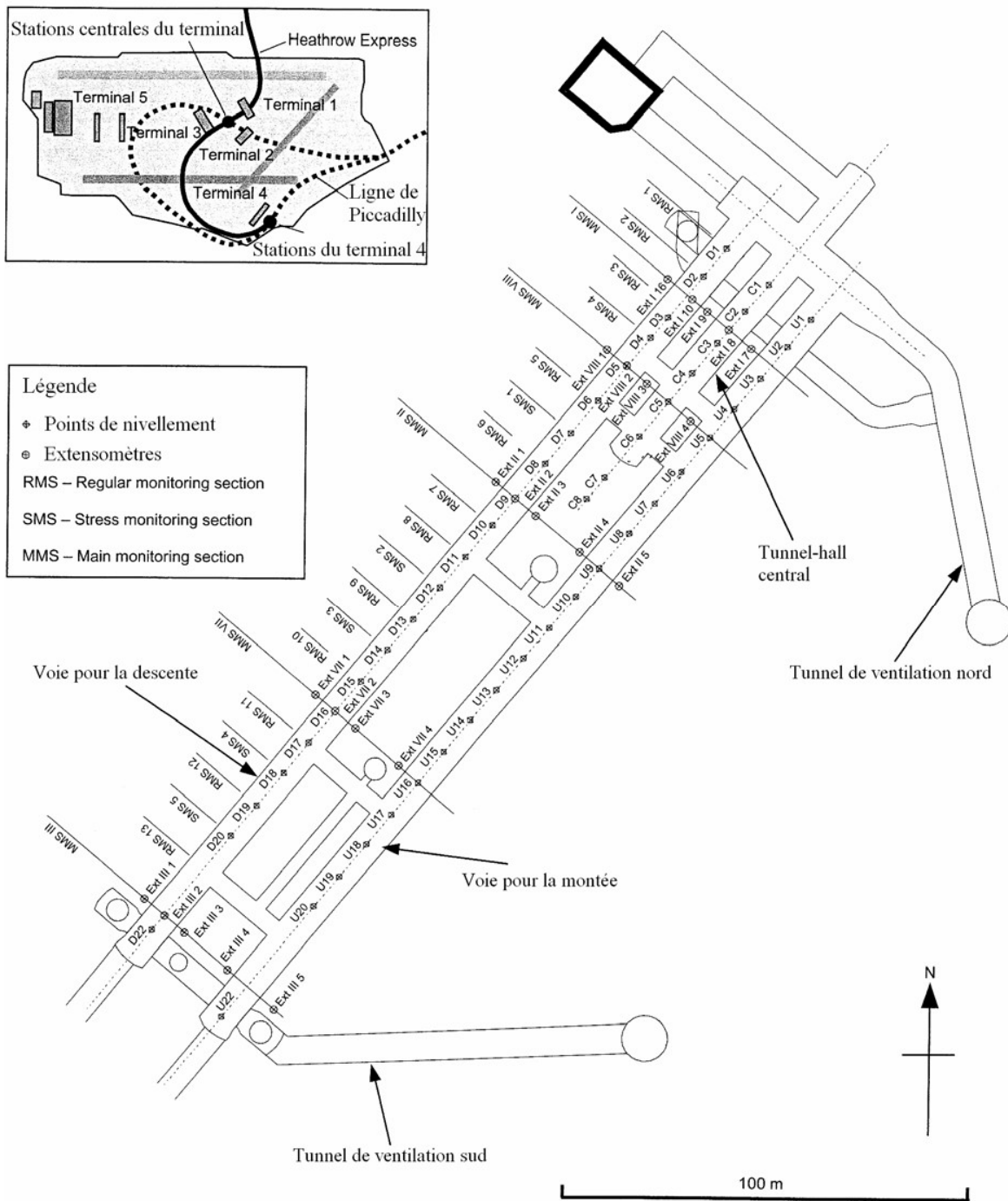


Figure I.1 : Localisation du tunnel-hall au terminal 4 (Aéroport d'Heathrow) et instrumentation mise en place.

I.2 Méthode du creusement retenues et section transversale :

En raison de la faible longueur à percer, le creusement à l'aide d'un tunnelier n'a pas été envisagé. Néanmoins, on a retenu le creusement suivant l'approche NATM. Au début de l'exécution, la séquence du creusement adoptée a été déterminée en fonction des contraintes géométriques, de l'équipement pour le creusement et de la nécessité de contrôler les déplacements à toutes les étapes de construction.

Après l'effondrement, les principaux tunnels du Terminal 4 ont été creusés en sections divisées. La séquence de construction adoptée est schématiquement illustrée dans la **figure I.3**. Ainsi, l'avancement du creusement est effectué en cinq étapes : La voûte est d'abord excavée partiellement et les pénétrants creusés. Ces deux phases sont répétées dans le même ordre une deuxième fois pour terminer la séquence par l'excavation du radier et la mise en place d'un remplissage provisoire. Le pas d'avancement est variable et est fonction des structures à proximité du front (compris entre 800 et 1200 mm). Le revêtement des deux tunnels plateformes est composé d'une couche de 350 mm de béton projeté armé par des treillis et par des poutres métalliques en pleine section. Le front du tunnel a été soutenu par une couche de 50 à 100 mm de béton projeté posée immédiatement après chaque phase d'excavation. Le temps nécessaire à la réalisation d'un cycle complet d'avancement était en moyenne de 7 m par semaine.

La **figure I.2** illustre la coupe transversale retenue pour le projet. Sur cette figure, on peut voir le hall central qui se trouve au milieu des deux tunnels plateformes avec un espacement de 13,5 m entre axes. La distance entre les centres des deux tunnels plateformes est de 27 m, ce qui signifie que la symétrie est présente. [20]

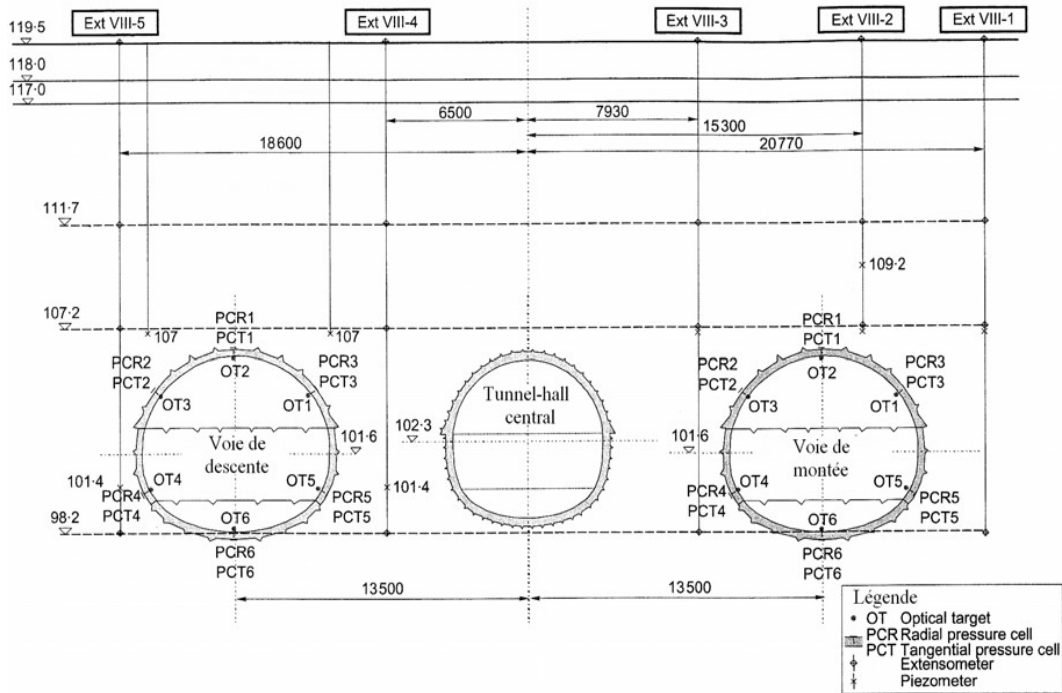


Figure I.2 : Le tunnel du hall central : Section transversale et instrumentation mise en place (MMS VIII)

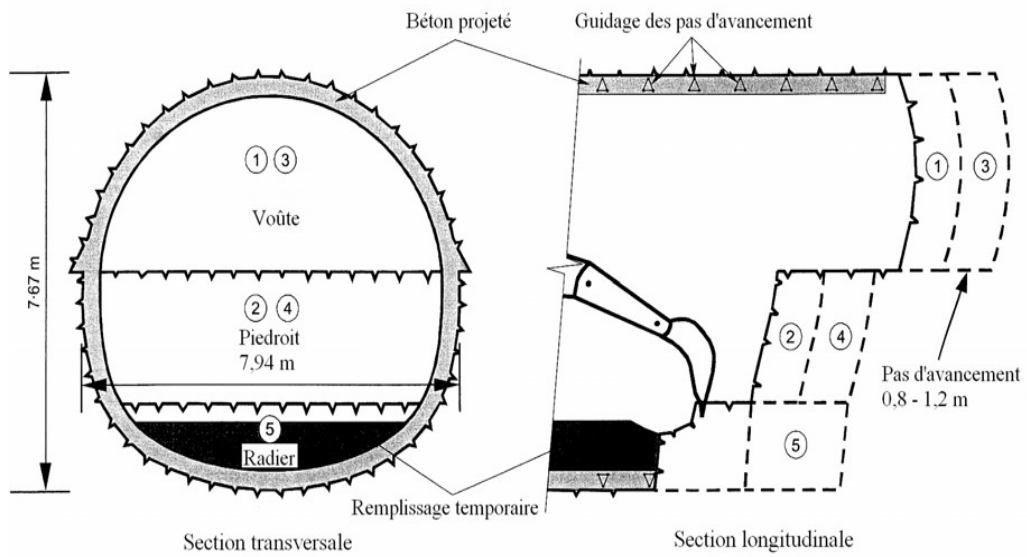


Figure I.3 : Le tunnel du hall central : Creusement en section divisée.

I.3 Instrumentations mises en place

Les **figures I.1 et I.2** nous permettent de visualiser l'instrumentation mise en place afin d'assurer un suivi régulier des mouvements engendrés par le creusement des tunnels plateformes et celui du hall central. Une section régulière de mesures (RMS) consistait en une série de six visées optiques de convergence afin de suivre les déformations du revêtement du tunnel. Une section de mesures de contraintes (SGS) comprenait en plus des visées optiques similaires à celles utilisées dans les RMS, des cellules de pression tangentielle et radiales et des piézomètres.

Pendant la construction des tunnels plateformes, une instrumentation supplémentaire horizontale et verticale (depuis la surface et approximativement sur l'axe du hall) a été mise en place. Ainsi, les mouvements verticaux et longitudinaux du terrain ont été suivis en fonction de l'avancement du front de taille.

Deux sections principales de mesures (MMS) ont été retenues pour le tunnel du hall central dans lesquelles, des extensomètres ont été mis en place depuis la surface du sol. La section A-A sur la figure 9.2 est l'une des deux sections principales retenues. Le suivi des tassements du sol en surface est assuré par des points de nivellement (de U1 à U20, de D1 à D20 et de C1 à C8 sur la **figure I.1**).

Afin de mesurer simultanément les mouvements horizontaux et verticaux, une série de huit deflectomètres a été mise en place sur trois niveaux **Figure I.4. [21]**

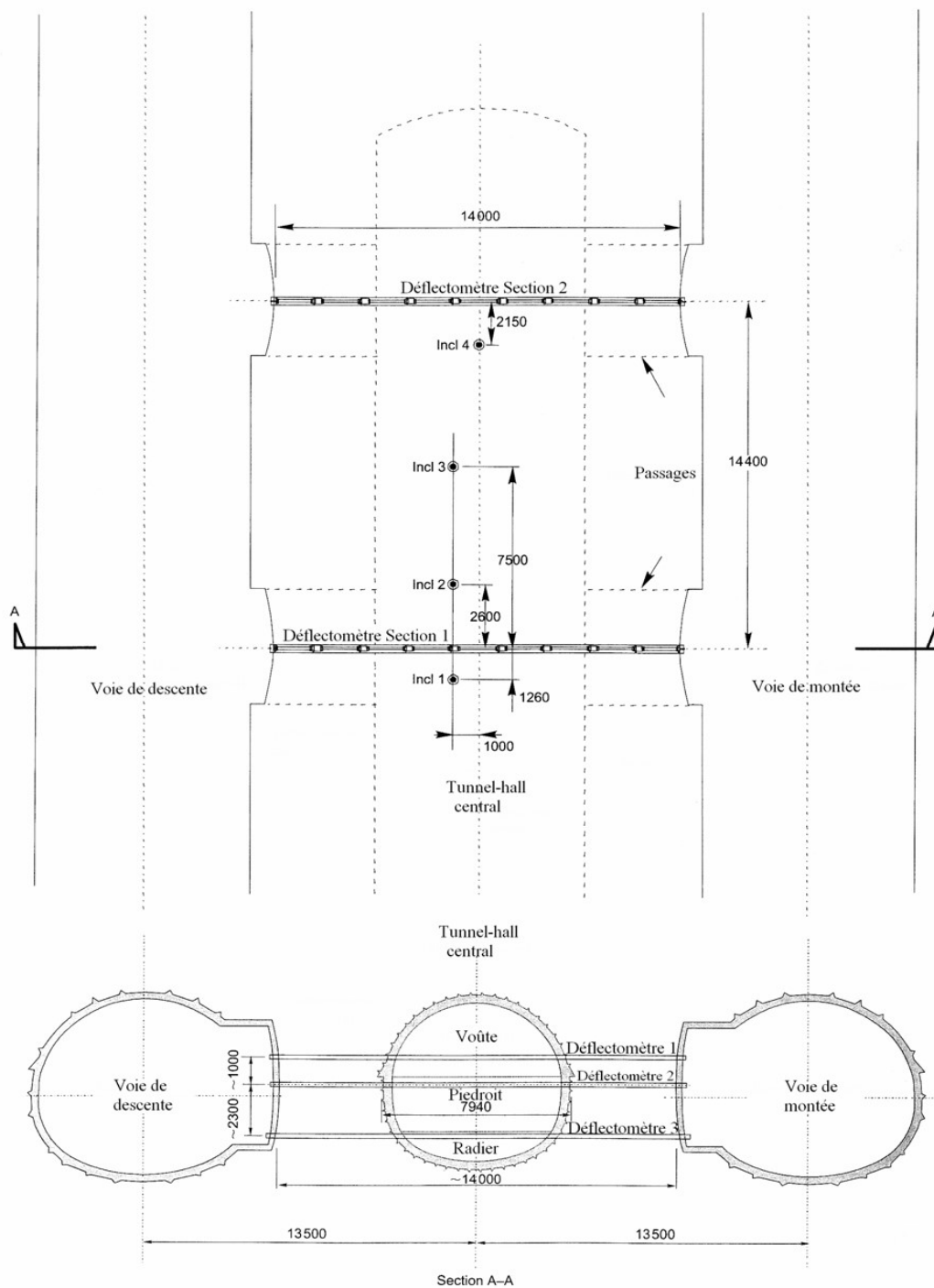


Figure I.4 : Le tunnel du hall étudié : Instrumentation visant à suivre les mouvements de sol engendrés par le processus de creusement

I.4 La géologie et le contexte géotechnique du site

La géologie de la région d'Heathrow comporte principalement des dépôts de gravier recouvrant la formation de l'argile de Londres qui recouvre à son tour les lits de « Lambeth Group ». Sur le site étudié, les graviers ont une épaisseur faible (< à 1,5m). Les conditions générales des couches de sol rencontrées au cours de l'étude du terminal 4 (entre 1989 et 1990) étaient similaires à celles connues dans la zone de l'aéroport à l'exception que les fissures du sol argileux s'avéraient être moins espacées.

Le profil du sol comprend les formations suivantes :

- Sol superficiel (de 0,0 à 1,5 m au-dessous la surface) : Cette couche a une épaisseur inférieure à 2 m et est essentiellement composée de bitume et de béton recouvrant une couche fine de remblai granulaire (de gravier et de sable fin à grossier).
- Graviers (de 1,5 à 2,5 m) : Une couche fine de gravier a été rencontrée en dessous du sol superficiel.
- Une couche d'argile de Londres (de 2,5 à 73 m au-dessous de la surface actuelle du sol) : Dans la zone de l'aéroport d'Heathrow, l'argile de Londres altérée a environ 0,5 m d'épaisseur.

Lits de Lambeth Group (+ de 73 m de profondeur) : Cet horizon est composé d'argiles sableuses à limoneuses très raides.

Au cours des investigations géologiques et géotechniques effectuées, des piézomètres ont été mis en place afin de mesurer le niveau et les caractéristiques de la nappe phréatique. Les résultats ont montré que l'eau souterraine qui a été rencontrée dans la couche des graviers avait un niveau piézométrique correspondant approximativement au niveau du sol. Néanmoins, la pression d'eau enregistrée au niveau du tunnel était de type hydrostatique par rapport à la nappe phréatique. [22]

I.4.1 Propriétés géotechniques

La **figure I.5** permet d'observer la teneur en eau, la limite de liquidité et l'indice de plasticité pour le site de l'aéroport d'Heathrow mesurées.

La **figure I.6** nous permet de constater que la teneur en eau des échantillons intacts est comprise entre 22,5% et 27%. La limite de liquidité et l'indice de plasticité se situe respectivement entre 60-70% et 24-29%. L'observation des différents sites situés dans le bassin de Londres montre que la teneur en eau est liée à la classification de l'argile en unités lithologiques plutôt qu'à la profondeur.

La surconsolidation de l'argile de Londres a donné lieu à des contraintes horizontales effectives élevées et conduit à des coefficients k_0 supérieurs à l'unité. On a constaté que dans la partie supérieure (les 10 premiers mètres) de l'argile de Londres, k_0 varie entre 2 et 2,5. Cette valeur a tendance à diminuer avec l'augmentation de la profondeur pour atteindre 1,15 à environ 30 m.

[22]

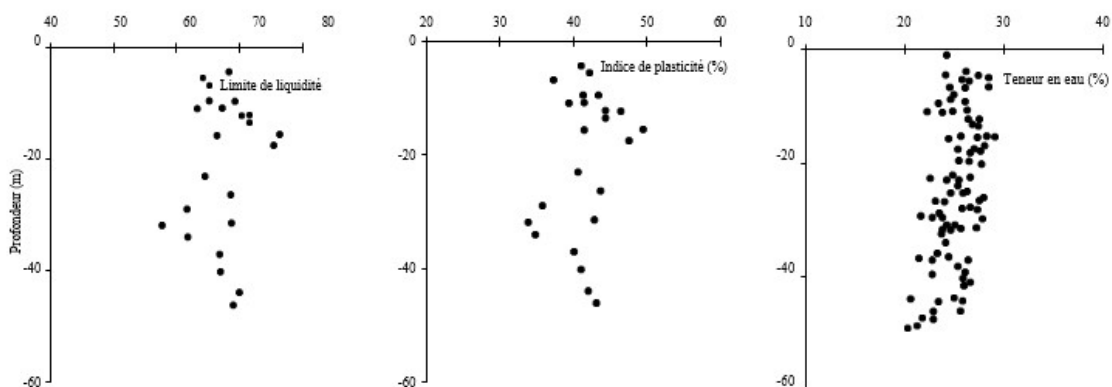


Figure I.5 : Teneur en eau, Limite de liquidité et indice de plasticité.

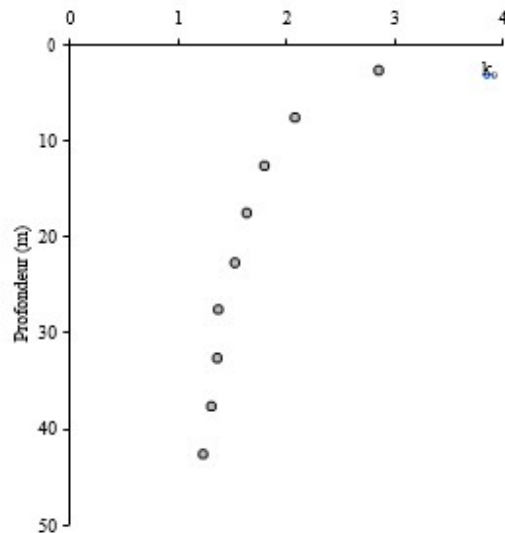


Figure I.6 : Argile de Londres : Profil de K_0

La perméabilité de l'argile de Londres est fortement associée à sa division en unités lithologiques. Se sont intéressés aux mesures de la perméabilité horizontale au moyen de perméamétries et du pressiomètre auto-foreur. Ils ont observé que la perméabilité des échantillons représentant l'unité A2 était la plus élevée (en raison de son contenu assez important de sable) mais ils ont également remarqué que l'augmentation de la perméabilité était significative dans la partie supérieure de chaque unité suite à la présence de lentilles de limon. En général, la perméabilité horizontale mesurée dans l'argile de Londres était comprise entre 1×10^{-11} et 1×10^{-8} m/s.

La rigidité déduite de l'argile de Londres sous petites déformations dépend de la pression moyenne effective selon l'équation :

$$G = A.p^m$$

Avec n qui varie entre 0,36 et 0,61 et généralement retenu proche de 0,5. Les grandeurs du module de cisaillement G_{hh} , G_{vh} et G_{hv} varient selon la localisation et la profondeur mais la valeur de G_{hh} est toujours supérieure à celle de G_{vh} et de G_{hv} . A l'aide d'essais triaxiaux de haute résolution sur des échantillons intacts d'argile de Londres, Jovicic (1998) ont remarqué que G_{vh} est égal à G_{hv} .

Dans un premier temps, on s'intéresse à l'étude du comportement de sol à long terme et on considère donc les caractéristiques drainées. Le creusement d'un seul tunnel est simulé et l'argile est représentée par une seule couche homogène toute la profondeur. [22]

II. Modélisation 2D simplifiée

II.1 Géométrie et Maillage étudiés :

La simulation numérique du creusement du tunnel a été mise en œuvre à l'aide de calcul : PLAXIS. Un modèle en déformations planes a été créé **Figure II.1**.

Compte tenu de la symétrie géométrique et géotechnique autour du centre du tunnel du hall central, seule la moitié du problème a été modélisée. Le figure 9.10 représentent la géométrie et le maillage adoptés en éléments finis (PLAXIS).

Pour limiter les effets de bord, les dimensions retenues du maillage L'étendue est de 100 m d'extension horizontale et de 73 m de hauteur. Le tunnel est supposé circulaire de 7,7 m de diamètre et se trouve à $H = 53$ m du substratum.

La hauteur de couverture (H') est de 2D. En éléments finis, le revêtement est représenté par des éléments structurels. Compte tenu du creusement suivant le procédé NATM, des éléments d'interfaces entre le revêtement et le sol n'ont pas été utilisés. [18]

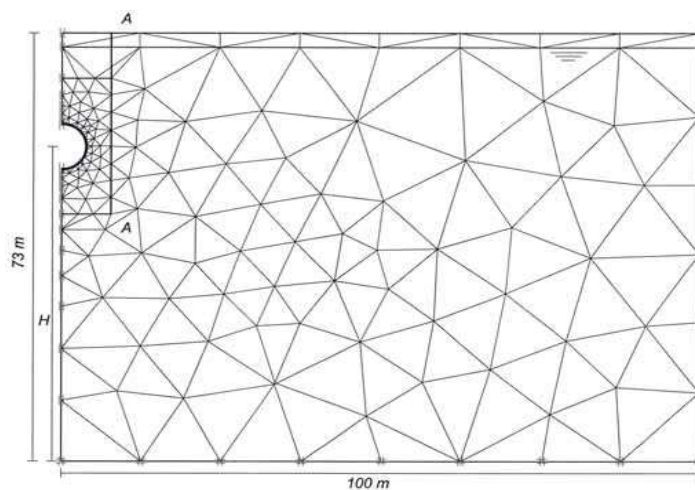


Figure II.1 : Géométrie et maillage en éléments finis (PLAXIS)

II.2 Conditions aux limites :

Comme le montre le **figure II.1**, le déplacement horizontal est bloqué sur les limites verticales du maillage. La base du maillage est maintenue fixe tant horizontalement que verticalement.

II.3 Conditions initiales des contraintes :

L'état initial des contraintes est de type géostatique. Les contraintes verticales sont dues au poids des terrains et les contraintes horizontales effectives sont proportionnelles aux contraintes verticales effectives selon le coefficient de pression des terres au repos. Ce coefficient vaut 0,4 et 1,15 respectivement pour le gravier et l'argile. Les calculs sont effectués en conditions drainées, cependant pour une estimation quantitative des déformations dues au creusement d'un tunnel dans des sols fins, une analyse non drainée avec consolidation aurait dû être utilisée. Cette hypothèse peut être justifiée par le fait qu'une analyse drainée est suffisante pour évaluer le comportement à long terme pour ce type d'ouvrages.

II.4 Simulation du creusement :

Le choix du taux de déconfinement λ_d constitue une des difficultés majeures de l'application de la méthode convergence- confinement. Ce paramètre peut être calculé en se basant sur des simulations tridimensionnelles permettant d'obtenir le même tassement maximal en surface (Möller, 2006). En se basant sur l'étude de Karakus (2007), le taux de déconfinement adopté dans cette étude est de 35%.

La simulation numérique du creusement se fait ainsi en deux phases :

- Désactivation du terrain à excaver tout en appliquant simultanément un taux de déconfinement λ_d sur les pourtours de l'excavation, la **figure II.2** présente l'application des forces appliquées sur le pourtour du tunnel lors de l'application d'un taux de déconfinement.
- Activation du soutènement et déconfinement total. [18]

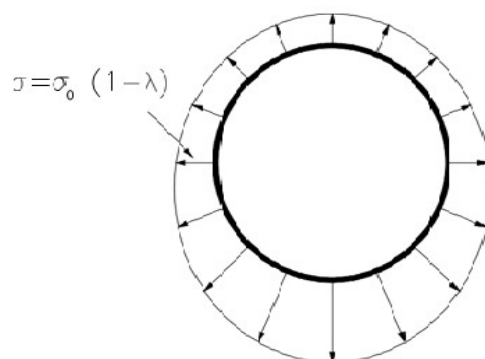


Figure II.2 : Simulation du creusement par la méthode de « λ »

II.5 Comportement des matériaux :

Dans la modélisation numérique, le soutènement est caractérisé élasticité linéaire isotrope par un module d'Young de 5 GPa et un coefficient de Poisson de 0,2. La couche de gravier est représentée par le modèle MC. Toutefois, l'argile est simulée à l'aide des modèles de comportement à complexité croissante :

- Le modèle élastique linéaire isotrope parfaitement plastique (MC, Référence) .
- Le modèle « HS ».
- Le modèle « HS-Small).

La réponse du modèle numérique en fonction des différents modèles de comportement est alors évaluée en termes de déplacements autour du tunnel simulé.

Le calage des différents paramètres est basé sur une campagne intensive d'essais en laboratoire et in-situ. Ces expérimentations ont permis de caractériser l'argile sur consolidée de Londres.

Dans l'actuelle étude simplifiée, on ne prend en compte qu'une seule couche dont les paramètres ont des valeurs moyennes. Des simulations numériques des essais triaxiaux drainés qui correspondent aux différentes profondeurs ont été effectuées afin de caler les paramètres de chaque modèle adopté. Les paramètres nécessaires à la représentation du comportement sous petites déformations sont obtenus grâce aux mesures effectuées pendant les essais par la technique des « bender éléments ».

A titre d'exemple, la **figure II.3** présente un calages effectués illustre cette relation utilisant les modèles dans PLAXIS. Ces figures montrent que les courbes numériques sont en bonne concordance avec les mesures expérimentales.

Autour du calcul de référence ($\lambda_d = 35\%$ et $H' = 2D$), des calculs supplémentaires ont été ensuite effectués pour évaluer l'impact de divers paramètres :

- Le modèle de comportement ;
- La hauteur de recouvrement au-dessus de la clé du tunnel (variable entre 1D et 5D) ;
- La perte de volume de 0,1 à 3%. [18]

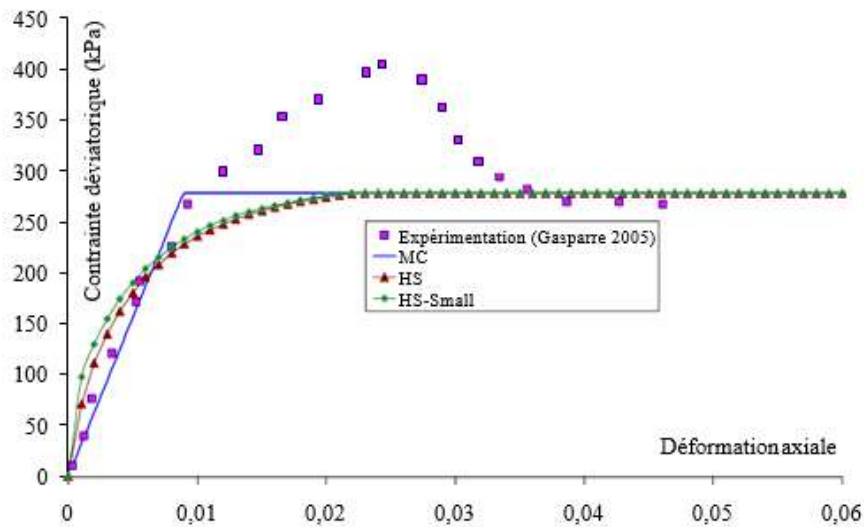


Figure II.3 : Calage des paramètres (PLAXIS).

III. Résultats et discussion

❖ Calcul de référence ($\lambda d = 35\%$ et $H' = 2D$)

Les cuvettes de tassement finales ainsi que celles normalisées par le tassement maximal en surface calculées à l'aide de PLAXIS sont représentées sur les **figures III.1 et III.2**.

L'impact du modèle de comportement se manifeste par une différence de réponse en termes de mouvements.

Malgré une extension satisfaisante du maillage, on observe suivant le modèle MC **Figure III.1** des tassements en surface loin du centre de tunnel, ce qui semble irréaliste. Ce problème peut être justifié par le fait que même dans les zones de faibles déformations, le module de cisaillement adopté dans le modèle MC reste constant.

On observe également 40% de différence entre le tassement maximal estimé par HS et HS- Small **Figure III.2**. Celui-ci montre l'importance de la prise en compte de la valeur plus élevée de la rigidité du sol sous très faibles déformations.

En normalisant les cuvettes de tassement par le tassement maximal **Figure III.2** on peut distinguer la cuvette de tassement de MC des autres cuvettes. Un soulèvement du sol situé au-dessus de la clé du tunnel a été observé, ce qui est irréaliste compte tenu du processus de creusement mis en œuvre.

Les autres modèles aboutissent à des cuvettes de tassements d'une forme identique à une distribution de Gauss. D'ailleurs, le modèle HS- Small s'approche le plus des observations expérimentales (cuvette de tassement plus profonde et moins large, Addenbrooke et al, 1997 et Mair et al, 1993 par exemple). [18]

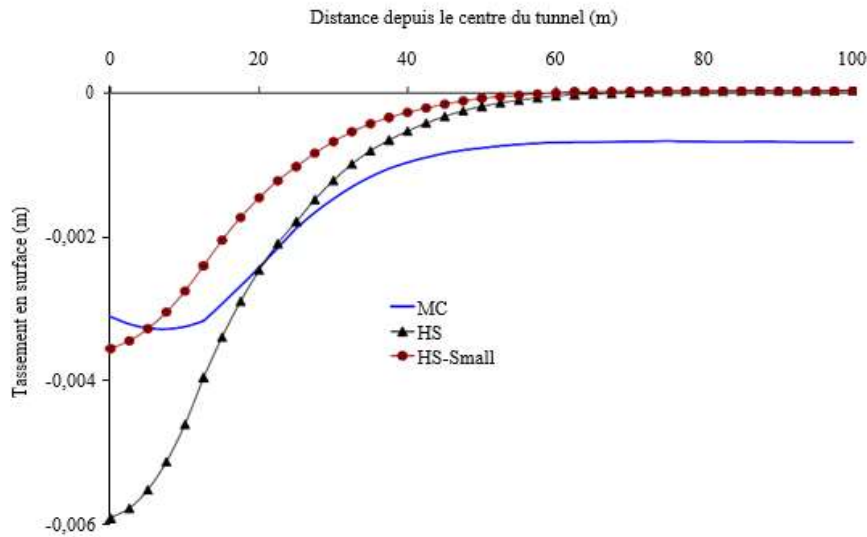


Figure III.1 : Cuvette de tassement en surface (PLAXIS)

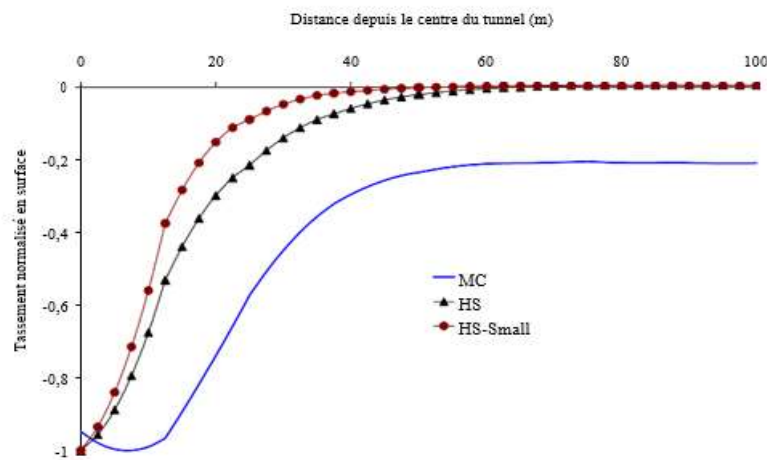


Figure III.2 : Cuvette normalisée de tassement en surface (PLAXIS)

Si l'on s'intéresse au déplacement horizontal au niveau du centre du tunnel **Figure III.3** on constate que les modèles qui adoptent une rigidité plus élevée sous faibles déformations (HS-Small) limitent beaucoup les déplacements latéraux. En effet, le modèle HS permet d'aboutir au déplacement latéral environ 65% plus important que celui prédit par HS-Small. Toutefois, le

modèle MC s’éloigne des autres modèles avec une valeur 290% plus élevée que celle observée par HS- Small. [18]

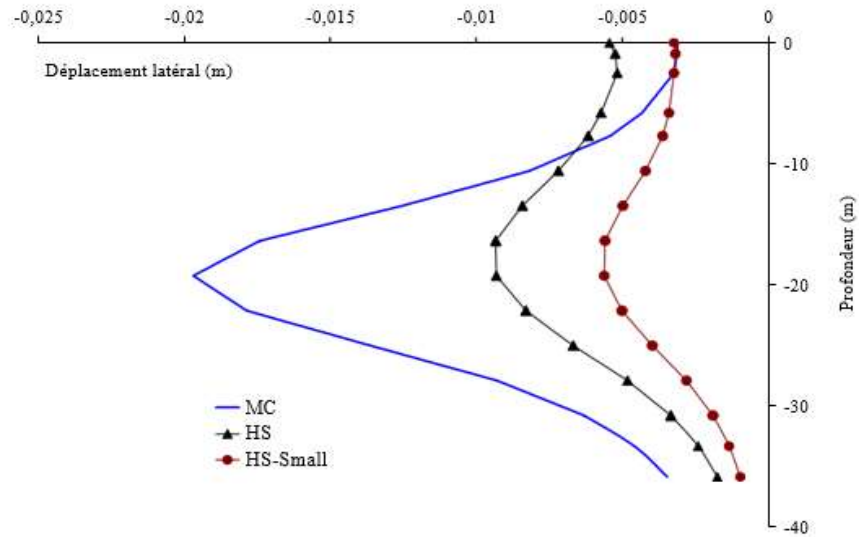


Figure III.3 : Déplacements latéraux (PLAXIS).

IV Etudes paramétriques

IV.1 Hardening Soil Model (HSM) :

Ce modèle s'appuie sur les modèles à double écouissage développé par Schanz et al. [1999] (cité par Jean-Pierre JANIN 2012). Le critère plastique adopté est celui de Mohr-Coulomb (MC). Un écouissage plastique avant la rupture est pris en compte au lieu du comportement purement élastique supposé dans le modèle MC.

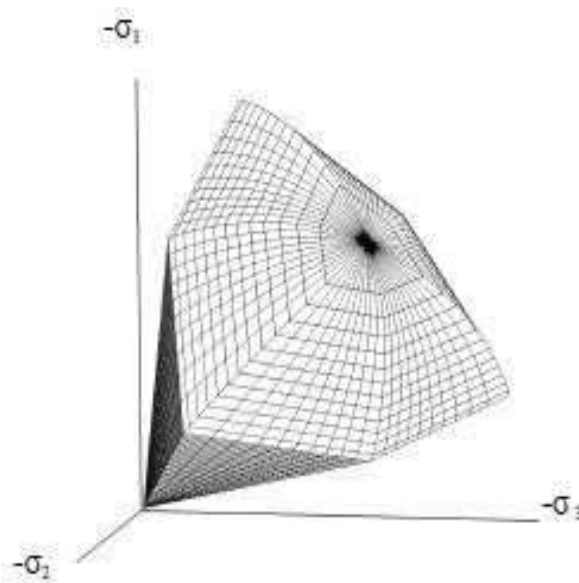


Figure IV.1 : Surface de charge d'après Schanz et al (1999).

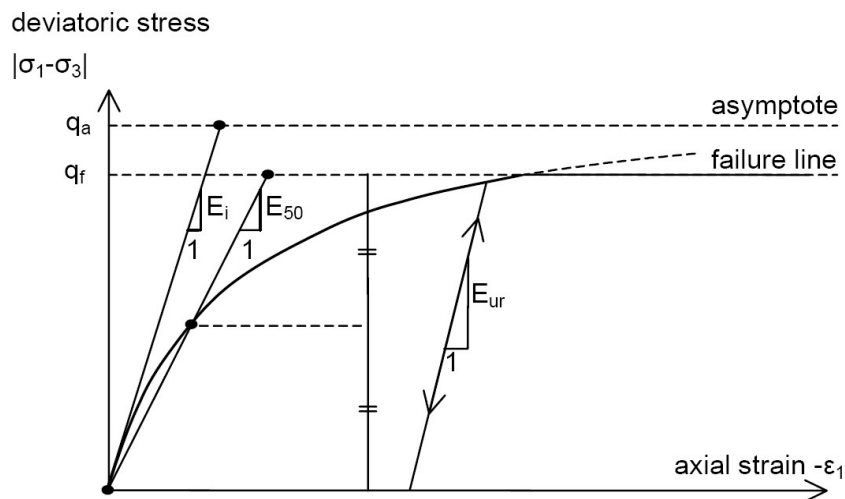


Figure IV.2 : Courbe hyperbolique pour la relation contrainte-déformation (Schanz et al 1999)

Les paramètres du modèle Hardening Soil se regroupent en trois catégories :

1) Les paramètres de résistance ϕ , c , et ψ (Paramètres plastiques de Mohr-Coulomb).

2) La rigidité du sol est décrite à l'aide de trois raideurs :

- E_{50}^{ref} : Module sécant dans un essai triaxial qui caractérise le cisaillement.
- E_{oed}^{ref} : Module d'Young œdométrique
- E_{ur}^{ref} : Le module de déchargement-rechargement, ($E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref}$ par défaut).
- m : exposant du niveau de contrainte (une valeur de 0,5 est souvent retenue).

3) Paramètres avancés

ν_{ur} : Coefficient de Poisson en déchargement-rechargement (0,2 par défaut)

P^{ref} : Pression de confinement de référence (100 kPa par défaut)

K_0^{nc} : K_0 dans le cas de consolidation normale (normale $K_0^{nc} = 1 - \sin\phi'$, par défaut)

R_f : rapport d'approchement de la rupture q_f/q_a (0,9 par défaut) [18]

IV.2 Hauteur de couverture :

Pour analyser l'influence du recouvrement sur les mouvements, des calculs supplémentaires ont été effectués pour $\square d = 35\%$ et une couverture variable entre 1D et 5D **Figures IV.3 et IV.4**. Les tassements en surface présentés sur la **figure IV.3** correspondent aux tassements en surface juste au-dessus de la clé du tunnel et les déplacements latéraux **Figure IV.4** sont ceux obtenus au niveau du centre de tunnel.

Suivant le modèle MC, on observe un soulèvement pour les faibles profondeurs ($< 1,5D$), puis pour une profondeur supérieure à $1,5D$, on observe que le tassement augmente avec la profondeur, ce qui semble irréaliste. En effet, les effets de voûte autour d'un tunnel limitent la propagation des mouvements en surface c'est donc le phénomène inverse qui aurait dû être observé. A l'inverse de MC, les autres modèles prédisent des tassements maximaux en surface qui diminuent par la suite en profondeur. La réduction est plus importante pour les modèles de HS et HS-Small. Les courbes de HS et HS-Small sont quasiment parallèles en conservant une différence notable de 55%. Les tassements en surface se stabilisent lorsque la hauteur de couverture s'approche de 3D

et 4D pour HS et HS-Small. Néanmoins, les tassements stabilisés en profondeur sont très importants et loin d'être nuls pour les modèles HS.

La **figure IV.4** nous permet de visualiser les déplacements horizontaux au niveau du centre de tunnel en fonction de la hauteur de couverture (également variable de 1D à 5D) pour les différents modèles de comportement mis en œuvre. On obtient des déplacements minimaux près de la surface du sol, ces déplacements deviennent plus importants en profondeur. Néanmoins, la pente de la courbe qui correspond au modèle MC est la plus élevée.

Autres inconvénients du modèle MC apparaissent plus clairement sur la **figure IV.5** qui représente les cuvettes de tassements correspondant à une hauteur de recouvrement de 1D.

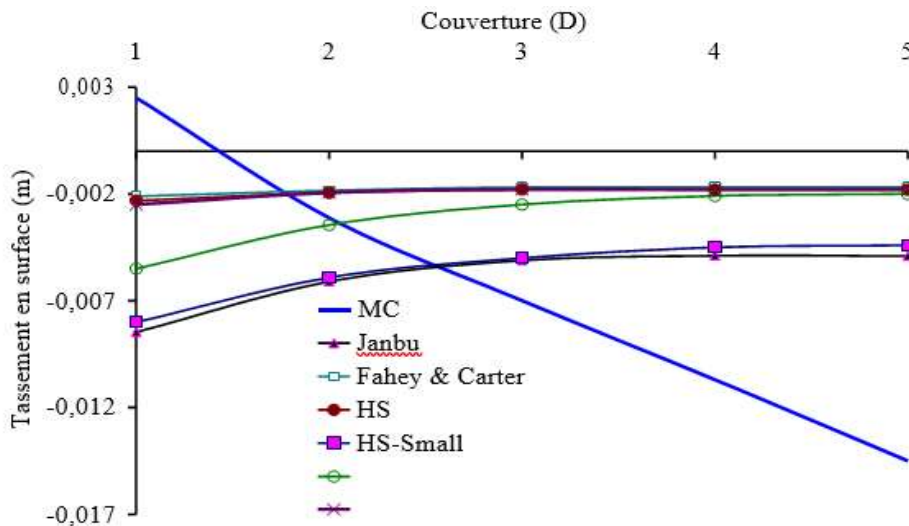


Figure IV.3 : Impact de la couverture au-dessus du tunnel sur les tassements en surface.

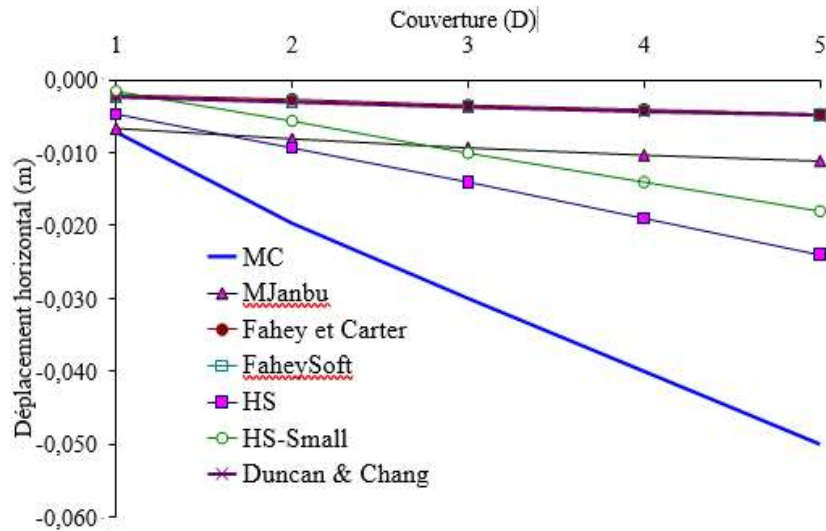


Figure IV.4 : Impact de la couverture du tunnel sur les déplacements latéraux au niveau du centre de tunnel étudié.

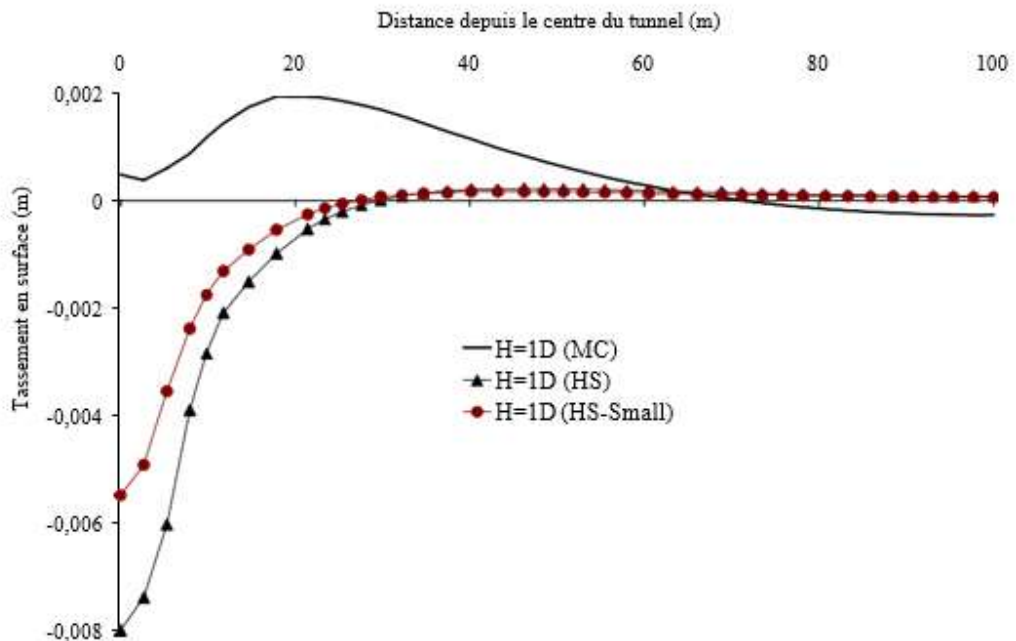


Figure IV.5 : Cuvettes de tassement pour une couverture de 1D

Afin de confronter les résultats des simulations numériques à ceux des modèles empiriques, le paramètre i (Equation) de la distribution de Gauss a été calculé pour chaque profondeur et chaque modèle de comportement en ajustant les courbes empiriques aux

résultats de l'analyse **Figure IV.6**. On rappelle que la cuvette des tassements en surface a pour formulation :

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

Où $S(x)$, représente le tassement en un point y de l'axe de tunnel, S_{vmax} , le tassement maximal selon l'axe de tunnel et i la distance entre le centre et le point d'inflexion.

Les points sur la **figure IV.6** ont été ensuite confrontés aux différentes équations empiriques cité par Dias (1999). La courbe 'Max empirique' montre pour chaque géométrie (profondeur, diamètre et couverture), les valeurs maximales d'après les différents auteurs, tandis que la courbe 'Min empirique' montre les valeurs minimales. Il est intéressant de noter que sur la **figure IV.6**, toutes les valeurs du paramètre i estimées par la modélisation numérique sont surestimées par rapport à celles obtenues par les différentes méthodes empiriques. Cependant, le modèle HS-Small prédit les valeurs les plus proches. [18]

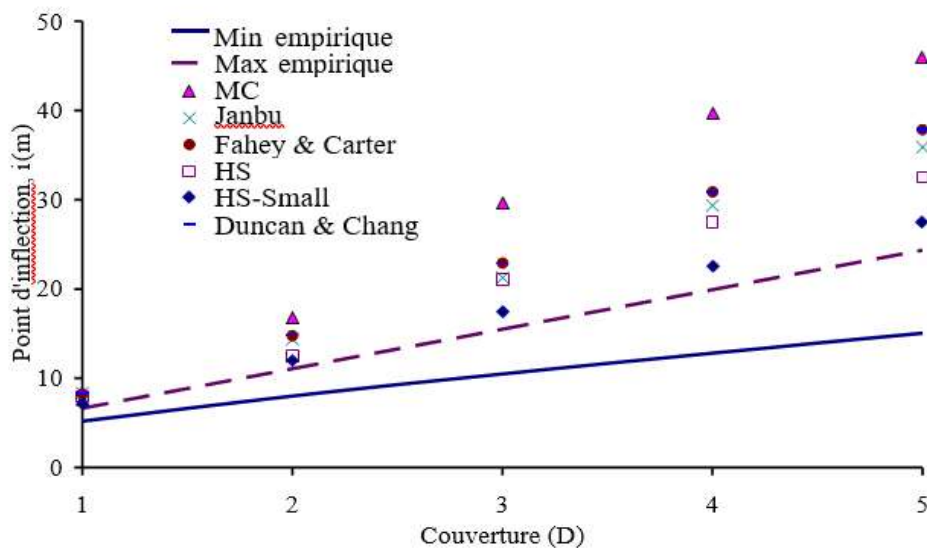


Figure IV.6 : Paramètre i : Comparaison entre simulation et approches empiriques

IV.3 Simulation du mode de creusement :

Une autre série de calculs basée sur la méthode de réduction du volume de la section transversale du tunnel à creuser (de 0,1 à 3%) a été réalisée pour étudier l'impact de la perte de

volume du tunnel sur les tassements du sol. Dans ce cas, les conditions aux limites sont différentes de celles utilisées pour la méthode « λ ». On a utilisé des déplacements contrôlés, ce qui permet de réduire la section transversale du tunnel (en supposant que la position de son centre reste fixe). Cette méthode est présentée sur la **figure IV.7**

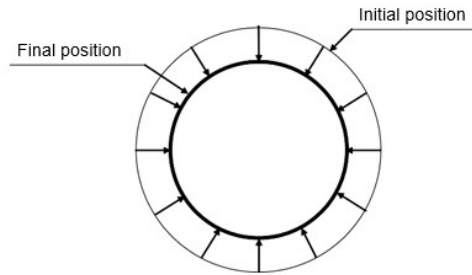


Figure IV.7 : Simulation du creusement en déplacements contrôlés

Sont présentés sur la **figure IV.8**, les tassements du sol en surface en fonction de la réduction de surface de la section transversale du tunnel. Cette figure montre que le tassement maximal du sol en surface augmente lorsque la réduction de la surface de section augmente pour les trois modèles de comportement. Toutefois, le modèle MC prédit un soulèvement du sol pour une perte de volume inférieure à 1%.

Pour estimer la perte de volume qui correspond à chaque modèle de comportement adopté, la réduction de la section transversale a été confrontée au taux de déconfinement adopté à la simulation du creusement pour le calcul de référence qui permet d'aboutir au même tassement du sol observé en surface. Les cuvettes de tassements transversales prédites par les deux approches (la méthode « λ » et les déplacements contrôlés) sont présentées sur la **figure IV.9**.

On n'observe aucune différence notable entre les cuvettes simulées à l'aide de la méthode « λ » et la méthode des déplacements contrôlés lors de l'utilisation des modèles MC et HS. Toutefois, lors de la simulation à l'aide du modèle HS-Small, la méthode des déplacements contrôlés permet d'aboutir à une cuvette plus étroite que celle observée par la méthode « λ ». [18]

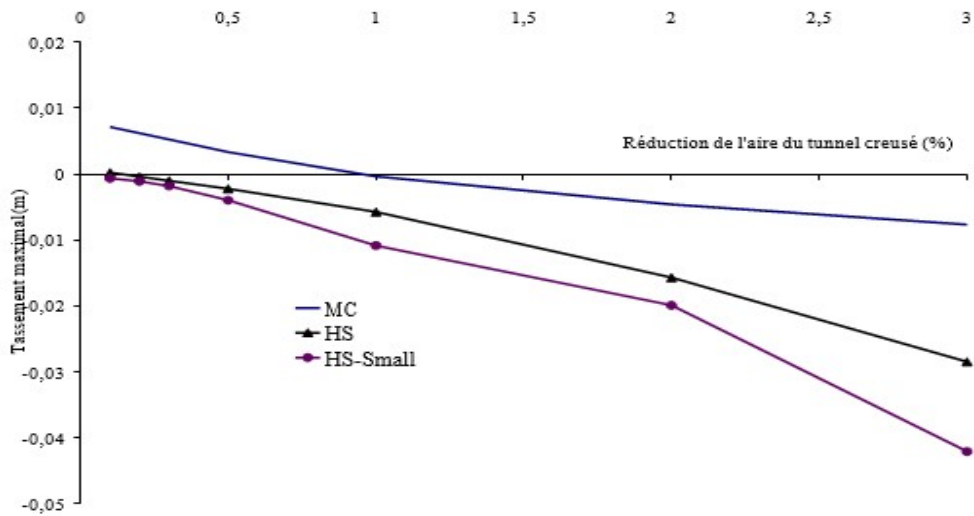


Figure IV.8 : Impact de la réduction d’aire de la section transversale sur les tassements en surface.

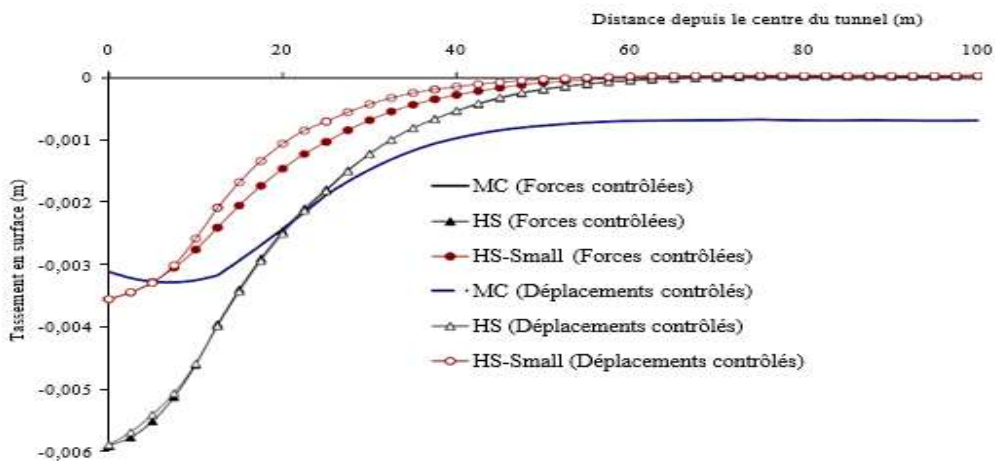


Figure IV.9 : Cuvettes de tassement en surface : Comparaison entre la méthode λ et la méthode des déplacements contrôlés.

Le tableau III.1 révèle la perte de volume pour chaque modèle. De ce tableau, on peut constater que la perte de volume la plus importante est celle calculée par le modèle MC. Il est 3,5 fois plus élevée que celle calculée par le modèle HS-Small.

En utilisant cette approche, il est possible d’estimer un taux raisonnable de la réduction des contraintes engendrée par le processus du creusement en se basant sur les mesures effectuées in situ (par exemple, la perte de volume et le tassement maximal du sol en surface). [18]

Modèle mis en œuvre	Taux de déconfinement	Perte de volume
MC	35%	1.65%
HS	35%	1.2%
HS-Small	35%	0.47%

Tableau III.1 : Perte de volume calculée

Conclusion

Afin d’évaluer l’impact des modèles de comportement mis en œuvre sur la prédiction des mouvements autour du tunnel creusé dans l’argile sur consolidée de Londres, des simulations numériques bidimensionnelles ont été effectuées à l’aide du code de calcul Plaxis.

Cette étude a permis de montrer que l’utilisation d’un modèle de comportement adapté au problème du creusement d’un ouvrage souterrain (qui comprend la non linéarité en petites déformations et la rigidité plus élevée en très petites déformations) améliore sensiblement la prédiction des déplacements autour de l’ouvrage. La simulation menée a également démontré de nombreuses limitations de l’utilisation du modèle « MC » pour simuler le creusement d’un ouvrage souterrain.

Néanmoins, la différence entre les conditions initiales in situ et celles simulées n’a pas permis de confronter les résultats de la modélisation numérique aux grandeurs mesurées.

Conclusion Générale

Les tunnels sont classés parmi les grands ouvrages d'art, caractérisé par un mode de construction laborieux. L'étude et la réalisation d'un tunnel implique divers domaines de génie civil, parmi eux on retrouve la géologie, la mécanique des sols, la mécanique des roches, l'hydrogéologie, résistance des matériaux, le béton armé, la construction métallique, la topographie. Ce qui a donné naissance à plusieurs méthodes et modèles de calcul définissant chaque disposition. Le tunnel peut devenir très coûteux lorsqu'il traverse des massifs rocheux durs ou dans des couches de sol mou de qualité médiocre et instable en particulier avec la présence des nappes phréatiques.

Le hall central qui constitue une partie de l'extension du Terminal 4 de l'aéroport d'Heathrow a fait l'objet de l'étude. Les importantes reconnaissances géotechniques du site étudié ainsi que les études disponibles dans la littérature ont permis de mettre en évidence le comportement non linéaire et anisotrope de l'argile de Londres et de quantifier ses paramètres de déformabilité en fonction du niveau des contraintes.

Afin d'évaluer l'impact des modèles de comportement mis en œuvre sur la prédiction des mouvements autour du tunnel creusé, des simulations numériques bidimensionnelles ont été effectuées à l'aide de code de calcul Plaxis.

Seul le creusement du hall central a été modélisé et pris en compte de manière simplifiée. Les différentes unités lithologiques ont été considérées par une seule couche homogène.

Le coefficient k_0 retenu a été pris égal à 1,15 dans des simulations sous conditions drainées.

Les modélisations retenues ont permis de constater que l'utilisation d'un modèle de comportement de niveau de complexité adéquat améliore sensiblement la prédiction des mouvements autour de l'ouvrage. La simulation simplifiée a également démontré les nombreuses limitations de l'utilisation du modèle « MC » pour simuler le creusement d'un ouvrage souterrain.

En effet, les simulations numériques ont montré que lorsque le profil réel de k_0 est pris en considération, aucun des modèles MC, Cam-Clay, HS ou encore HS-Small n'arrive à reproduire la cuvette des tassements transversale mesurée in situ. Les mêmes conclusions ont été obtenues avec le modèle transversalement anisotrope qui nécessite des hypothèses très fortes concernant la valeur

de la rigidité retenue, qui conduit à des déplacements horizontaux très élevés et loin de ceux mesurés.

Il est important de noter que l'apport de la simulation en 3D n'a pas été étudié car il a été retenu que ce type de modélisation ne modifie pas fondamentalement la forme de la cuvette des tassements (Möller, 2006). Néanmoins, le creusement d'un ouvrage souterrain induit des phénomènes tridimensionnels (dont notamment des reports de charge) au front de taille. La simulation en déformations planes de ces phénomènes représente donc une simplification forte de la réalité. Dès lors seul un modèle 3D permettrait d'établir une confrontation rigoureuse avec les déplacements horizontaux mesurés in situ.

Références Bibliographiques

- [1] : TOUAMRIA S. Modélisation Numérique Tridimensionnelle De L'effet Du Creusement D'une Tunnel Sur Le Comportement Des Super Structures Sous-Jacentes. Projet de Fin d'Études, Ecole Doctoral en Génie Civil. U. Skikda. (2007).
- [2] : GESTA P. Travaux souterrains, Association Française des Travaux en Souterrains (AFTES). (1995).
- [3] : JAMAL I. Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains-méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique. Thèse de doctorat, école des mines de Nancy. France. (2007).
- [4] : CETU. Dossier pilote des tunnels : section4-proceder de creusement et de soutènement. Ministère de l'équipement, des transports et du logement-direction des routes, France. (1998).
- [5] : Thèse. Réalisation Et Conception D'un Tunnel Ferroviaire à Deux Voies. Cas De Tunnel Gannta (Boumadfaa), Projet De Fin D'étude Master Géotechnique.
- [6] : Jean-Pierre JANIN « Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte- parapluie).», Thèse Doctorat, L'institut national des sciences appliquées de Lyon, France, [21 mai 2012].
- [7] : DERIAS T., SOUFI A. Etude comparative d'un tunnel calcule en éléments frame et en éléments Shell. Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil. Ecole nationale polytechnique. El-Harrach-Alger. (2008).
- [8] : KITCHAH F. contribution à la modélisation numérique du front de tunnel renforce par boulonnage. Thèse de doctorat. Université Mohamed Khider. Biskra. (2017).
- [10] : TIKIALINE B. Calculs d'un tunnel avec couverture-tronçon HAI-EL-BADAR. (2007).
- [11] : Hrennikoff, Alexander (1941). « Solution des problèmes d'élasticité par la méthode du cadre ». Journal of mécanique appliquée
- [12] : Huy TRAN MANH. Comportement des tunnels en terrain poussant. Thèse de doctorat l'Université Paris Est Ecole Doctorale Sciences. (2014)
- [13] : PLAXIS V.8.2 (2003). Finite element codes for soil and rock'n'roll analyses, 2 nd version, 8.2. Material Models Manual. Reference Models Manual. Manual Scientific Models. Manual Tutorial models.

[14] : TOUFIK Khefache, « Modélisation du creusement d'un tunnel en milieu urbain cas du métro d'Alger », Mémoire de Magistère de l'université de Abderrahmane Mira-Bejaia. [2007].

[15] : TOUAMRIA Sabri, « modélisation numérique tridimensionnelle de l'effet de creusement d'un tunnel sur le comportement des superstructures. Sus jacentes. », Mémoire de Magister de l'Université de Souk-Ahras. [2007].

[16] : Akram KOUCHY « étude de soutènement provisoire le cas métro d'Alger. » Mémoire Magister de l'université EL Hadj Lakhdar-Batna, [2012].

[17] : Lahmadi AZZIDDINE, « étude paramétrique de l'interaction entre ouvrage-bâtiment- excavation. », Mémoire de Magister de l'université EL Hadj Lakhdar-Batna, [2006].

[18] : HEJAZI Y. influence de la prise en compte des modules en petites déformations des sols sur la modélisation numérique d'ouvrages géotechniques. Thèse de doctorat. L'institut national des sciences appliquées de Lyon. France. (2010).

[19] : BURNETT, A. D., AND FOOKES, P. G. (1974). "A regional engineering geological study of the London clay in the London and Hampshire Basins." Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 7(3), 257-295.

[20] : ALDRIAN, W., AND KATTINGER, A. (1997). "Monitoring of performance of primary support of NATM station at Heathrow Terminal 4." In: Tunnels for people, J. Golser, W. J. Hinkel, and W. Schubert, eds., Rotterdam, Balkema, 71-77.

[21] : VAN DER BERG, J. P., CLAYTON, C. R. I., AND POWELL, D. B. (2003). "Displacements ahead of an advancing NATM tunnel in the London clay." Géotechnique, 53(9), 767- 784.

[22] : HIGHT, D. W., MCMILLAN, F., POWELL, J. J. M., JARDINE, R. J., AND ALLENOU, C. P. (2003). "Some characteristics of London Clay." In: Proc. Conf. Characterisation and Engineering, National University Singapore, Balkema, Vol. 2, 851-907.

Sites Web:

[23] : <https://www.universalis.fr/encyclopedie/tunnels/>