



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE DE BLIDA1
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du Diplôme de
l'obtention du diplôme de MASTER 2
en Génie Civil

Spécialité : GEOTECHNIQUE

Thème

**Etude d'un tronçon de tunnel de métro d'Alger
exécuté avec un TBM-EPB**

Réalisé par :

*MAHAMDI Yousra
NEHAL Adel*

Encadré par :

Dr BELKACEMI .S

PROMOTION : 2021

Remerciements

Avant tous nous remercions ” ALLAH ” tout puissant qui nous a éclairé le chemin du savoir et nous a donné la force pour arriver à cet instant. Je tiens à exprimer en tout premier lieu ma profonde gratitude à ma directrice de ce modeste mémoire, Madame BELKACEMI, qui a accepté de diriger ce travail. Je tiens à lui exprimer ma reconnaissance pour tout ce qu’elle nous a appris, pour ses conseils avisés et pour son soutien. Je remercie également Monsieur AZZI Mohamed de m’avoir offert l’opportunité de passer mon stage de fin d’études au sein du COSIDER TP. Je le remercie pour sa générosité, son dynamisme, ses encouragements continuels, et pour l’énorme soutien scientifique et moral pendant ce stage. Je tiens à remercier les membres du jury et pour leur présence, pour leur lecture attentive de mon mémoire ainsi que pour les remarques qu’ils m’adresseront lors de cette soutenance afin d’améliorer mon travail. Je remercie, nos enseignants pour tous les conseils et encouragements dont j’ai bénéficié tout au long de ces deux années.

Dédicace

Je dédie ce présent travail à ma très chère mère, qui a toujours été un exemple pour moi, que le bon dieu l'accueille dans son vaste paradis inchallah, et mon très cher père que dieu le protège.

Aux êtres les plus chers à mon cœur, mes frères et sœurs, Khadidja, Lamine, Yasmine, Zaki, qui ont toujours cru en moi et m'ont encouragé.

À mes chers neveux, Abderrahmane, Assia, Haroun, Meriem, Yahia.

À l'ensemble de mes amis, Aicha, Farah, Fella, Halima, Lyna, et Sarah.

Mes dédicaces vont enfin à mon binôme NEHAL Adel, pour tous les moments qu'on a passé ensemble durant ces deux dernières années ainsi qu'à tous mes collègues de la promo de master 2020/2021.

MAHAMDI Yousra

Dédicace

Je dédie ce travail à ceux qui m'ont fait venir au monde, ceux qui sont sacrifiés pour me voir la ou je suis, ceux a qui je ne pourrai jamais révéler mon amour avec de simple mots, à vous chères maman et papa.

À toute ma famille, en particulier mes frères et sœurs, Fethi, Ismail, Ishak, Nachida, Rania,

À toute la famille Nehal, mes tantes, mes oncles, cousins, cousines et neveux.

Sans oublier mon binôme MAHAMDI Yousrasans toi ce mémoire n'aurait jamais pu être fini à temps merci.

Mes dédicaces vont enfin à l'ensemble de mes amis et à toutes les personnes qui ont participé à l'élaboration de ce travail à tous mes collègues de la promo de Master 2020/2021.

TABLE DE MATIERE

Introduction générale	11
Chapitre I : Présentation du projet	14
I.1. Introduction	14
I.2. Présentation de l’ouvrage	14
I.3. Description de l’extension du métro d’Alger : El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d’Alger	15
Chapitre II : Synthèse bibliographique	17
II.1. Introduction	17
II.2. Méthodes d'exécution de tunnels	17
II.2.1. Execution de tunnels en terrain durs	17
II.2.2. Exécution mécanique en terrains meubles	18
II.2.2.1. Boucliers à front ouvert	19
II.2.2.2. Boucliers à front fermé	19
II.2.3. La surcoupe	20
II.3. Revêtement définitif	20
II.3.1. Les voussoirs	20
II.3.1.1. Matériaux utilisés pour le voussoir	21
II.3.1.2. Type de jonction des voussoirs	22
II.3.1.3. Pose des voussoirs	22
II.3.1.4. Etanchéité des voussoirs	23
II.4. Le bourrage	23
II.5. Détermination des charges agissant sur le tunnel	24
II.5.1. Pression verticale (P_v)	24
II.5.2. Pression horizontale (P_h).....	26
II.6. Tassements en surface	Erreur ! Signet non défini.
II.6.1 Description générale des mouvements de sol.....	Erreur ! Signet non défini.
II.6.2. Perte de volume de sol.....	Erreur ! Signet non défini.
II.6.3. Calcul du tassement.....	Erreur ! Signet non défini.
II.6.4. Cas des travaux réalisés au tunnelier.....	32

II.6.4.1. Tassements en avant et au droit du front	33
II.6.4.2. Tassements le long du bouclier.....	33
II.6.4.3. Tassements à l'échappée de la queue du bouclier	34
II.6.4.4. Tassements dus aux déformations du revêtement.....	34
II .7. Stabilité du front de taille.....	35
II.8. Pression de confinement par la méthode de l'équilibre limite	36
II.8.1 Mécanisme de rupture	37
II.8.2 Concept de sécurité allemand pour la stabilité du front de taille du tunnel . Erreur ! Signet non défini.	
II.9. Méthode convergence-confinement.....	Erreur ! Signet non défini.
II.9.1 Tracé de la courbe caractéristique du terrain.....	Erreur ! Signet non défini.
II.9.1.1 Domaine élastique linéaire.....	Erreur ! Signet non défini.
II.9.1.2. Zone en état limite de rupture	Erreur ! Signet non défini.
II.9.2 Domaine élastoplastique parfait	Erreur ! Signet non défini.
II.9.3. Convergence en fonction de la distance au front de taille.....	50
II.9.3.1. Premier cas (bouclier ouvert sans pression de front).....	50
II.9.3.2. Deuxième cas (le bouclier travaille avec confinement du front) :.....	51
II.10.Conclusion	53
Chapitre III : Reconnaissance du site.....	53
III.1 Introduction	53
III.2 Conditions Géologiques	56
III.2.1. Géologie du tracé	Erreur ! Signet non défini.
III.3 Conditions Hydrogéologique.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.1 Nappe phréatique	Erreur ! Signet non défini.
III.4 Etude géophysique	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1 Tectonique et sismicité.....	60
III.4.2 Condition Sismique.....	61
III.5 Classification des zones sismiques.....	62
III.5.Reconnaissance géotechnique	62
III.5.1. Essais en laboratoire.....	65
III.5.1.1. Classification des sols.....	65
III.5.1.2 Résultats des essais mécaniques.....	66

III.6.Conclusion	67
Chapitre IV : Analyse de stabilité	67
IV.1 Introduction	67
IV.2 Charges agissant sur le tunnel	68
IV.2.1. Pression verticale	69
IV.2.2.Pression horizontale	70
IV.3. Calcul du tassement en surface	70
IV.4. Stabilité du front de taille	70
IV.4.1. Facteur de stabilité (ou facteur de charge).....	70
IV.5. Calcul de la pression de confinement du front par la méthode d'équilibre limite	71
IV.5.1. Paramètres de la machine.....	72
IV.5.2. Facteurs de sécurité choisis pour les calculs.....	73
IV.5.3. Méthode de calcul (cas étudié)	73
IV.5.3.1.Angle de glissement résultant pour $E_{max, re}$	74
IV.5.3.2. Détermination des forces.....	74
IV.5.3.3. Détermination des pressions et contrôles	74
IV.6. Tracé de la courbe de convergence du terrain	80
IV.6.1. Zone en état limite de rupture	80
IV.6.1.1. La pression en état limite de rupture	80
IV.6.2 Domaine élastoplastique parfait.....	81
IV.6.3.Calcul de la surcoupe	82
IV.6.3.1 Premier cas – En l'absence de confinement du front.....	83
IV.6.3.2.Deuxième cas – En présence de confinement du front	84
 Chapitre V : Modélisation de l'exécution du tunnel au bouclier EPB	 87
V.1. Introduction	87
V.2. Emploi de la méthode convergence-confinement dans un tel contexte	88
V.3.Présentation du logiciel PLAXIS 3D	88
V.4.Calcul détaillé par la méthode aux éléments finis	89
V.4.1.Un calcul par phases.....	89
V.4.2. Données d'entrée – hypothèses	89
V.4.2.1. Données géologique et géotechnique	89

V.4.2.2. Données liées au tunnelier	90
V.4.2.3. Données liées au revêtement	90
V.4.3. Modélisation.....	90
V.4.4. La phase excavation	92
V.4.5. Modélisation par PLAXIS 3D.....	93
V.4.6. La phase passage du tunnelier	96
V.4.7. La phase d'injection du mortier de bourrage	100
V.4.8. La phase de mise en place des voussoirs.....	100
V.4.9. Consolidation	100
V.4 Conclusion	103
Conclusion générale	104
Annexe A	105
Annexe B	106
Annexe C	108
Références bibliographiques	11à

LISTE DES FIGURES

- Figure I .1: Vue D'ensemble du Projet Métro d'Alger.....**Erreur ! Signet non défini.
- Figure I.2 : Première et deuxième tranche de projet.....**Erreur ! Signet non défini.
- Figure II.1 : Les voussoirs.....**Erreur ! Signet non défini.
- Figure II.2 : Hypothèses de base de la théorie de la poussée souterraine de TERZAGHI.....**Erreur ! Signet non défini.
- Figure II.3 : Les équations utilisées par la théorie de Terzaghi.** Erreur ! Signet non défini.
- Figure II.4: Perte de volume de terrain lors du creusement de tunnel.....** Erreur ! Signet non défini.
- Figure II.5 : Allure générale de la cuvette de tassement (Clough et Schmidt, 1981)**Erreur ! Signet non défini.
- Figure II.6 : Estimation des paramètres S_{max} et i (Peck, 1969).....** Erreur ! Signet non défini.
- Figure II.7 : Volumes des pertes de sol observées sur des chantiers de tunnels réalisés au bouclier dans des argiles (Leca, 1989)**Erreur ! Signet non défini.
- Figure II.8. Tassement le long du bouclier.**Erreur ! Signet non défini.
- Figure II.8 : Forces agissant sur le coin**Erreur ! Signet non défini.
- Figure II.9: Exemple de détermination de la force de confinement maximale requise ($E_{max, re}$) par variation de l'angle de glissement (θ).**Erreur ! Signet non défini.
- Figure II.10 : Deux distributions possibles de la contrainte verticale à côté du plan triangulaire vertical du coin.....**Erreur ! Signet non défini.
- II.9. Méthode convergence-confinement.....**Erreur ! Signet non défini.
- Fig. II.11 : Variation du taux de déconfinement λ en fonction de la distance x du front de taille – sans pression de confinement (Bouvard et al. 1994).....** Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.1. Extrait des Cartes Géologiques feuille n°21 d'Alger et feuille n° 42. Implantation de Tracé (hypothèse géotechnique).....**Erreur ! Signet non défini.
- Figure.III.2. Coupe lithologique le long du tracé.....**Erreur ! Signet non défini.
- III.3 Conditions Hydrogéologique.....**Erreur ! Signet non défini.
- Figure III.3. Extrait de la Carte Hydrogéologique de la région d'Alger (Echelle 1 :200 000).**Erreur ! Signet non défini.

Figure III.4. Interprétation 3D des principales failles « offshore/onshore » de la région d'Alger.Erreur ! Signet non défini.

Figure III.5. Carte de Zonage Sismique du Territoire National (RPA 99/V. 2003).Erreur ! Signet non défini.

Figure III.6 : Implantation des sondages réalisés au niveau du tronçon 9 d'étude.Erreur ! Signet non défini.

Figure III.7. Essai de compressibilité à l'œdomètre.Erreur ! Signet non défini.

Figure VI.1. Tracé de la courbe de variation de la force de confinement (E) en fonction de l'angle de glissement (ϑ).Erreur ! Signet non défini.

Figure VI.2.Limites de pression de confinement en clé de voute du tunnel..... Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.3.Courbe caractéristique du terrain.....Erreur ! Signet non défini.

Figure V.1 : Phase excavation au bouclier avec une pression de confinement sur le front de tailleErreur ! Signet non défini.

Figure V.2 : Déplacements verticaux et tassement en surface pendant la phase d'excavation.....Erreur ! Signet non défini.

Figure V.3 : La phase passage du tunnelier avec pression de confinement sur le front de taille.....Erreur ! Signet non défini.

Figure V.4 : Déplacements verticaux et tassement en surface pendant la phase passage du tunnelierErreur ! Signet non défini.

Figure V.5 : La phase d'injection de bourrage et mise en place des voussoirs en gardant la pression de confinement sur le front de taille.....Erreur ! Signet non défini.

Figure V.6 : Déplacements verticaux et tassement en surface pendant la phase d'injection du mortier de bourrage et mise en place de voussoirs..... Erreur ! Signet non défini.

Liste des tableaux

Tableau II.1 matériaux utilisés pour le voussoir.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.2 : type de jonction des voussoirs.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau. II.3 : volume de terrain perdu (Peck, 1969)	Erreur ! Signet non défini.
TableauII.4: Facteur de charge N_t et stabilité du front de taille- sols argileux	Erreur ! Signet non défini.
(Peck, 1969)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau. II.5: Coefficients suggérés pour la pression latérale des terres dans le silo, K_1	Erreur ! Signet non défini.
Tableau. II.6: Coefficients suggérés pour la pression latérale des terres sur les plans triangulaires verticaux du coin de glissement triangulaires.	Erreur ! Signet non défini.
II.9. Méthode convergence-confinement	Erreur ! Signet non défini.
III.1 Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2 Conditions Géologiques	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1.Les principales unités lithostratigraphiques le long du tracé (Hypothèse géotechnique tunnel PK 0+000,00 - PK 9+575,00).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.2 : Résumé des principales unités.	Erreur ! Signet non défini.
III.3 Conditions Hydrogéologique	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.3 Perméabilité du tronçon.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.4. Les valeurs du coefficient d'accélération de la Zone "A".	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.5 : Sondages réalisés le long du tronçon 9 (hypothèse géotechnique tunnel PK 0+000,00 - PK 9+575,00).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.6. Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 7 : Résultats d'analyses granulométriques.	Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.8 : poids volumiques (sondage 77)..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.9 : Essai a l'appareil triaxial (CU+U) consolidé non drainé (NF P 94 – 074).
..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.10. Caractéristique de compressibilité..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV.1. Caractéristiques du sol Erreur ! Signet non défini.

**Tableau IV.2. Paramètre de la courbe caractéristique du terrain pour déterminer la
valeur de la surcoupe** Erreur ! Signet non défini.

Sujet : Etude d'un tronçon de tunnel de métro d'Alger exécuté avec un TBM-EPB.

Résumé : notre travail est l'étude d'un tronçon de tunnel faisant partie de l'extension E – El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger du Métro d'Alger.

Il a été évalué les efforts appliqués sur la section de tunnel choisie – tronçon 9, les tassements en surface engendrés par le creusement ont été calculés. Pour maintenir la stabilité du front de taille la pression de confinement à appliquer sur le front de taille par le bouclier a été évaluée en utilisant la méthode de l'équilibre limite. Une modélisation de l'exécution du tunnel au bouclier EPB selon une méthodologie bien précise, a été réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS 3D.

Mots clés : tunnel, métro, bouclier EBP, tassement, front de taille, confinement, surcoupe, modélisation, PLAXIS 3D.

Subject: Study of a tunnel section of the Algiers metro executed with a TBM-EPB.

Summary: Our work is the study of a section of tunnel forming part of the extension E - El Harrach Centre - Bab Ezzouar - Algiers International Airport of the Algiers Metro.

The forces applied to the selected tunnel section - section 9 - were evaluated and the face stability settlements caused at the surface by the excavation were calculated. To maintain the stability of the face, the confining pressure to be applied to the face by the shield was evaluated using the limit equilibrium method. A model of the tunnel execution with the EPB shield according to a precise methodology was carried out using the PLAXIS 3D software.

Key words: tunnel, metro, EBP shield, settlement, working face, containment, overcutting, modelling, PLAXIS 3D.

الموضوع: دراسة قسم من نفق مترو الجزائر المنفذ بواسطة TBM-EPB
ملخص: عملنا يتكون من دراسة قسم النفق الذي هو جزء من الامتداد - مركز الحراش - باب الزوار - مطار الجزائر الدولي لمترو الجزائر.
القوى المطبقة على قسم النفق المحدد - القسم 9 ، تم حساب التسوية السطحية الناتجة عن الحفريات.
للحفاظ على ثبات واجهة النفق ، تم تقييم ضغط الاحتواء الذي سيتم تطبيقه على الوجه بواسطة الدرع باستخدام طريقة التوازن الحدي.
تم تنفيذ نمذجة تنفيذ النفق باستخدام درع EPB وفقاً لمنهجية محددة باستخدام برنامج PLAXIS 3D.
الكلمات المفتاحية: نفق، المترو، تسوية، وجه النفق، الحبس، القطع الزائد ، أغطية ، شرائح ، العنصر النهائي .

La meilleure solution pour remédier à ce problème de saturation des réseaux de transport qui continue de s'aggraver d'une année à l'autre, les spécialistes proposent un système de transport urbain multimodal, fonctionnel, intégré et performant, qui est le métro.

L'ingénieur se trouve ainsi face à deux problèmes majeurs : d'une part assurer le bon déroulement des travaux en préservant la stabilité de l'ouvrage, et,

D'autre part, contrôler les déformations du massif encaissant pour éviter l'interaction avec les constructions avoisinantes.

La reconnaissance du sol est une phase fondamentale dans la réussite d'un projet, le creusement d'ouvrage peut en effet engendrer des désordres importants aux structures existantes, avec des conséquences humaines et économiques non négligeables.

Les souterrains ne sont pas une découverte moderne, car l'histoire de leurs constructions remonte au temps où l'homme cherchait abri dans les cavernes naturelles ou dans les refuges et les couloirs souterrains qu'il creusait. Et depuis ça, on donne beaucoup d'importance aux ouvrages souterrains car ils sont naturellement protégés contre les intempéries (ouragans, tornade, orages et autres phénomènes naturels).

La plus ancienne mention d'un tunnel est celle de Diodore de Sicile décrivant le tunnel de Babylone qui aurait été construit par la reine Sémiramis, il y a près de 4 000 ans.

- **Pour quoi aller en souterrains ?**

Depuis l'aube de la civilisation, et plus fortement aujourd'hui, de nombreuses raisons ont poussé l'homme à utiliser et aménager l'espace souterrain. Parmi lesquelles :

- Des raisons d'occupation du sol et d'implantation ;
- Des raisons d'isolation ;
- Des raisons de protection de l'environnement ;
- Des raisons topographiques ;
- Des raisons sociales

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

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

Malgré l'utilisation croissante des boucliers dans les régions urbaines, la réponse du massif encaissant à ce procédé de creusement est encore mal connue. Des études sur les différents aspects des phénomènes d'interaction sol-structure associées à ce type de creusement ont fait l'objet de recherches au cours des années précédentes. Différentes méthodes de calcul ont été proposées afin de prédire les effets induits dans le terrain par le creusement.

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

Le second chapitre est consacré aux différentes méthodes de dimensionnement des ouvrages souterrains. Cette étude bibliographique a pour but de faire une synthèse sur les différentes méthodes de calcul reposant tant sur des considérations empiriques, expérimentales ou théoriques. Les méthodes empiriques et expérimentales sont encore couramment utilisées, mais ont tendance à laisser en partie la place aux méthodes numériques.

Les méthodes numériques, comme la méthode des éléments finis, sont des moyens de calculs puissants offrant de nombreux avantages par rapport aux autres méthodes comme la prise en compte d'une géométrie quelconque du massif et de l'ouvrage à réaliser, des caractéristiques mécaniques des différentes formations rencontrées, de l'état initial du massif... Les effets induits par le creusement d'une cavité dans un massif étant fortement influencés par la géométrie tridimensionnelle de l'ouvrage, un calcul tridimensionnel est a priori nécessaire ; cependant, en raison du coût de tels calculs. Ce type d'analyse étant onéreux, plusieurs méthodes approchées, permettant de rendre compte des effets tridimensionnels dans des calculs plans, ont été proposées.

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

Le présent projet intitulé « Etude d'un tronçon de tunnel de métro d'Alger exécuté avec un TBM » a pour objet d'étudier le tunnel situé entre station jardin et puits de ventilation 10, faisant partie de l'extension E – El Harrach Centre – Bab Ezzouar– Aéroport International d'Alger du Métro d'Alger, du point Kilométrique pk7+504,06 à pk 8+872 ,06, d'une longueurtotal de 1368m.

I.1. Introduction

Le métro d'Alger parcourt 13.5 kilomètres le long de la ville. L'année de son ouverture, 10 stations fonctionnaient. En 2015, 4 stations de plus furent intégrées.

Le réseau a 14 trains de 6 wagons chacun. Fabriqués par l'entreprise espagnole CAF, les trains mesurent 108 mètres de long et peuvent transporter 1 216 personnes, dont 208 assises des deux côtés des wagons.

Basé sur ce chiffre, le métro d'Alger peut transporter environ 41 000 voyageurs par heure, 150 millions de voyages avec environ 16 millions de passagers.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Dans le but de faciliter les déplacements des citoyens via un moyen de transport confortable et sécurisé, le ministère de transports a décidé de réaliser l'exécution de l'étude préliminaire de trois extensions de métro d'Alger.

- GRANDE POSTE - PLACE DES MARTYRS
- HAI ELBADR - AIN NAADJA
- EXTENSION EL HARRACH - BAB EZZOUAR - AÉROPORT D'ALGER
- AIN NAADJA – BARAKI

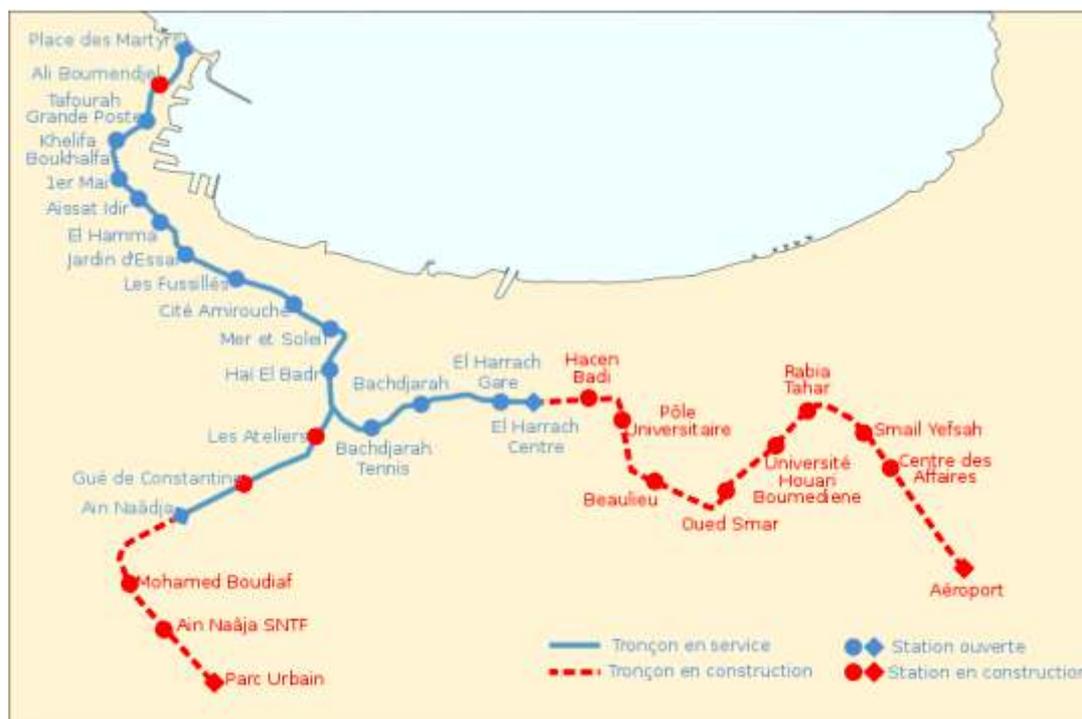


Figure I.1. Vue D'ensemble du Projet Métro d'Alger.

I.3. Description de l'extension du métro d'Alger : El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger

L'extension du métro d'Alger allant d'El Harrach Centre à l'aéroport international d'Alger sur une longueur de 9km 564 m avec 9 stations et 10 puits de ventilation.

Les stations de cette extension sont :

- Station HacénBadi.
- Station Pole Universitaire.
- Station Beau Lieu.
- Station Oued Smar.
- Station Université Houari Boumediene.
- Station Rabia Tahar.
- Station Smail Yefsah.
- Station Centre Des Affaires
- Station Aéroporté International d'Alger

Le tracé sera réalisé en 2 tranches :

- Tronçon de première tranche de construction : L=3km766m est du point d'origine du projet à la station Oued Smar;
- Tronçon de deuxième tranche de construction : L=5 km797m, est de la station Oued Smar à point d'arrivée du projet.



Figure I.2. Première et deuxième tranche de projet.

Notre projet de fin d'étude est basé sur l'étude et conception du tunnel situé au tronçon 9 entre la station centre des affaires et l'aéroport international d'Alger et va des pk 7+504,06 au pk 8+872,06, sur une longueur totale de 1368 m(**Fig. I.2**). Ce tronçon sera réalisé au tunnelier TBM EBP (Earth Balance Pressure) à pression de confinement des terres, son poids est de 800 tonne, la longueur de la jupe est de 11m d'une forme cylindrique et de 10.50m de diamètre.

II.1.Introduction

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

II.2. Méthodes d'exécution de tunnels

Durant les dernières décennies, les techniques d'exécution de tunnels ont connu un développement spectaculaire, il en résulte qu'il est maintenant possible d'envisager de réaliser des tunnels dans n'importe quel terrain.

II.2.1. Exécution de tunnels en terrain durs

Dans la réalisation d'ouvrages souterrains, il doit être pris en compte de très nombreux facteurs liés à la géologie, aux comportements de différentes couches de terrains, à la nappe phréatique, à la disponibilité en matériels et en matériaux, etc. Les principales méthodes utilisées pour la réalisation de tunnels peuvent constituer deux grandes catégories selon qu'ils sont exécutés dans les terrains durs ou dans des terrains meubles

- Abattage à l'explosif

L'abattage à l'explosif est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches dure pour lesquels l'abattage manuel n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique.

La mise en œuvre de l'explosif comporte les opérations suivantes :

Exécution d'un forage de 25 à 50 mm de diamètre et 1.5 à 4 ou 5 m de profondeur ; chargement du forage (mise en place de la charge) ; amorçage de la décharge ; bourrage c.à.d. obturation soignée du trou de mine et tir (ou allumage ou sautage) d'une volée, la volée étant le volume de rocher en place dans une section donnée qui est broyée et projetée par l'explosion des mines.

Pour améliorer l'efficacité de l'explosion, on creuse en premier une cavité dans la partie centrale du front de taille, qu'on appelle "bouchon". On disposera par la suite les trous de mine de manière à ce que l'explosion dégage la roche vers le vide créé qui s'élargit ainsi de proche en proche.

Les bouchons peuvent être classés en deux catégories : les bouchons à mines obliques qui peuvent être coniques, prismatiques, pyramidaux ou en éventail, et les bouchons à mines parallèles

- Abattage par machine à attaque ponctuelle

Sont en général montées sur un châssis en fonction du type d'outil d'abattage, les machines sont classées en 3 familles principales :

- Godet excavateur, ripeur ou brise.
- Tête de havage à axe longitudinal.
- Tête de havage à axe transversal.

On les utilise généralement :

- Dans les roches tendres, pour les ouvrages de faible longueur.
- Dans les roches plus dures, en compétition avec l'usage d'explosifs.

II.2.2. Exécution mécanique en terrains meubles

Dans un terrain meuble, le principal danger qu'entraîne le creusement d'un tunnel est une relaxation des terrains le surmontant, c'est la "décompression". Ce phénomène peut être aggravé par la présence de l'eau.

Les machines conçues pour forer les tunnels dans les sols meubles et aquifères sont appelées "boucliers". Elles comportent un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement qui doit être mis en place immédiatement derrière. Ce revêtement est le plus souvent constitué de voussoirs préfabriqués en béton armé, en fonte ou en acier.

On distingue les boucliers à front ouvert et les boucliers à front fermé.

II.2.2.1. Boucliers à front ouvert

Ils ne sont bien sûr utilisables que lorsque la stabilité du front est assurée naturellement dans des conditions satisfaisantes, soit parce que les terrains présentent une résistance suffisante - sols cohérents raides, sols granulaires avec cohésion, soit parce que l'on se situe en conditions favorables vis à vis des pressions hydrostatiques - tunnel au-dessus de la nappe ou avec une faible charge.

II.2.2.2. Boucliers à front fermé

A l'inverse du creusement à front ouvert, le bouclier à front fermé a pour but de réduire les mouvements de terrain, ce qui est primordial lors du creusement dans un milieu urbain. Selon le type de terrain traversé, on distingue généralement quatre types de bouclier

- a) Bouclier à pression mécanique (bouclier aveugle): Le soutènement du front de taille est assuré par la mise en pression des terres abattues contenues devant la tête d'abattage. Dans cette méthode, la pression est plus ou moins continue ce qui rend l'approche utilisable pour les sols mous, très plastiques à fluides. Ce type de machine ne peut être utilisé dans des terrains de faible cohésion et en présence de venues d'eau importantes.
- b) Bouclier à air comprimé : L'air comprimé est utilisé afin de stabiliser le front. Cette méthode est principalement utilisée en présence de terrains meubles contenant de l'eau. Cette technique est cependant limitée aux terrains homogènes de faible perméabilité (de l'ordre de 10^{-6} m/s). De plus, une couverture minimale d'au moins un diamètre est nécessaire, afin de réduire les fuites d'air.
La présence d'un sas de décompression est indispensable pour le personnel, ce qui augmente les coûts d'exécution et pose des problèmes de sécurité.
- c) Bouclier à pression de boue : Le soutènement du front de taille est assuré par la pression de boue bentonitique dont la circulation permet également d'évacuer les déblais. La roue excavatrice tourne dans la chambre remplie de boue et les matériaux abattus se mélangent à celle-ci, ce qui permet de constituer une membrane appelée "cake" sur le front qui garantit une étanchéité et permet le report des pressions dans le terrain. Afin de contrôler la pression de boue, la chambre de l'air comprimé est connectée avec la boue. le domaine d'utilisation de ce type de machine est relativement large et comprend notamment les sables et graviers sous

la nappe. Les terrains les plus favorables sont ceux qui contiennent 20% à 30% d'argile ou de silt.

- d) Bouclier à pression de terre : Le soutènement du front de taille est effectué grâce au confinement des déblais dans la chambre d'abattage. Cette technique nécessite un sol suffisamment fluide et homogène. Les silt sableux constituent à priori les terrains idéaux pour ce type de machine. Dans le cas des argiles, un apport d'eau peut être nécessaire pour augmenter la fluidité du matériau dans la chambre d'abattage.

II.2.3. La surcoupe

La tête de forage est rotative dans deux directions pour limiter le roulis. Des molettes peuvent être disposées sur la périphérie de la tête de forage pour permettre de réaliser une sur-excavation appelée surcoupe, elle a pour but d'améliorer la vitesse d'avancement du bouclier et assurer le non contact du terrain avec la jupe. La surcoupe peut aller de 6 – 8 cm jusqu'à 15 – 25 cm (Barla, 2001).

II.3. Revêtement définitif

II.3.1. Les voussoirs

Un voussoir est un élément préfabriqué en béton armé utilisé lors de la construction d'un tunnel. Lorsque le tunnelier creuse le sol, il pose simultanément des voussoirs le long de la galerie. Ces derniers s'emboîtent pour former un anneau qui tapisse les parois. Les voussoirs ont une triple fonction:

- permettre au tunnelier de poursuivre son avancée (le tunnelier s'appuyant sur les voussoirs qu'il vient de poser) ;
- soutenir la galerie et assurer sa résistance à la pression ;
- réaliser la finition intérieure du tunnel ;

Selon la taille et les contraintes du tunnel, l'anneau est constitué de plusieurs voussoirs.

Les voussoirs porteront un joint d'étanchéité autour de la zone de contact avec les voussoirs adjacents.



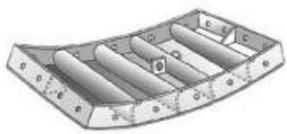
Figure II.1. Les voussoirs.

II.3.1.1. Matériaux utilisés pour le voussoir :

Le voussoir en béton armé permet de garantir la stabilité, d'assurer la gestion de la qualité et il est excellent en matière de durabilité, de constructibilité et de rentabilité économique.

Le tableau II.1 présente les avantages et les inconvénients du matériau utilisé.

Tableau II.1 matériaux utilisés pour le voussoir.

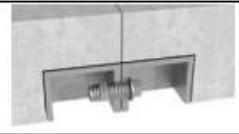
Catégorie	Voussoir en béton armé	Voussoir en acier
Image		
Avantages	La résistance à la poussée des vérins est excellente. La résistance à la corrosion et la résistance à la chaleur sont excellentes.	L'application à la déformation du terrain est excellente. La manutention est facile car il est léger.
Inconvénients	La manutention n'est pas facile car il est lourd.	Les problèmes liés à la corrosion peuvent être engendrés. Le coût est onéreux par rapport le béton armé.
Application	√(Ligne principale)	

II.3.1.2. Type de jonction des voussoirs

Le type de boulon courbe a été appliqué, car son assemblage est excellent et la garantie de la sécurité est favorable en cas de travaux de la zone courbe.

- Le tableau II.2 représente les avantages et les inconvénients du type de jonction des voussoirs.

Tableau II.2 : type de jonction des voussoirs.

Catégorie	Boulon courbe	Boulon incliné	Boulon combiné avec les boîtes
Forme			
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> • Excellent assemblage • Facilité de garantie de la sécurité en cas de travaux de la zone courbe 	<ul style="list-style-type: none"> • Montage simple • Economicité excellente 	<ul style="list-style-type: none"> • Montage simple • Facilité de garantie de la sécurité en cas de travaux de la zone courbe
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> • Assemblage des boulons difficile si les erreurs des travaux sont importantes 	<ul style="list-style-type: none"> • Hauts risques de fuite d'eau à cause du faible assemblage 	<ul style="list-style-type: none"> • Apparition des parties fragiles structurelles du fait de l'installation du boulon combiné avec les boîtes, et nécessité de l'injection des mortiers

II.3.1.3. Pose des voussoirs

Pour réaliser un anneau complet, il faut généralement trois types de voussoirs :

- des voussoirs courants ;
- deux voussoirs contre-clé ;
- un voussoir clé de voûte qui ferme l'anneau.

Les voussoirs sont boulonnés entre eux et séparés par des joints compressibles. C'est ensuite la pression extérieure qui assure la compression et la tenue des pièces entre elles. Les voussoirs sont préfabriqués dans des moules spéciaux. Chaque pièce doit respecter des dimensions très précises, de l'ordre du dixième de millimètre, afin que les éléments s'emboîtent parfaitement les uns dans les autres.

II.3.1.4. Etanchéité des voussoirs

Il faut prendre la précaution de réaliser les joints entre voussoirs, le trou de boulon ou bien, l'arrivée du remplissage de manière à ce que le revêtement en voussoirs supporte bien la pression des eaux souterraines et soit étanche aussi.

II.4. Le bourrage

Lors du creusement de tunnels à l'aide de tunnelier, des mortiers de bourrage sont généralement utilisés pour combler le vide entre les parois et les anneaux de voussoir. Ces mortiers répondent à un cahier des charges particulier lié à leur emploi dans un domaine très éloigné de celui de mortiers plus standards, tels que ceux utilisés en maçonnerie.

Le rôle d'un mortier de bourrage est d'assurer la continuité mécanique entre le terrain encaissant et les voussoirs. Aussi, doit-il satisfaire un certain nombre de critères, à la fois pendant et après sa mise en œuvre, tels que :

- Etre assez fluide pour remplir totalement le vide annulaire entre le terrain et les voussoirs.
- Etre stable sur le plan rhéologique.
- Résister à un lessivage possible en cas de surpression par rapport à la pression de confinement, le cas échéant.
- Correspondre aux propriétés mécaniques et hydrauliques du rocher encaissant.
- Résister aux contraintes mécaniques.

II.5. Détermination des charges agissant sur le tunnel

La théorie de Terzaghi sera utilisée pour calculer les pressions verticales et les pressions latérales agissant sur le tunnel.

II.5.1. Pression verticale (P_v)

La théorie de la pression souterraine de Terzaghi a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux secs et sans cohésion cependant sa validité a été étendue aux terrains cohérents.

Terzaghi admet que la masse de sol qui entoure la galerie se déplace déjà lors de l'excavation, et ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement.

Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surface de glissement fasse apparition.

Selon cette théorie, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravée par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $(\pi/4 + \phi/2)$ agissant le long des plans de glissement.

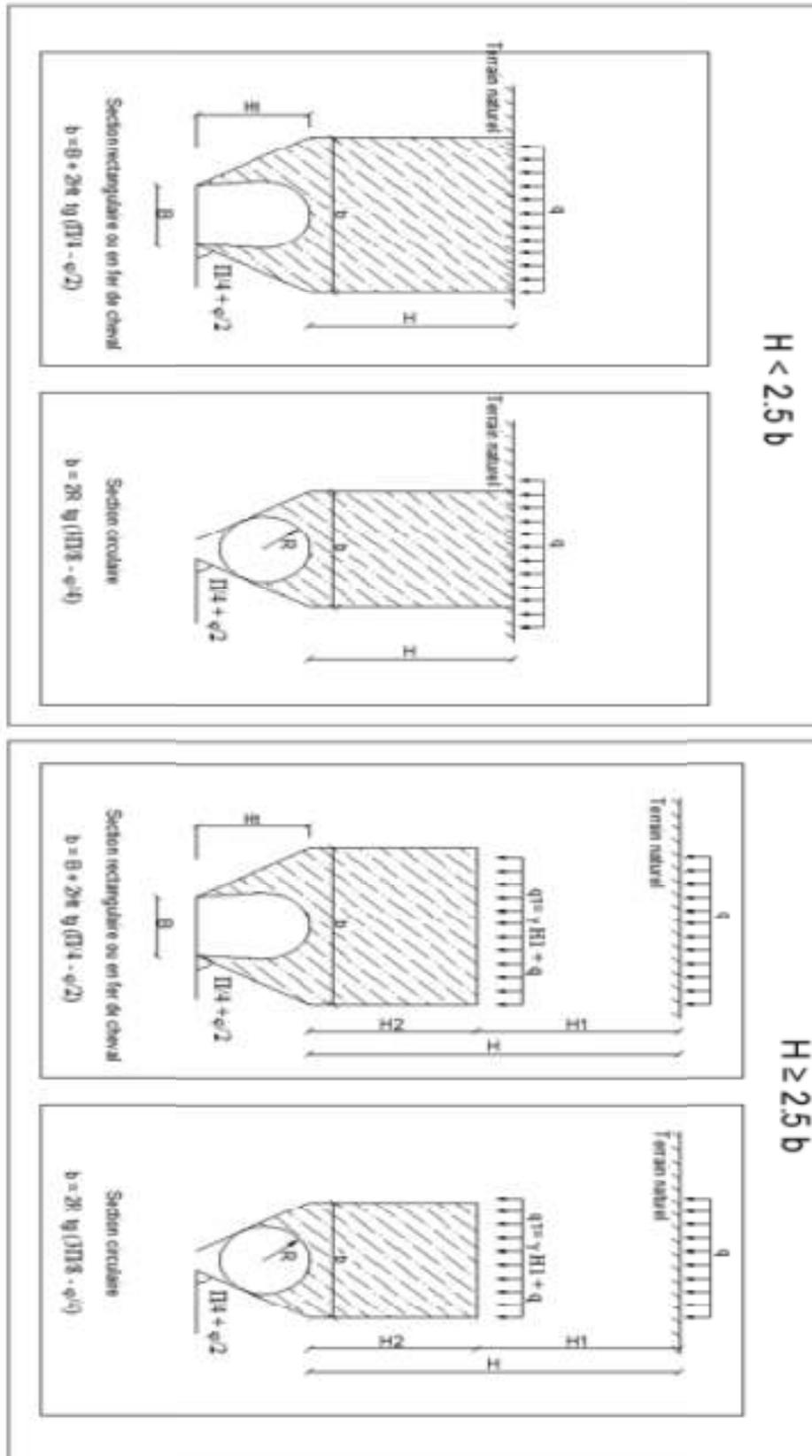


Figure II.2. Hypothèses de base de la théorie de la poussée souterraine de TERZAGHI.

D'après la figure II.2, la largeur du terrain comprimé est calculée par l'équation (II.1) pour une section circulaire du tunnel.

$$b = 2.R.tg (3\pi/8 - \emptyset/4) \quad (II.1)$$

Avec :

b : la largeur du terrain comprimé

\emptyset : l'angle de frottement

R : rayon du tunnel

Les expressions des pressions verticales, selon le cas, sont résumées dans le schéma de la figure II.3. H étant la hauteur de couverture.

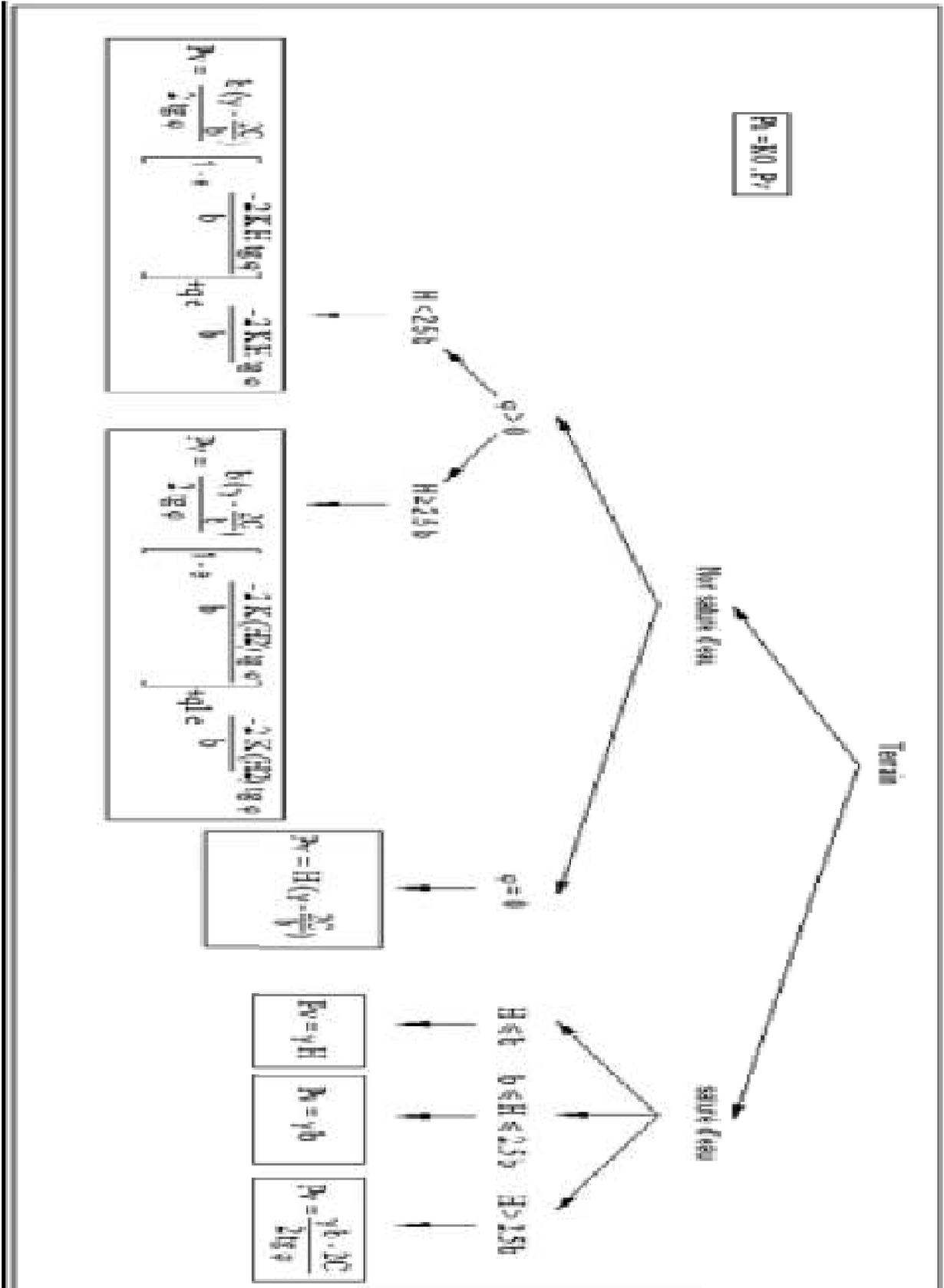


Figure II.3. Les équations utilisées par la théorie de TERZAGHI.

- Notre terrain est saturé car la nappe phréatique se trouve au-dessus de notre tunnel.

II .5.2. Pression horizontale (Ph)

La détermination de la pression latérale demande que l'on tienne compte non seulement de la pression agissant comme charge active, mais encore de l'effet de la butée des terres engendré par la déformation.

L'examen attentif de cette question présente un intérêt certain du point de vue dimensionnement économique.

D'après la théorie de Terzaghi la pression horizontale peut être calculée par la formule (II.3):

$$Ph = K0 . Pv \quad (II.3)$$

Avec :

$$k0 = ko(NC) . OCR^n \quad (II.4)$$

- ❖ Le rapport de surconsolidation OCR permet d'apprécier le degré de surconsolidation d'un sol, à une profondeur Z donnée. Il est défini comme suite :

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v_o}} \quad (II.5)$$

Avec :

σ'_c : La contrainte de préconsolidation

σ'_{v_o} : La contrainte effective calculée à la profondeur où l'échantillon a été prélevé.

Le sol est dit :

- Surconsolidé si la contrainte effective due au poids des terres σ'_{v_o} est inférieure à σ'_c (OCR > 1),
- Normalement consolidé si σ'_{v_o} est égale à σ'_c (OCR=1),
- Sous-consolidé si σ'_{v_o} est supérieure à σ'_c .

- ❖ Le coefficient n est général pris égal à 0.50.
- ❖ $K_o(NC)$ peut être estimé par l'équation (II.6) suivante :

$$k_o = 1 - \sin \varphi \text{(II.6)}$$

II.6. Tassements en surface

II.6.1 Description générale des mouvements de sol

L'origine des tassements est complexe et, comme le précise une recommandation du groupe de travail N° 16 de l'AFTES, la relation entre les tassements générés en surface et la profondeur de l'ouvrage n'est pas simple à déterminer.

Les mouvements de surface apparaissent en fait comme liés à une série de phénomènes concomitants dans le court terme :

- La perte de sol au front de taille,
- Le déplacement de sol vers le vide laissé, soit par le bouclier lors de sa progression, soit par la distance de pose du soutènement en arrière du front de taille,
- Le déplacement de sol vers les vides latéraux créés par le bouclier (en cas de trajectoire courbe par exemple),
- La déformation du soutènement du tunnel qui vient d'être exécuté suite à sa mise en charge.

Ces désordres peuvent avoir des conséquences humaines et économiques non négligeables.

II.6.2. Perte de volume de sol

Après excavation, les parois de la cavité se déforment et le sol a tendance de se déplacer vers le tunnel. La perte de volume V_t représente la différence entre le volume initial du tunnel et son volume après déformation (Figure. II.4). La perte de volume dépend de plusieurs paramètres : type de sol, présence d'eau, méthode de construction, rythme d'avancement du tunnel, etc.

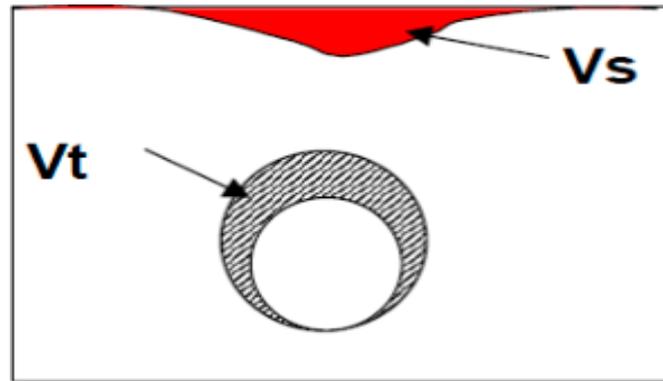


Figure II.4. Perte de volume de terrain lors du creusement de tunnel.

Les tassements dans le plan transversal définissent le volume de tassement V_s . Ce volume comprend l'aire située entre la surface du massif dans l'état initial et sa surface à l'état déformée (Fig. II.4). Cette aire a une forme de cuvette dite cuvette de tassement, elle est caractérisée par la forme d'une courbe de Gauss (Peck, 1969).

Il est difficile de donner des relations générales entre le volume de la cuvette de tassement et le volume de terrain perdu autour de l'ouvrage. L'hypothèse la plus simple consiste à considérer le terrain comme incompressible ; dans ce cas, le volume de la cuvette de tassement est égal au volume perdu autour de l'excavation. Cette hypothèse dépend, en réalité, fortement de la nature du terrain et de la couverture au-dessus de l'ouvrage ; elle sera d'autant mieux vérifiée que le terrain est argileux et la couverture est faible (AFTES, 1995).

II.6.3. Calcul du tassement

Cette étape consiste à déterminer le volume de la cuvette de tassement (V_s) qui sera transmis en surface, ou à une profondeur donnée. Les méthodes de calcul reposent sur la constatation, que le profil transversal de tassement engendré en surface par le creusement d'un tunnel est assez bien représenté (figure II.5) par une courbe de Gauss inversée (Peck, 1969). Il peut donc être entièrement caractérisé par la valeur S_{max} du tassement maximal observé au-dessus de l'axe de l'ouvrage et la distance i du point d'inflexion de la courbe de Gauss au plan médian. Le tassement en un point M, situé à une distance x du plan médian peut alors être calculé à partir de l'expression :

$$S(x) = S_{\max} \exp(-x^2/2i^2) \quad (\text{II.7})$$

Où:

x : représente la distance horizontale au centre de la cuvette.

$S(x)$: tassement vertical à l'abscisse x .

S_{\max} : tassement maximal en surface.

i : représente le paramètre caractéristique de l'étendu de la cuvette (point d'inflexion).

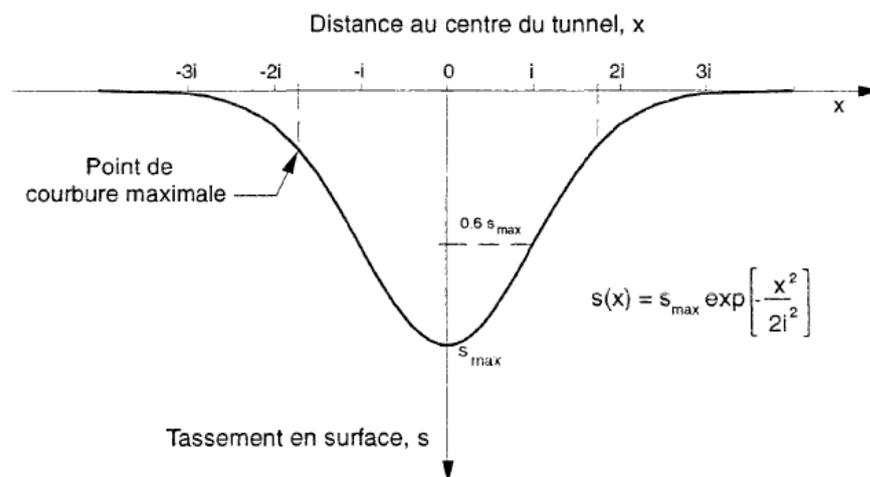


Figure II.5. Allure générale de la cuvette de tassement (Clough et Schmidt, 1981)

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

$$V_s = 2.5 \times i \times S_{\max} \quad (\text{II.8})$$

L'estimation des paramètres S_{\max} et i est basée sur des observations faites sur un grand nombre d'ouvrages réels. Peck (1969) a publié les premières corrélations donnant la valeur du coefficient adimensionnel $(2i/D)$ en fonction de la profondeur relative (H/D) et de la nature du terrain (Fig. II.6).

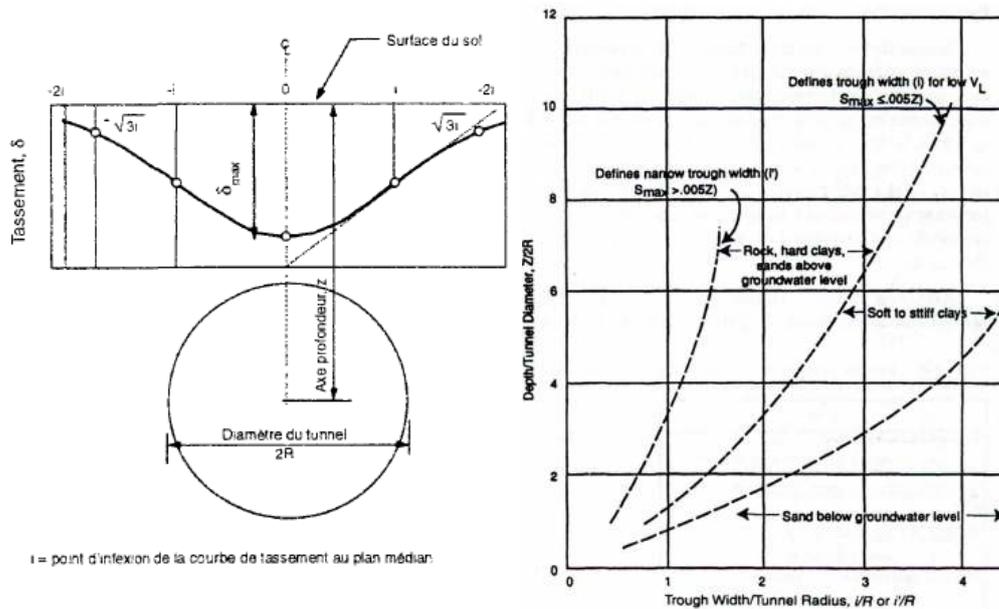


Figure II.6. Estimation des paramètres S_{\max} et i (Peck, 1969)

D'autres corrélations ont été proposées ultérieurement par Cording (1975), Attewell (1986), Leca (1989). Attewell (1986) a également établi des abaques permettant de corréler le tassement maximal S_{\max} à la nature du terrain encaissant.

Clough et Schmidt (1981) ont proposé une méthode semi-empirique permettant d'estimer, dans le cas d'un tunnel creusé en terrain argileux, une borne supérieure de V_s en fonction de la valeur du facteur de charge N_s , défini comme le rapport de la contrainte verticale au niveau de l'ouvrage à la cohésion non drainée C_u de l'argile. Cette méthode d'estimation du volume de tassement est illustrée sur la figure II.7

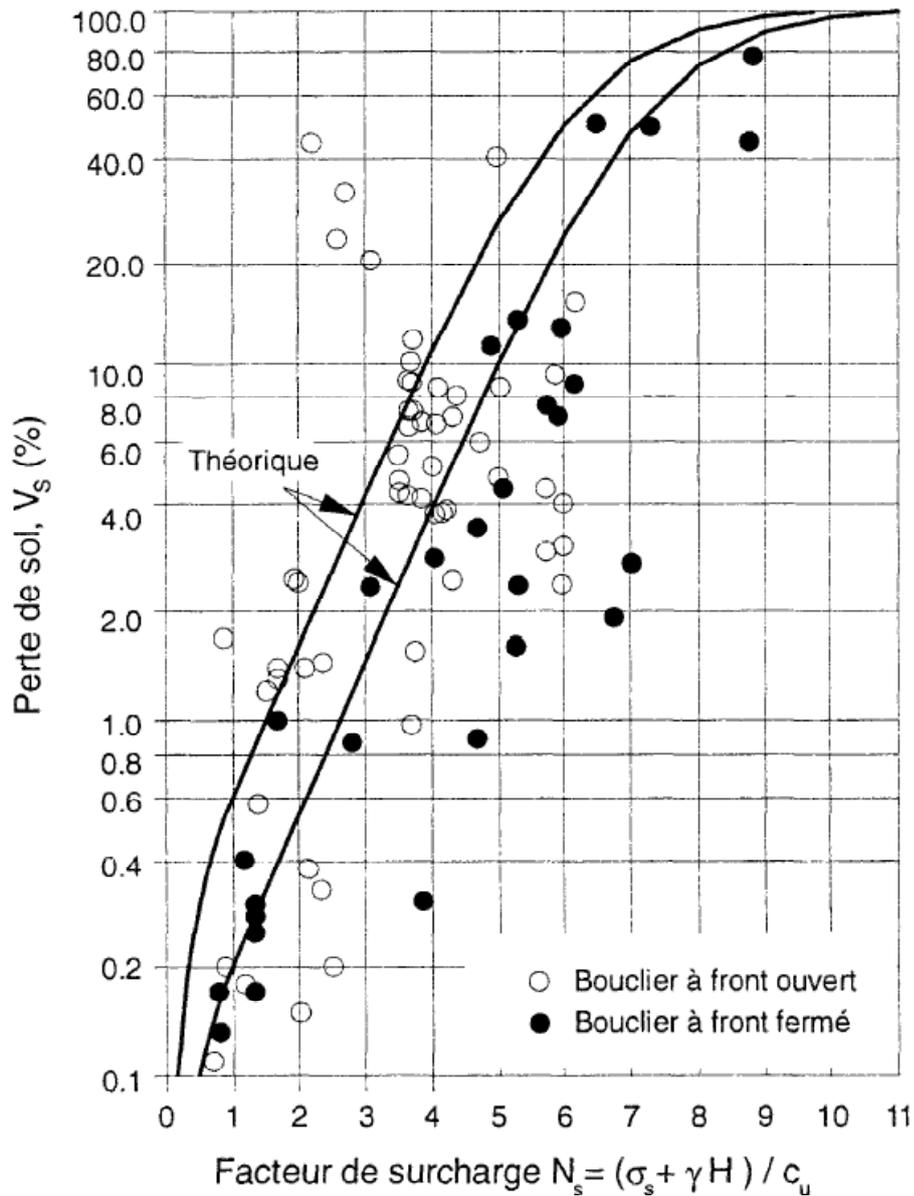


Figure II.7. Volumes des pertes de sol observées sur des chantiers de tunnels réalisés au bouclier dans des argiles (Leca, 1989)

En s'appuyant sur la chronologie d'apparition des phénomènes, la démarche proposée présente trois étapes principales (AFTES, 1995) :

- 1) Evaluation des pertes de volume générées par le creusement au contour de l'ouvrage (V_L);
- 2) Evaluation de la part de ces pertes qui se répercutent en surface (V_s)
- 3) Déduction de la profondeur de la cuvette, c'est-à-dire du tassement maximal (S_{max})

Les pertes de volume aux contours de l'excavation (V_L) peuvent être estimées soit empiriquement, en utilisant le Tableau II.3 (Peck, 1969) qui relie les conditions du terrain et d'exécution du tunnel au volume V_L ; soit par la méthode convergence-confinement qui calcule la convergence des parois du tunnel.

Tableau. II.3 : Volume de terrain perdu (Peck, 1969)

Case	V_L %
Good practice in firm ground • Applies to better soils and excellent ground control	0.5
Good practice in slowly raveling ground • Considered good ground	1.5
Fair practice in fast raveling ground • More shield and tail loss	2.5
Poor practice in cohesive running ground • Yet more shield loss • Tail void mostly unfilled by grouting and/or support expansion of the initial supports	4.0 or more

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

II.6.4. Cas des travaux réalisés au tunnelier

Les sources de tassements liées au creusement d'un ouvrage au tunnelier peuvent être décomposées en quatre catégories (Fig. 10)

- les tassements en avant et au droit du front ;
- les tassements le long du bouclier ;
- les tassements à l'échappée de la queue du bouclier ;
- les tassements dus à l'ovalisation du revêtement de l'ouvrage.

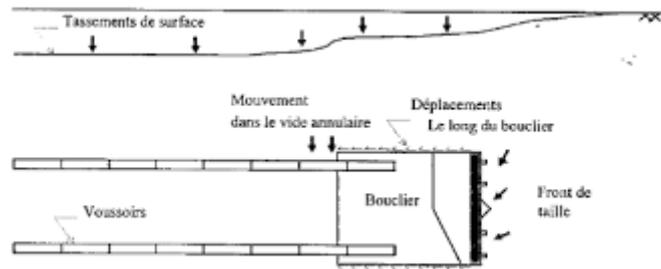


Figure II.8. Tassement le long du bouclier.

II.6.4.1. Tassements en avant et au droit du front

Le tassement au front est dû au déplacement du terrain situé en avant et au-dessus du Bouclier vers le chambre d'abattage. Il dépend du confinement dans la chambre, de la nature des terrains et des conditions hydrauliques.

II.6.4.2. Tassements le long du bouclier

Lorsque la jupe du tunnelier défile au droit d'une section de mesure, on constate que les mouvements du sol sont rarement stabilisés. Il existe un temps de réponse du terrain environnant, décroissant avec la couverture. Les quelques observations faites semblent montrer que la propagation des déplacements depuis le tunnel vers la surface se fait à vitesse constante pour un terrain donné.

Les tassements le long du bouclier peuvent être dus aux principales causes suivantes

- la surcoupe due aux outils périphériques de la roue de coupe, dont le diamètre d'excavation est de plus, souvent légèrement supérieur à celui de la virole afin de diminuer les frottements et de faciliter le guidage, notamment dans les courbes planimétriques de faible rayon ;
- les difficultés de guidage des tunneliers, en particulier leur tendance à labourer. Ainsi, pour maintenir une machine sur sa trajectoire, il convient, en général, de maintenir en permanence un certain angle d'attaque vers le haut pour éviter qu'elle ne pique du nez ; c'est le cabrage. De même, le maintien sur la trajectoire peut conduire à un godillage horizontal. Il en résulte la découpe en section transversale, d'une surface supérieure à la section droite du bouclier et, par conséquent, la création d'un vide annulaire ;

II.6.4.3. Tassements à l'échappée de la queue du bouclier

A l'échappée de la queue du Bouclier, il se crée un espace entre le terrain et l'extrados des voussoirs, résultant du cumul :

- de l'espace annulaire long du bouclier ;
- de l'épaisseur de la jupe qui varie selon son type (simple ou double) et selon le diamètre du tunnel ;
- du jeu existant entre l'intrados de la jupe et l'extrados des voussoirs pour y loger le joint de queue.

De la bonne maîtrise du comblement de cet espace dépend en très grande partie l'amplitude des tassements en surface.

Les remarques précédentes se rapportent implicitement au cas de la pose des voussoirs sous la jupe. Le recours à des voussoirs expansés posés directement au terrain est d'usage très limité vis-à-vis de la maîtrise des tassements, du fait du déconfinement qu'il occasionne.

II.6.4.4. Tassements dus aux déformations du revêtement

Pour les revêtements en voussoirs préfabriqués en béton, mis en place sous la jupe et subissant la poussée d'avancement des vérins du tunnelier, l'épaisseur nécessaire est telle que les déformations radiales de l'anneau sont de faible ampleur, sous réserve de la bonne qualité de son blocage au terrain.

Dans le cas de revêtements plus flexibles (voussoirs en fonte, par exemple), des déformations significatives peuvent se produire du fait de l'ovalisation de l'anneau et induire des tassements additionnels.

II.7. Stabilité du front de taille

Lors du creusement d'un tunnel, la stabilité du front de taille est un élément clé en termes de sécurité, une rupture pouvant mettre simultanément en danger le personnel travaillant dans le tunnel ainsi que les personnes et les biens situés en surface.

Une description des méthodes d'analyse de la stabilité du front de taille est donnée dans Leca et Panet (1988). Les premiers travaux ont été réalisés par Broms et Bennnermark (1967) et Peck (1969) pour le cas des tunnels creusés dans les terrains argileux. Leur étude expérimentale a permis d'établir un critère de stabilité du front de taille, basé sur la valeur du facteur de charge N_t défini comme :

$$N_t = \frac{P_v - P_a}{C_u} \quad (\text{II.9})$$

- N_t : facteur de charge ou facteur de stabilité ;
- P_v : valeur de la contrainte verticale moyenne au niveau de la galerie ;
- C_u : la résistance au cisaillement non drainé du terrain au niveau de l'axe du tunnel ;
- P_a : pression de soutènement appliquée à l'intérieur de la galerie, pour stabiliser le front de taille dans le cas où elle a lieu.

Dans le cas des sols argileux, l'état de stabilité du front de taille du tunnel peut être estimé approximativement par la valeur du facteur de charge N_t comme indiqué dans le Tableau II.4.

Tableau II.4: Facteur de charge N_t et stabilité du front de taille- sols argileux
(Peck, 1969)

Stability Factor, N_t	Tunnel Behavior
1	Stable
2-3	Small creep
4-5	Creeping, usually slow enough to permit tunneling
6	May produce general shear failure. Clay likely to invade tail space too quickly to handle

Lorsque le facteur de stabilité est supérieure à 5, des venues de sol au front de taille importantes étant attendues, il est, par conséquent, impératif de prévoir un soutènement du front de taille, soit :

- par boulonnage lorsque la nature et les conditions du terrain le permettent ;
- En utilisant un bouclier avec confinement du front de taille

Dans les deux cas précédents, il sera question d'estimer la pression à appliquer au niveau du front de taille pour assurer sa stabilité mais aussi éviter le tassement du terrain en surface qui supporte, le long du tunnel, des ouvrages de fonctionnalité très diverses (bâtiments d'habitation de différentes hauteurs, centre commerciaux, ligne de chemin de fer, etc.). La méthode d'équilibre limite est très largement utilisée à cet effet, tant pour dimensionner le soutènement du front de taille, dans le cas d'exécution par NATM, que pour déterminer la pression de confinement à appliquer au front de taille dans le cas d'exécution au TBM.

Etant donné que le choix du bureau d'étude s'était porté sur un bouclier TBM de type EBP (Earth Pressure Balance) à pression des terres pour la réalisation de l'extension du métro d'Alger allant de Harrach Centre à l'aéroport international d'Alger, il sera présenté dans ce qui suit uniquement la méthode de détermination de la pression de confinement du front de taille utilisant la théorie de l'équilibre limite.

En effet, une pression trop forte du bouclier peut provoquer un refoulement du sol, tandis qu'une pression trop faible induit l'éboulement du front. Dans le présent travail, la méthode de l'équilibre limite (LEM – Limit Equilibrium Method) sera utilisée pour déterminer la pression de confinement qui permet d'assurer la stabilité du front de taille à l'avancement du bouclier tout en assurant un tassement maximal admissible en surface du terrain.

II.8.Pression de confinement par la méthode de l'équilibre limite

Dans la pratique, l'étude de stabilité du front de taille est généralement effectuée en utilisant la méthode de l'équilibre limite lorsque le sol sur le front de taille est soit non cohésif, soit avec une alternance de couches cohésives et non cohésives.

Les paramètres de cisaillement effectif (drainé) d'un sol sont supposés dans ce cas.

Il n'est généralement pas recommandé d'utiliser l'approche de l'équilibre limite pour les calculs avec des paramètres de cisaillement non drainés du sol.

II.8.1 Mécanisme de rupture

La première étape du calcul est représentée par la définition du mécanisme de rupture (Fig. II.8). La face circulaire du tunnel peut être approximée par un carré dont le coté est égal au diamètre du bouclier [Jancsecz& Steiner 1994], comme première option.

La deuxième option est d'approximer la face circulaire par un carré de même section transversale que la face circulaire du tunnel [Anagnostou&Kovári, 1994]. Ainsi, le plan frontal du coin coulissant est défini (Fig. II.8). Pour des raisons de simplicité, la formule adoptant le coté égal au diamètre sera utilisée dans ce qui suit.

Une fois que le coin coulissant est supposé, les forces agissant sur ce coin peuvent être déterminées (y compris la force de support). Les forces doivent être en équilibre limite, ce qui signifie que la capacité portante du coin est entièrement mobilisée.

La force de support (de confinement) et la résistance au cisaillement du sol mobilisé agissent comme des forces stabilisatrices, tandis que le poids propre du coin et le poids du prisme qui le surmonte provoquent des forces déstabilisantes. Les conditions d'équilibre sont formulées sur la surface de glissement inclinée (Fig. II.8) dans les directions perpendiculaire et parallèle.

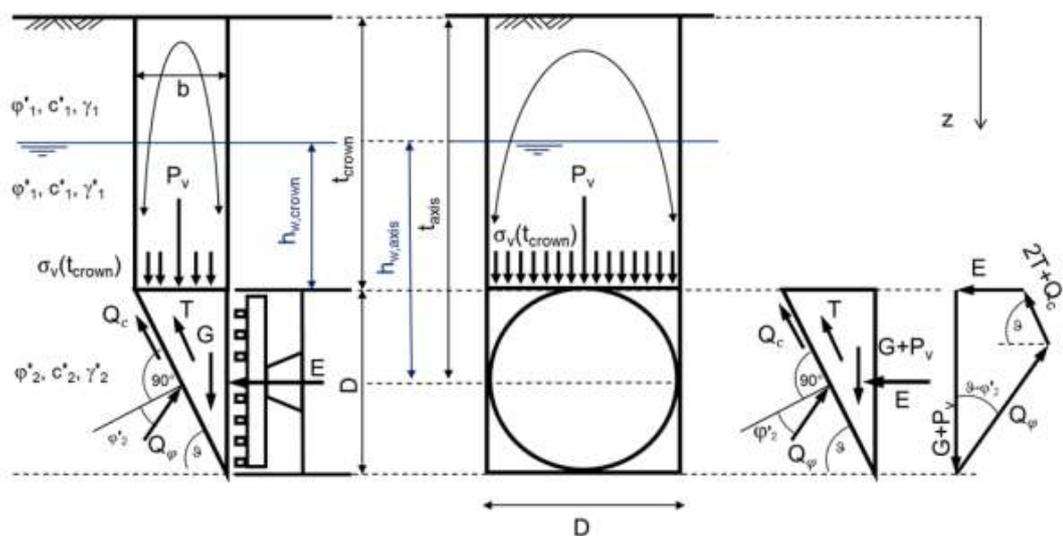


Figure II.9. Forces agissant sur le coin

Dans la figure II.8:

E_{re} = force de support (confinement) due à la pression des terres

G = poids propre du coin

P_v = charge verticale due au poids des terres du prisme

T = force de cisaillement sur la surface de glissement verticale

ϑ = angle de glissement

φ' = angle de frottement du sol

c' = cohésion du sol

D = diamètre du bouclier

Q = force de cisaillement sur la surface inclinée

γ = poids volumique du sol

En additionnant deux conditions d'équilibre, la force de support (confinement) nécessaire peut être calculée par l'équation (II.10).

$$E_{re}(\vartheta) = \frac{(G + P_v) \cdot (\sin(\vartheta) - \cos(\vartheta) \cdot \tan(\varphi_2')) - 2 \cdot T - C'_2 \cdot \frac{D^2}{\sin(\vartheta)}}{\sin(\vartheta) \cdot \tan(\varphi_2') + \cos(\vartheta)} \quad (\text{II. 10})$$

La condition d'équilibre est exprimée en fonction de l'angle de glissement du coin (ϑ) car sa valeur critique qui n'est pas encore connue.

Il faut, donc, trouver l'angle de glissement critique (ϑ_{crit}) du coin pour lequel la force de confinement (support) est la plus élevée ($E_{max, re}$). Ainsi, la maximisation de la force de confinement peut être obtenue en faisant varier l'angle de glissement (ϑ) (Fig. II.9).

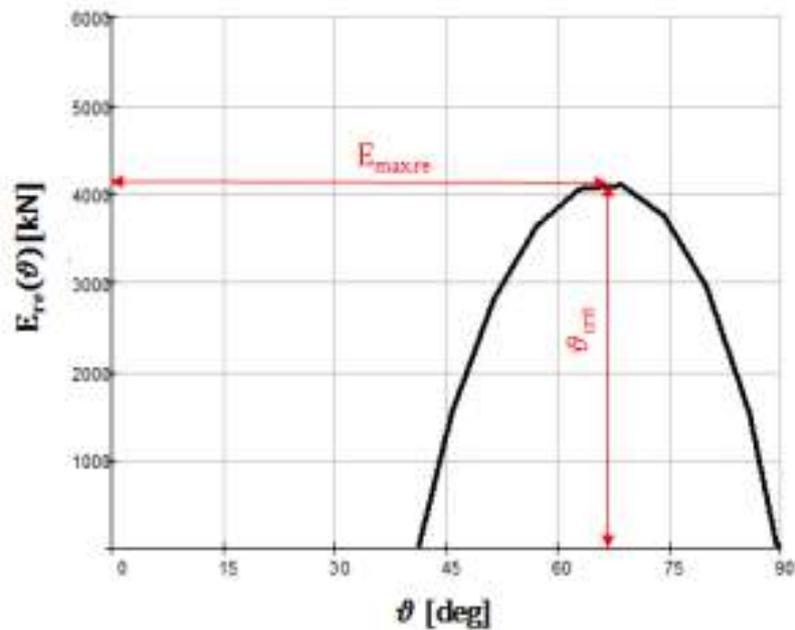


Figure II.10. Exemple de détermination de la force de confinement maximale requise ($E_{max,re}$) par variation de l'angle de glissement (ϑ).

L'angle de glissement critique peut également être trouvé lorsque la première dérivée de la fonction de force d'appui est égale à zéro (Eq. II.11), soit :

$$\frac{\partial E_{re}(\vartheta_{crit})}{\partial \vartheta} = 0 \quad (II. 11)$$

Les variables intervenant dans l'équation II.10 seront déterminées dans ce qui suit. Les hypothèses utilisées pour déterminer les forces particulières varient selon les auteurs. Il sera présenté une variété d'options disponibles pour ces calculs.

Deux options sont disponibles pour déterminer la force P_v agissant sur le coin par le poids du prisme.

P_v peut être calculée en multipliant l'aire de la face supérieure du coin, par la contrainte verticale effective agissant sur le coin (Eq. II.12).

$$P_v = A \cdot \sigma_v(\text{tcrown}) = D \cdot \frac{D}{\tan \vartheta_{crit}} \cdot \sigma_v(\text{tcrown}) \quad (II. 12)$$

Avec :

P_v : Force due à la charge verticale du sol sur le coin.

$\sigma_v(tcrown)$: contrainte verticale du prisme sur le coin.

A : Section transversale du silo / du sommet du coin [m^2]

La contrainte est déterminée en considérant le poids total du terrain de couverture (Eq. II.13) ou alors en tenant compte de l'effet de voûte au-dessus du coin selon la théorie du silo de Janssen (1895), qui conduit à une diminution de la contrainte verticale (Eq. II.14).

Le critère utilisé pour choisir entre les deux approches est défini par la hauteur des couches. Si la hauteur de couverture est inférieure à deux fois le diamètre du tunnel, le poids total des couches de la couverture est considéré. Cependant, si la couverture est plus importante, la théorie du silo de Janssen est adoptée. Anagnostou & Kovári (1994) suggèrent de toujours utiliser l'équation de Janssen.

Les coefficients de la pression latérale des terres aux plans latéraux du silo varient significativement entre les différents auteurs (Tableau II.5).

Les auteurs de cette recommandation suggèrent d'utiliser le coefficient selon Melix (1987) basé sur une vaste expérience pratique.

Pour $tcrown \leq 2 \cdot D$

$$\sigma_v(z) = \gamma_{1,av} \cdot Z + \sigma_s \quad (II.13)$$

Avec :

$\sigma_v(z)$ = Contrainte verticale à l'élévation z [kN/m^2]

$\gamma_{1,av}$ = Poids unitaire moyen du sol dans la zone de recouvrement [kN/m^3]

z = Coordonnée verticale à partir de la surface du terrain [m].

$tcrown$ = Hauteur des terrains de recouvrement [m]

σ_s = Surcharge à la surface (charge de trafic) [kN/m^2]

Pour : $t_{crown} > 2 \cdot D$

$$\sigma_v(z) = \frac{\frac{A}{U} \cdot \gamma_{1,av} - c}{K_1 \cdot \tan(\varphi'_1)} \cdot \left(1 - e^{-\frac{U}{A} K_1 \cdot z \cdot \tan(\varphi'_1)}\right) + \sigma_S \cdot e^{-\frac{U}{A} K_1 \cdot z \cdot \tan(\varphi'_1)} \quad (II.14)$$

Avec :

A = Section transversale du silo / du sommet de la cale [m²]

U = circonférence du silo [m].

K₁ = Coefficient de la pression latérale des terres dans le silo (voir Tableau II.5)

Tableau. II.5: Coefficients suggérés pour la pression latérale des terres dans le silo, K₁

Author	Assumed coefficient of the lateral earth pressure
Terzaghi & Jelinek (1954)	$K_1 = 1.0$
Melix (1987)	$K_1 = 0.8$
Anagnostou & Kovári (1994)	$K_1 = 0.8$
Jancsecz & Steiner (1994)	$K_1 = k_a = \left(\tan\left(45 - \frac{\varphi'_1}{2}\right)\right)^2$
Mayer, Hartwig, Schwab (2003)	$K_1 = 1.0$ if $t_{crown} \leq 5 \cdot d$
Kirsch & Kolymbas (2005)	$K_1 = k_0 = 1 - \sin(\varphi'_1)$
Girmscheid (2008)	$k_a < K_1 < k_p$, $K = 1$ recommended

La force G, qui décrit le poids propre du coin, est définie par l'équation (II.15).

$$G = \frac{1}{2} \cdot \frac{D^2}{\tan(\vartheta_{crit})} \cdot \gamma_{2,av} \quad (II.15)$$

Avec :

G = Poids propre du coin [kN]

D = Diamètre du tunnel [m]

$\gamma_{2,av}$ = Poids unitaire moyen du sol dans la zone du front de taille du tunnel [kN/m³]

Le point le plus litigieux dans l'approche du calcul de l'équilibre limite est la détermination de la force de résistance au cisaillement sur les plans triangulaires verticaux du coin. La force de résistance au cisaillement se compose de deux éléments, la force de frottement et la force de cohésion (Eq. II.16).

$$T = T_R + T_C \quad (II.16)$$

Avec :

T = Force de résistance au cisaillement sur le plan triangulaire vertical du coin [kN].

T_R = Force de résistance au cisaillement due au frottement [kN], alternativement $T_{R,1}$ ou $T_{R,2}$ voir Eq. II.18 et Eq. II.19

T_C = Force de résistance au cisaillement due à la cohésion [kN].

D'une part, il est admis que la formulation de la composante de cohésion est indépendante de la pression latérale des terres agissant sur le coin :

$$T_C = \frac{C_2 \cdot D^2}{2 \cdot \tan(\vartheta_{crit})} \quad (II.17)$$

En revanche, des divergences sont constatées dans la formulation de la composante de la force de cisaillement due au frottement. Trois hypothèses doivent être faites comme discuté par Broere (2001) qui concernent :

- la présence d'effets de voûte du sol à côté du coin.
- la distribution de la contrainte effective verticale à côté des plans triangulaires du coin.
- le coefficient de la pression latérale des terres agissant sur les plans triangulaires verticaux du coin.

Pour la première hypothèse, le niveau de contrainte verticale à côté du coin est généralement supposé le même que sur le plan supérieur du coin (Eq. (II.13)). Il existe deux possibilités concernant la distribution de la contrainte verticale à côté des plans triangulaires du coin (2). Il en résulte deux équations possibles pour calculer la force de cisaillement sur le plan triangulaire. Dans la première possibilité, on suppose que la même contrainte est présente à côté du niveau supérieur du coin qu'à côté du plan vertical du coin

et simultanément au bas du coin, une contrainte (σ_v) est présente, qui correspond uniquement au poids du sol situé le long du plan vertical du coin. Ces hypothèses se trouvent dans Girmscheid (2008), DIN 4126 (2013) et Anagnostou&Kovári (1994). La distribution correspondante de la contrainte verticale à côté de la surface de glissement triangulaire verticale est représentée par la figure II.10 a.

La force de cisaillement sur le côté triangulaire du coin est ensuite définie par l'équation II.18.

$$T_{R,1} = \tan(\varphi'_2) \cdot K_2 \cdot \left(\frac{D^2 \cdot \sigma_v(t)}{3 \cdot \tan(\vartheta_{crit})} + \frac{D^3 \cdot \gamma_2}{6 \cdot \tan(\vartheta_{crit})} \right) \quad (II.18)$$

Avec :

$\sigma_v(t)$ = Contrainte verticale effective dans la voûte du tunnel [kN/m²]

K_2 = Coefficient de la pression latérale des terres dans la zone de coin (Tableau II.6)

La deuxième possibilité adopte que la contrainte verticale au sommet du coin est également égale à la contrainte à côté du coin. Cependant, dans ce cas, la contrainte verticale augmente linéairement le long du plan vertical selon le poids unitaire du sol présent (Fig. II.10 b). Cette hypothèse se retrouve dans Kirsch & Kolymbas (2005).

La force de frottement de cisaillement est ensuite définie par l'équation (II.19).

$$T_{R,2} = \tan(\varphi'_2) \cdot K_2 \cdot \left(\frac{D^2 \cdot \sigma_v(t)}{2 \cdot \tan(\vartheta_{crit})} + \frac{D^3 \cdot \gamma_2}{6 \cdot \tan(\vartheta_{crit})} \right) \quad (II.19)$$

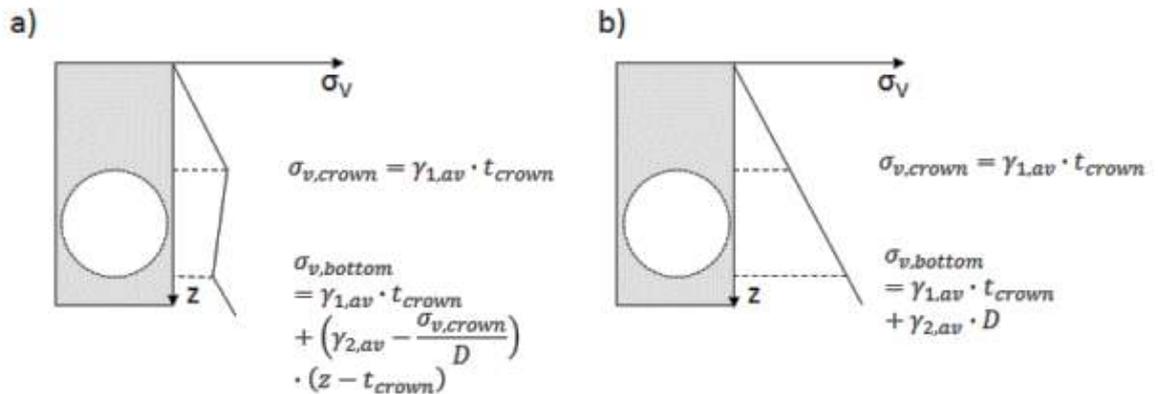


Figure II.11. Deux distributions possibles de la contrainte verticale à côté du plan triangulaire vertical du coin

Les auteurs de la recommandation allemande (2016) suggèrent d'utiliser la deuxième variante (Fig. II.10 b)) en raison de la redistribution relativement faible des contraintes dans le sol due à l'exécution au bouclier.

Ces hypothèses particulières pour la distribution des contraintes verticales à côté du coin sont liées aux coefficients des pressions latérales au coin (3). Les coefficients sont décrits dans le Tableau II.6

Les auteurs de cette recommandation suggèrent de considérer K2 comme suggéré par Janczecs& Steiner (1994) en raison de la cohérence des hypothèses concernant la redistribution des contraintes pendant l'excavation.

Tableau. II.6: Coefficients suggérés pour la pression latérale des terres sur les plans triangulaires verticaux du coin de glissement triangulaires.

Author	Assumed coefficient of the lateral earth pressure
Anagnostou & Kovári (1994)	$K_2 = 0.4$
Jancsecz & Steiner (1994)	$K_2 = \frac{k_0 + k_a}{2}$
Mayer, Hartwig, Schwab (2003)	Shear resistance is neglected
Girmscheid (2008)	$k_a \leq K_2 \leq k_p$
Kirsch & Kolymbas (2005), DIN 4126 (2013)	$K_2 = k_0 = 1 - \sin(\varphi'_2)$

Outre la force d'appui due à la pression des terres, la force d'appui due à la pression de la nappe phréatique doit également être déterminée. La force de pression des eaux souterraines est facilement déterminée par l'équation (II.20) en supposant qu'il n'y a pas d'écoulement d'eau souterraine vers la face du tunnel.

$$W_{re} = \gamma_w \cdot \left(h_{w,crown} + \frac{D}{2} \right) D^2 \quad (II.20)$$

Avec :

$h_{w,crown}$ = Niveau de la nappe phréatique au-dessus du sommet du tunnel [m].

γ_w = Poids unitaire de l'eau [kN/m³]

D = Diamètre du tunnel [m]

W_{re} = Force de pression des eaux souterraines sur la surface rectangulaire du front de taille du tunnel [kN].

II.8.2 Concept de sécurité allemand pour la stabilité du front de taille du tunnel

Deux limites opérationnelles pour la pression d'appui sont définies dans la réglementation allemande ZTV-ING (2012) :

La limite inférieure et la limite supérieure (RiL 853 fait référence au ZTV-ING concernant les calculs de la pression d'appui).

La limite inférieure de la pression d'appui doit assurer une force d'appui minimale (S_{ci}), qui se compose de deux composantes et de leurs coefficients de sécurité respectifs (Eq. (II.21)).

La première composante de la force de soutènement ($E_{max,ci}$) doit équilibrer la pression des terres, et est calculée ici sur la base du mécanisme de rupture cinématique actif du front de taille.

La deuxième composante de la force de soutènement (W_{ci}) doit équilibrer la pression des eaux souterraines et est déterminée en fonction de la hauteur du niveau des eaux souterraines au-dessus du sommet du tunnel.

$$S_{ci} = \eta_E \cdot E_{max,ci} + \eta_W \cdot W_{ci} \quad (II.21)$$

Avec :

η_E = Facteur de sécurité pour la force de pression des terres (= 1.5) [-]

η_W = Facteur de sécurité pour la force de pression de l'eau (= 1.05) [-]

S_{ci} = Force d'appui requise (face circulaire du tunnel) [kN]

$E_{max,ci}$ = Force d'appui due à la pression des terres (front de taille circulaire) [kN]

W_{ci} = Force d'appui due à la pression des eaux souterraines (face circulaire du tunnel) [kN]

Par conséquent, les forces obtenues sont recalculées de la face rectangulaire du coin à la face circulaire du tunnel après avoir été multipliées par les coefficients de sécurité partiels (Eq. II.21).

La pression d'appui requise pour la voûte du tunnel peut être calculée sur la base de l'équation (II.22). Le poids unitaire de l'élément de soutènement doit être pris en compte.

$$S_{crown,min} = \frac{S_{ci}}{\frac{\pi \cdot D^2}{4}} - \gamma_s \cdot \frac{D}{2} \quad (II.22)$$

Avec :

γ_s = Poids unitaire du support (terres excavées) [kN/m³]

$S_{crown,min}$ = Pression de soutien dans la couronne du tunnel [kN/m²]

Ainsi, la pression d'appui minimale est finalement définie.

II.9. Méthode convergence-confinement

Cette méthode s'est développée depuis les années 1970, elle permet de mettre en évidence l'interaction entre un massif excavé et son soutènement. Les hypothèses de la méthode sont:

- galerie de forme circulaire ;
- Contraintes géostatiques et comportement mécanique isotropes (symétrie de révolution de ces conditions autour de la galerie).

Cette méthode tient compte cependant de facteurs très importants relatifs à l'équilibre final du complexe terrain-soutènement, à savoir :

- la déformabilité du terrain ;
- la raideur du soutènement ;
- la déformation que le massif rocheux a déjà atteinte lors de la mise en place du soutènement.

La méthode conduit à un prédimensionnement satisfaisant du soutènement dans le cas de galeries circulaires à profondeur moyenne ou grande, où les contraintes peuvent être considérées isotropes et homogènes. Dans les autres cas, elle oriente au stade de l'avant-projet, le choix des caractéristiques de soutènement et donne l'ordre de grandeur des déformations à atteindre.

Dans notre étude, nous allons utiliser la méthode convergence-confinement pour estimer la convergence qu'aura le terrain à une distance du front de taille égale à la longueur de la jupe du tunnelier. Cette convergence nous permettra de déterminer la valeur de la surcoupe à réaliser et, éventuellement, la valeur de la conicité de la jupe pour assurer le non contact du terrain avec la jupe et éliminer ainsi les frottements terrain-jupe qui peuvent coincer ou entraver l'avancement du bouclier en demandant un effort plus important aux vérins qui assurent l'avancement du bouclier.

II.9.1 Tracé de la courbe caractéristique du terrain

En considérant :

- Tunnel de section circulaire de rayon R ;
- Terrain homogène et isotrope caractérisé par E et ν , module de déformation et coefficient de Poisson dans la phase de comportement élastique ;
- σ_0 contraintes initiales homogènes et isotropes ;
- C et Φ cohésion et angle de frottement interne ;
- R_c : résistance à la compression simple.

II.9.1.1 Domaine élastique linéaire

$$\text{Si } \sigma_0 < \frac{R_c}{2}$$

$$\text{Avec ; } R_c = (2 \times C \times \cos \varphi) \div (1 - \sin \varphi) \quad (\text{II.23})$$

Le creusement n'entraîne que des déformations élastiques. La courbe caractéristique est une droite qui coupe l'axe des déplacements en un point d'abscisse $U_e = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 \times R$ (II.24)

II.9.1.2. Zone en état limite de rupture

Si $\sigma^o > Rc/2$, à partir d'une certaine valeur de la pression ($p = Pa$), il se développe autour de la cavité une zone circulaire en état limite de rupture (plastique) de rayon (rp). Lorsque p diminue, rp augmente. En considérant le critère de rupture de Mohr-Coulomb, nous avons :

$$Pa = \sigma^o(1 - \sin\varphi) - c \cdot \cos\varphi \quad (II.25)$$

Le taux de déconfinement est calculé par l'équation (II.26) :

$$\lambda a = \frac{\sigma^o - Pa}{\sigma^o} \quad (II.26)$$

Le déplacement de la paroi à l'apparition de la rupture est calculé par l'équation (II.27)

$$Ua = \lambda a \times Ue \quad (II.27)$$

Avec : $Ue = \frac{1+\nu}{E} \sigma^o \times R$

II.9.2 Domaine élastoplastique parfait

Plusieurs formules ont été données pour tracer la courbe caractéristique du terrain après qu'une zone en état limite de rupture se soit formée autour de l'excavation. M. Panet établit (1995) la formule (II.28) suivante :

$$U(\lambda) = \frac{1+\nu}{E} \lambda a \times \sigma^o \frac{1}{\alpha+1} \left[2 \times \left(\frac{rp(\lambda)}{R} \right)^{\alpha+1} + \alpha - 1 \right] R \quad (II.28)$$

Avec :

- $\left[\frac{rp(\lambda)}{R} = \frac{2}{Kp+1} \frac{(Kp-1)\sigma^o + Rc}{(1-\lambda)(Kp-1)\sigma^o + Rc} \right]^{\frac{1}{Kp-1}} \quad (II.29)$

- $\alpha = 1$: la déformation se fait à volume constant

Le coefficient de butée est calculé par l'équation (II.30) suivante :

$$k_p = \left[\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right]^2 \quad (\text{II.30})$$

II.9.3. Convergence en fonction de la distance au front de taille

L'influence de la proximité du front de taille est assimilée à une pression radiale fictive de soutènement. Elle est tracée en fonction de la distance du front de taille, d'après M.Panet (1995).

II.9.3.1.Premier cas (bouclier ouvert sans pression de front)

- Le taux de déconfinement du terrain en comportement élastique, à une distance (x) du front de taille est calculé par l'équation (II.31) suivante :

$$\lambda(x) = 1 - 0.75 \left[\frac{1}{1 + \frac{4x}{3R}} \right]^2 \quad (\text{II.31})$$

La détermination de cette convergence permettra la définition de la position relative des courbes caractéristiques du soutènement et du terrain dont dépendra l'équilibre final.

Remarque:

- Au droit du front de taille ($X/R = 0$), le taux de déconfinement est $\lambda = 0.265$ (on prend généralement $\lambda = 0.3$)

- Pour une section située à un diamètre du front de taille ($X/R = 2$), $\lambda = 94\%$.

- Le taux de déconfinement du terrain en comportement plastique, à une distance (x) du front de taille est calculé par l'équation (II.32) :

$$\lambda(x) = 1 - 0.75 \left[\frac{1}{1 + \frac{4}{3} \xi \frac{x}{R}} \right]^2 \quad (\text{II.32})$$

Rapport de similitude :

$$\xi = \frac{U_{e\infty}}{U_{pl}}$$

II.9.3.2. Deuxième cas (le bouclier travaille avec confinement du front) :

- Le taux de déconfinement du terrain en comportement élastique, à une distance (x) du front de taille est calculé par l'équation (II.33) suivante :

$$\lambda(x = 11m) = 1 - 0.75 \left[\frac{1 - \lambda_0}{1 + \frac{4x}{3R}} \right]^2 \quad (II.33)$$

Avec :

- ❖ $\lambda_0 = 0.25(1 - \frac{P_{cf}}{\sigma_0})$
- ❖ P_{cf} : pression appliquée au front
- Le taux de déconfinement du terrain en comportement Plastique, à une distance (x) du front de taille est calculé par l'équation (II.34) suivante :

$$\lambda(x = 11m) = 1 - 0.75 \left[\frac{1 - \lambda_0}{1 + \frac{4}{3} \xi \frac{x}{R}} \right]^2 \quad (II.34)$$

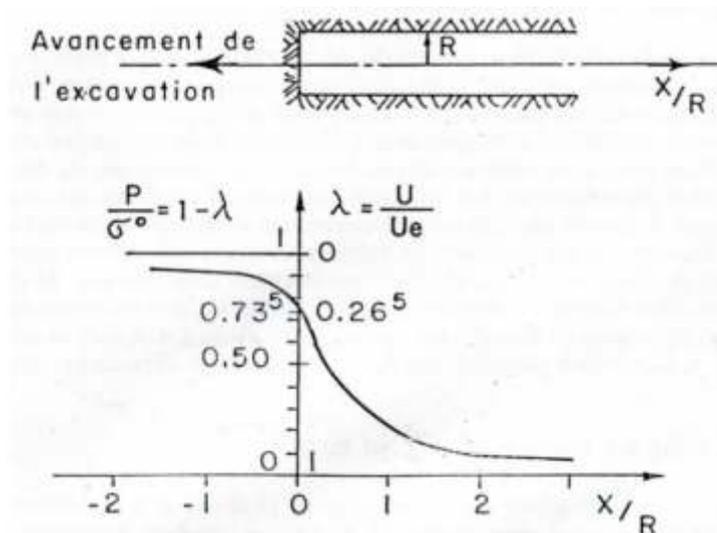


Figure.II.12. Variation du taux de déconfinement λ en fonction de la distance x du front de taille – sans pression de confinement (Bouvard et al. 1994).

Afin d'assurer le non contact entre le terrain et la jupe du bouclier, la valeur de la surcoupe peut être déterminée à partir de l'équation (II.35) :

$$U = U(x) - U(0) \text{ (II.35)}$$

Avec :

$$U(x) = \lambda(x) \times U_{\infty} \text{ (II.36)}$$

$U(x)$: Convergence du terrain à une distance x du front de taille (x étant égal à la longueur de la jupe du bouclier ;

$U(0)$: La convergence du terrain au niveau du front de taille.

II.10. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons procédé comme suit :

- À les différentes modes d'exécutions ; et le revêtement définitif (voussoir utilisé lors de la construction d'un tunnel) ;
- À cité le rôle du mortier de bourrage utilisés pour combler le vide entre les parois et les anneaux de voussoir ;
- À la théorie de Terzaghi qui sera utilisée pour calculer les pressions verticales et les pressions latérales agissant sur le tunnel ;
- À exploité les premières corrélations de Peck (1969), pour le calcul des tassements ;
- À la méthode de Bickel pour assurer la stabilité de front de taille ;
- À Expliqué la méthode de l'équilibre limite ;
- À la méthode de convergence-confinement pour tracer la courbe de convergence du terrain, et pour le calcul de la surcoupe.

III.1 Introduction

Une bonne connaissance du site de l'ouvrage est nécessaire, telle que les conditions géologiques, hydrologiques et géotechniques qui représentent des facteurs importants. Ils déterminent le degré de difficulté ainsi que la complexité de réalisation d'un ouvrage souterrain et influent sur la méthode de construction (creusement, soutènement).

La réponse du terrain au creusement dépend, bien sûr, en premier lieu de la nature géologique et des caractéristiques géomécaniques du matériau encaissant, mais aussi des conditions hydrogéologiques, des méthodes d'exécution (excavation et soutènement), ainsi que de la profondeur de l'ouvrage.

La nature et l'éloignement des constructions voisines sont à prendre en compte pour apprécier l'impact de l'ouvrage ce qui exige une bonne connaissance du site de l'ouvrage.

III.2 Conditions Géologiques

Le tracé en étude est situé dans la partie orientale de la plaine de la Mitidja qui s'étend sur une superficie de 1300 km² soit une longueur de 100 km et une largeur qui varie entre 8 et 18 km, c'est une dépression allongée d'ouest en Est, de Hadjout à Blida et s'incurve en direction WSW-ENE de Blida jusqu'à l'oued El Hamiz et la mer. Cette plaine, limitée à l'ouest par l'Oued Nador et à l'Est par l'Oued Boudouaou, est délimitée au Nord par l'anticlinal du Sahel et au Sud par l'Atlas blidéen. La plaine de la Mitidja est formée de terrains tertiaire et comblée par du Quaternaire. Dans l'extrait des cartes géologiques à l'échelle 1 :50 000, feuille n°21 d'Alger et feuille n° 42 Larbaa, le tracé en étude a été implanté (ligne rouge sur la figure III.1). La zone d'étude est principalement constituée par des dépôts alluvionnaires récents, où il est possible de différencier deux formations : a^3 - Alluvions marécageuses et parties inondables ; a^2 - Alluvions limoneuses ; et P^2q - Marnes de Maison Carrée (Pliocène récent et quaternaire ancien).

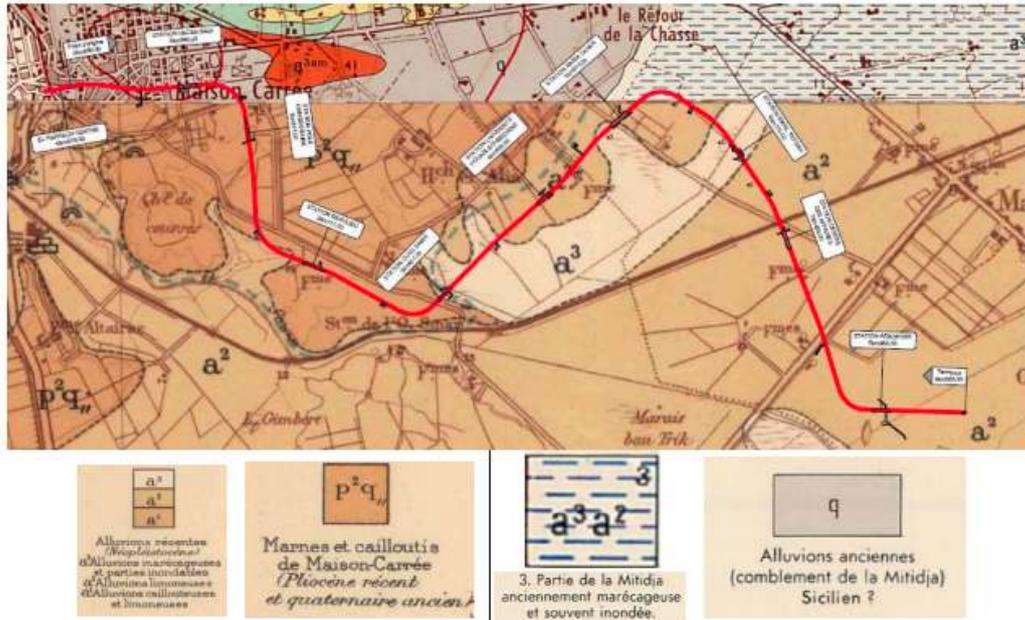


Figure III.1. Extrait des Cartes Géologiques feuille n°21 d'Alger et feuille n° 42. Implantation de Tracé (hypothèse géotechnique).

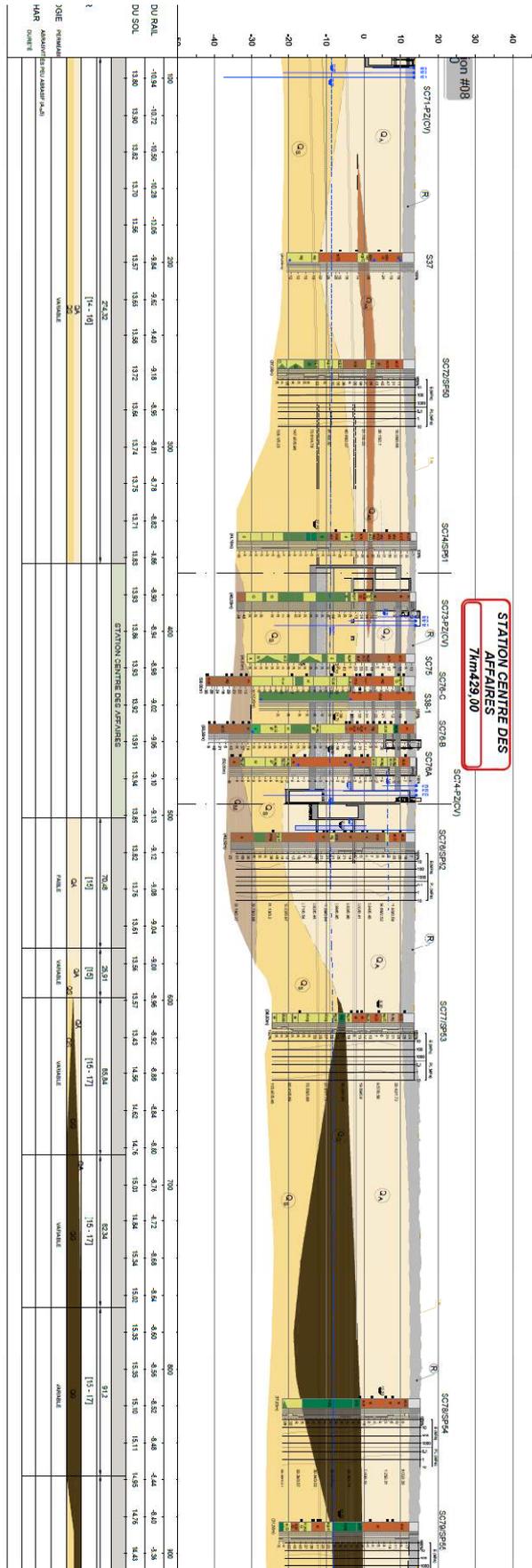


Figure.III.2.Coupe lithologique le long du tracé.

**Tableau III.1 : Les principales unités lithostratigraphiques le long du tracé
(Hypothèse géotechnique tunnel PK 0+000,00 - PK 9+575,00).**

Stratigraphie	Symbologie	Lithologie	Observations	
Récent	R	Remblais	Couche sans importance pour l'excavation, très superficielle	
Quaternaire	QA	Argile limoneuse peu sableuse	Couche plus importante pour l'excavation du tunnel en le, tronçon 7, tronçon 8, tronçon 9 et tronçon 10	
	QG	Galets à matrice argileuse et ou matrice sablo-argileux	Couche importante pour l'excavation du tunnel en le tronçon 9	
	QS	Sables limoneux-argileux, parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence des grès et conglomérats	Couche plus importante pour l'excavation du tunnel en le, tronçon 5, tronçon 6, tronçon 7, tronçon 8 et tronçon 9	
Pliocène Superior - Quaternaire ancienne	QM	Argiles Marseuses et marnes jaunâtre a grisâtre, parfois sableuses avec intercalations importantes mais irrégulières de conglomérats et grès	Couche plus importante pour l'excavation du tunnel en le tronçon 1, tronçon 2, tronçon 3, tronçon 4, tronçon 5, tronçon 6, tronçon 9 et tronçon 10	
	QMsg	Sables limono – argileux avec présence de cailloux	Couche moins expressif pour l'excavation du tunnel en le Tronçon 1, Tronçon 3, Tronçon 4, Tronçon 5 et Tronçon 9, en l'intérieur de la couche QM	
	QMs	Sable fin à moyenne limoneux de couleur brunâtre a marron foncé	Couche moins expressif pour l'excavation du tunnel en le Tronçon 1, Tronçon 4, Tronçon 10 en l'intérieur de la couche QM	
Tertiaire	Astiéri	TS	Sable fin, moyen à grossier, jaunâtre avec présence de grès sous forme de fragments	Couche importante pour l'excavation du tunnel en le Tronçon 1, Tronçon 2 et Tronçon 3
		TG	Grès sain à fissuré blanchâtre avec niveaux des grès lumachalique fissuré broyé par endroit de couleur marron claire à blanchâtre.	Couche importante pour l'excavation du tunnel en le Tronçon 2

Stratigraphie	Symbologie	Lithologie	Observations
	TM	Argile Marseuse a Marne verdâtre a grisâtre	Couche sans importance pour l'excavation, très profond en le Tronçon 1 et Tronçon 2

III.2.1. Géologie du tracé

Les principales unités excavées à l'intérieur du tunnel, au tronçon 9 de l'Extension EL Harrach Centre - Bab Ezzouar - Aéroport International d'Alger, et la profondeur de la couverture du tronçon.

Tableau III.2 :Résumé des principales unités.

Tunnel	Pki	Pk	Extension (m)	Profondeur (m)	Unité (intérieure)	Unité(ciadessus de la voûte)
T9	7+501,13	8+873,10	1372	[15-17]	QA/QG/QS/QM	QA/QG//QM

III.3 Conditions Hydrogéologique

Le tracé de toute l'extension de la ligne du Metro d'Alger entre El -Harrach – Aéroport International d'Alger, actuellement en exécution, se développe dans la part Est de la vaste Plaine de la Mitidja, limité entre l'Oued El-Harrach et l'Oued El-Hamiz. La partie orientale de la Plaine de la Mitidja, au nord de l'Algérie, couvre environ 575 km². Elle est limitée par la mer Méditerranée dans le nord, les montagnes de l'Atlas (1200-1600 m d'élévation) dans le sud, à l'ouest par l'oued El Harrach, à l'Est par l'oued Réghaia, à le nord-est par « Le Petit Sahel» (200 à 250 d'élévation). L'élévation générale de la Plaine varie de 20 à 50 m. Les principaux cours d'eau sont l'Oued El Harrach (Ouest), L'Oued El Hamiz (centre), et l'Oued EL Réghaia (Est). Les plus importantes zones de captage d'eau sont Bouzareah, Hamiz, Haouch Félit et Baraki. Dans la partie orientale de la Plaine de la Mitidja, de haut jusqu'en bas, il y a deux aquifères principaux :

- Les alluvions du Quaternaire : Cet aquifère se situe dans des graviers et des sables plus ou moins consolidés et inter-stratifiés d'argile, il est alimenté par les précipitations, l'infiltration à partir d'Oued El Harrach et l'Oued El Hamiz, le réservoir Astien par drainante. Séparée de l'aquifère Astien par Formation d'El Harrach, sauf à L'Est de l'ELHamiz où ils sont en contact direct. La nappe libre s'étend sur tout le long du bassin de la Mitidja ; et
- Le réservoir Astien : Il se trouve en charge sous les marnes de «Maison-Carré » actuellement appelé « Formation d'El Harrach, les éléments argileux dominant dans une alternance comprenant des marnes jaunes collantes, des argiles graveleuses et quelques lits de sable et graviers ».Sauf dans la partie Est où il est en contact direct avec l'aquifère de la Mitidja.

En plan le tracé en étude, croise plusieurs formations géologiques, qui peuvent être classifiées en deux classements hydrogéologiques de terrains, (**Fig. III.3**) :

Classe I – Terrains à Perméabilité élevée. Ressources en eau généralement importantes;
Classe II - Terrains à Perméabilité moyenne. Ressources en eau variables

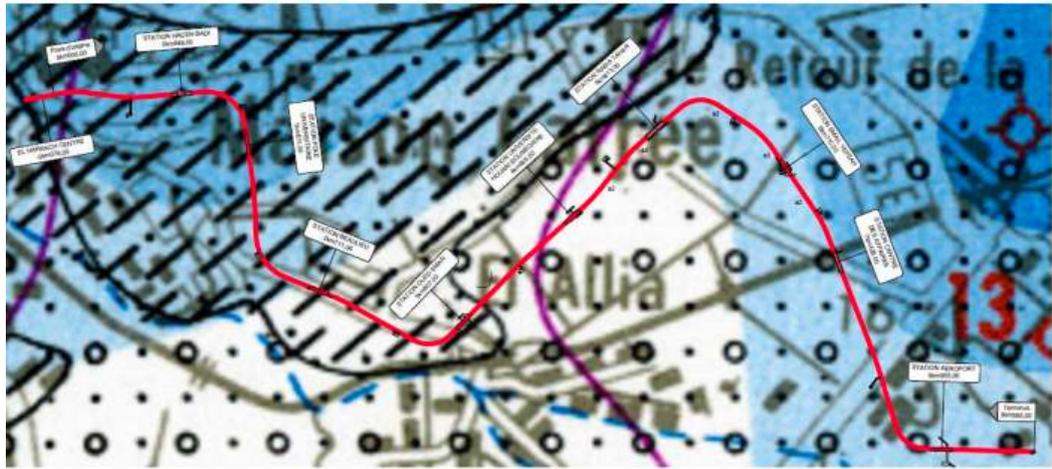
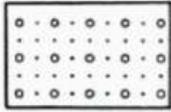


Figure III.3. Extrait de la Carte Hydrogéologique de la région d'Alger (Echelle 1 : 200 000).

- La légende concernant les couleurs ne sont pas disponible dans le rapport géotechnique que nous avons consulté.

Classe(*)	Stratigraphie	Symbologie	Lithologie	Hydrogéologie
I	Quaternaire		Alternance d'argiles et de graviers (Mitidja)	Perméabilité généralement élevée. Ressources en eaux importantes
II	Quaternaire		Argiles et cailloutis du Villafranchien (Mitidja)	Perméabilité faible. Substratum de la nappe des alluvions dans la Mitidja

Pour notre tronçon (9), la perméabilité est caractérisée de la manière suivante :

Tableau III.3 : Perméabilité du tronçon.

Tronçon	Pki	Pk	extension	hydrogéologie
T9	7+501,13	8+873,10	1372	Perméabilité élevée

III.3.1 Nappe phréatique

Entre les stations Centre Des Affaires et Aéroport International d'Alger, la nappe phréatique continue se trouve au-dessus du niveau des ouvrages du tunnel, à une profondeur de 9.30m

III.4 Etude géophysique

III.4.1 Tectonique et sismicité :

L'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud-atlasique :

A. Le nord du pays portant l'empreinte de la tectonique alpine.

B. La Plateforme Saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée.

La zone en étude dans le Projet de métro d'Alger Extension EL Harrach Centre - Bab Ezzouar- Aéroport International d'Alger, se situe dans l'unité tectonique correspondant au nord del'Algérie.

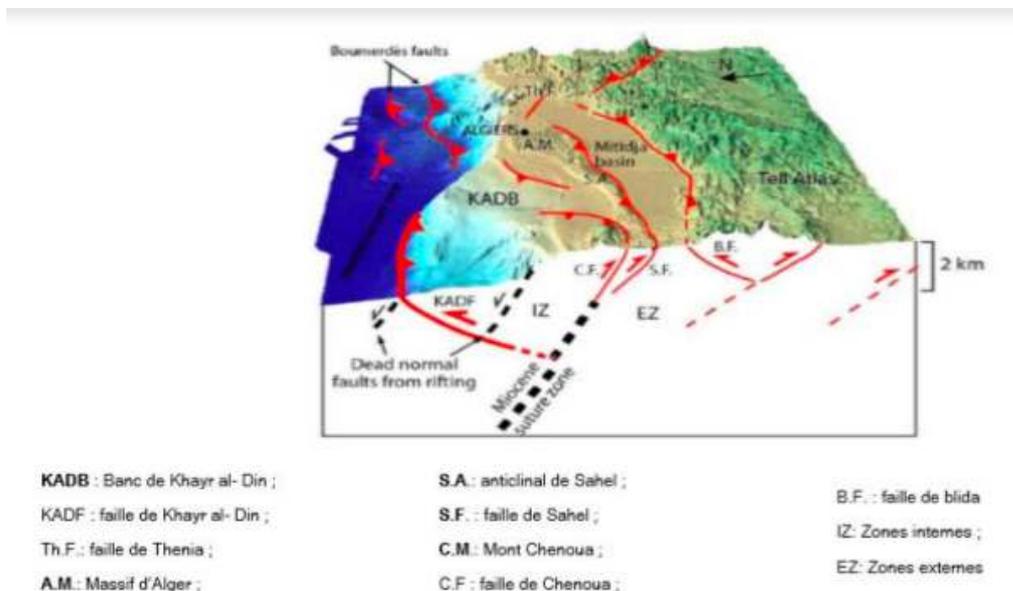


Figure III.4. Interprétation 3D des principales failles « offshore/onshore » de la région d'Alger.

III.4.2 Condition Sismique

Selon le RPA 99 version 2003, le territoire algérien est divisé en cinq zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau qui précise cette répartition par wilaya et par commune soit :

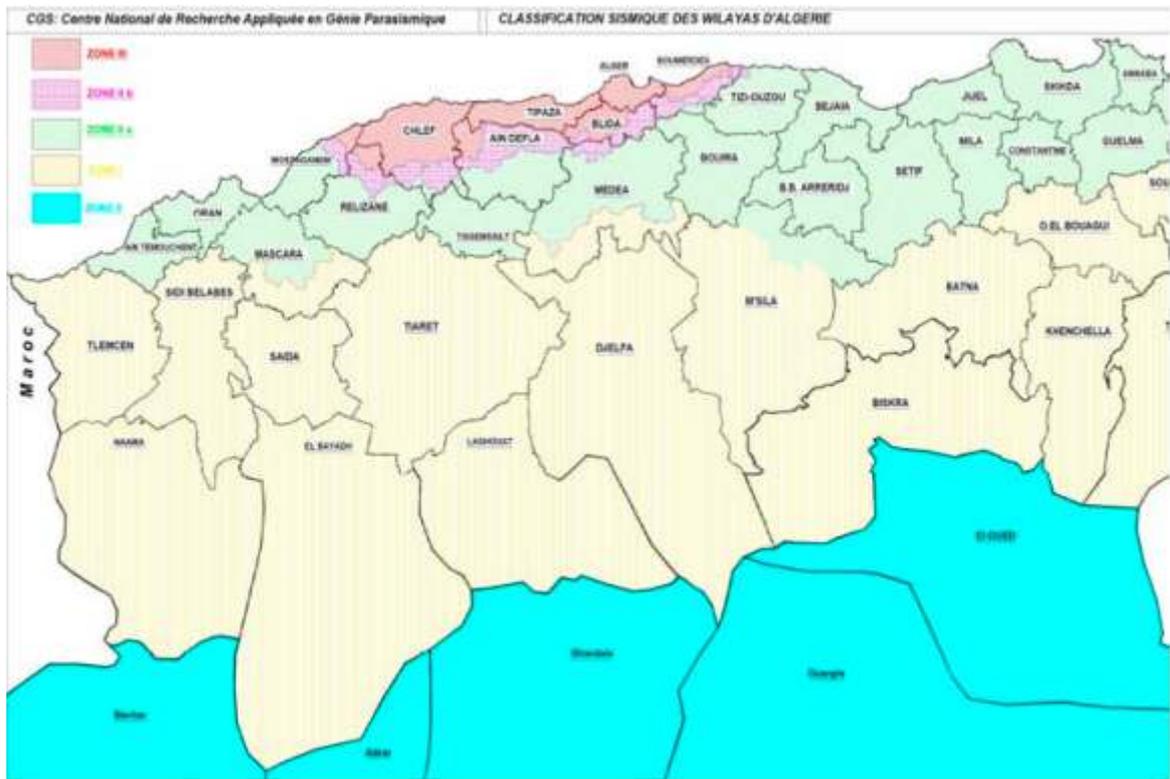


Figure III.5. Carte de Zonage Sismique du Territoire National (RPA99/V. 2003).

III.4.3. Classification des zones sismiques

Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zone II a	Sismicité moyenne
Zone II b	Sismicité élevée
Zone III	Sismicité très élevée

Les valeurs du coefficient d'accélération de la Zone "A" est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance de l'ouvrage :

Tableau III.4 : Les valeurs du coefficient d'accélération de la Zone "A".

Groupe	Zone Sismique			
	I	Ia	Ib	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

D'après ce zonage, la région en étude, où est implanté le tunnel de cette extension, est classée en tant que Zone sismique III (Sismicité très élevée), et tous les ouvrages doivent être considérés comme ouvrages d'importance stratégique qui correspondent au groupe 1. Sur la base de ces informations, le coefficient d'accélération sismique est égale à $A=0,40$ g Cette valeur de 0,4g sera considérée pour le calcul de ce cas d'étude des structures internes définitives. Pour les phases provisoires, selon l'indication de l'EMA (Entreprise du Métro d'Alger), une valeur de 0,1g devra être considérée.

III.5.Reconnaissance géotechnique

Plusieurs sondages ont été réalisés au niveau de notre tronçon d'étude (tronçon 9), dans le but d'une reconnaissance géotechnique à travers les essais au laboratoire. La liste des sondages effectués le long du tronçon 9, leurs positions et profondeurs, est donnée par le tableau **III.5**. L'implantation de ces sondages est montrée dans la figure III.6. Il s'agit des sondagescarottés de SC76 à SC 86 sur des profondeurs allant de 31m à 48m. La figure **B.1** et **B.2**(en annexe) montre les échantillons prélevés au niveau du sondage SC77 à deux profondeurs différentes.

Les sondages ont été réalisés à l'aide d'une foreuse à double tête. Les échantillons, issus des différentes unités lithologiques, ont été prélevés pour des essais en laboratoire. Tous les

échantillons pour les essais mécaniques ont été paraffinés directement sur site pour éviter une déshydrations et altération des carottes.

Tableau III.5 : Sondages réalisés le long du tronçon 9 (hypothèse géotechnique tunnel PK 0+000,00 - PK 9+575,00).

Phase	Sondage	pk	Coordonnées		Longueur (m)
			M	P	
APD	S45	8+664	517923,06	4061809,57	31,00
CPC	SC76-SP52	7+515	517551,63	4062880,19	49,5
	SC77-SP53	7+612	517569,75	4062783,24	38,00
	SC78-SP54	7+821	517624,84	4062579,12	37,00
	SC79-SP55	7+888	517648,61	4062517,25	37,50
	SC80-SP56	8+115	517741,96	4062310,75	35,00
	SC81	8+225	517748,73	4062198,38	48,00
	SC83-SP57	8+334	517781,217	4062085,341	38,00
	SC83A	8+418	517826,33	4062019,19	38,00
	SC84-SP58	8+562	517867,01	4061882,95	37,00
	SC85-SP59	8+827	518056,06	4061727,26	37,00
	SC86-SP60	8+900	518177,72	4061698,71	48,00

La coupe géotechnique avec l'implantation des sondages est illustréesur la **Figure III.6**. Cette figure est présentée en format A3 dans la page suivante.



Figure III.6. Implantation des sondages réalisés au niveau du tronçon 9 d'étude.

III.5.1. Essais en laboratoire

Les résultats des essais laboratoire sont présentés dans le tableau III.6

Tableau III.6 :Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études.

Phase	Sond.	Prof.	UNITÉ	A. Granulométrique		Limites d'Atterberg				VBS	γ_s	γ_h	γ_d	w (%)	Sr (%)	Classification	
				< 0,08 mm	<2 μ m	WL (%)	WP (%)	IP (%)	LR (%)		(KN/m3)	(KN/m3)	(KN/m3)			USCS	NF11-300
CPC	Sc76	8,20 - 8,45	QA	100	19	38	23	15	-	3,55	25,6	20,8	17,34	19,94	-	CL	A2
CPC		16,95 - 17,45	QA	100	41	54	32	22	-	3,65	25,3	19,4	18,9	22,94	-	MH	A2
CPC		26,10 - 26,60	QA	94,3	58	66	37	29	-	6,03	25,35	19,5	15,2	28,05	-	MH	A3
CPC		36,60 - 36,95	QS	41,35	19	35	20	16	-	2,32	25,65	20,65	17,4	18,7	-	SC	A2
CPC		SPT 40,2	QS	16,43	-	Imp.	Imp.	Imp.	-	Imp.	Imp.	Imp.	Imp.	15,43	-	-	-
CPC		SPT 41,7	QS	21,72	-	Imp.	Imp.	Imp.	-	Imp.	Imp.	Imp.	Imp.	13,05	-	-	-
CPC		15,00 - 15,50	QA	100	60	53	32	21	-	6,15	25,6	20,3	16,4	23,61	-	MH	A2
CPC	Sc77	16,50 - 16,93	QA	100	46	50	32	18	-	5,56	26,4	20,5	16,7	23,07	-	MH	A2
CPC		30,25 - 30,50	QS	23,77	6	Imp.	Imp.	Imp.	Imp.	0,86	27,1	22,7	20,4	11,07	-	-	B5

III.5.1.1. Classification des sols

Les résultats de l'analyse granulométrique sont présentés dans le tableau III.7 :

Tableau III.7 : Résultats d'analyses granulométriques.

		Tamisat (%)	
Les Sondages	Profondeur (m)	T_{2mm}	$T_{80\mu m}$
	16.5-16.93	100	71.50

III.5.1.1.1.Limite d'ATTERBERG (sondage 77)

L'indice de plasticité I_p est calculé par l'équation III.1 :

$$\diamond [15.00 - 15.50]m$$

$$I_p = w_L - w_p \text{ (III.1)}$$

Avec :

- $W_L=53\%$
- $W_P=28\%$

Donc :

$$I_p = 25\%$$

D'après le diagramme de plasticité de CASAGRANDE, le sol est une argile très plastique.

$$\diamond [16.50 - 16.93]m$$

Pour :

- $W_L=50\%$
- $W_P=27\%$

$$I_p = 23\%$$

D'après le diagramme de plasticité de CASAGRANDE, le sol est une argile très plastique.

- Le poids volumique à ces deux différentes profondeurs est illustré sur le tableau (III.8).

Tableau III.8 : Poids volumiques (sondage 77).

	Profondeurs (m)	
	Poids volumiques	15 - 15.50
Sec (KN/m^3)	16.4	16.7
saturé (KN/m^3)	20.3	20.5

III.5.1.2 Résultats des essais mécaniquesIII.5.1.2.1.Essai de résistance à la compression uni axiale

La résistance à la compression uniaxiale du sondage 77 :

❖ [15.00 – 15.50]m

$$R_c = 383.19 \text{ Kpa}$$

III.5.1.2.2.Essai triaxial

Les résultats de cet essai sont présentés dans le tableau III.9 :

Tableau III.9 : Essai a l'appareil triaxial (CU+U) consolidé non drainé (NF P 94 – 074).

Sondage 077				
Profondeur (m)	Contraintes totales		Contraintes effectives	
	φ (°)	C (KPa)	φ' (°)	C' (KPa)
16.50 – 16.93	14.9	50.36	27.5	12

III.5.1.2.3. Essai de compressibilité à l'œdomètre

Les résultats de cet essai sont présentés dans le tableau (III.9) :

Tableau III.10 : Caractéristique de compressibilité.

Date	Heure (debut) de palier	Palier N°	σ_v (MPa)	ΔH (mm)	e
23. 07. 2016	07h 20mn	1	0.0050	0.000	0.5812
23. 07. 2016	07h 22mn	2	0.1656	0.281	0.5590
24. 07. 2016	08h 55mn	3	0.2484	0.418	0.5481
		4	0.3312	0.507	0.5411
		5	0.4968	0.75	0.5219
		6	0.2484	0.711	0.5250
		7	0.0050	0.277	0.5593
		8	0.2484	0.644	0.5303
		9	0.4968	0.811	0.5171
		10	0.9936	1.280	0.4800
		11	1.9872	1.966	0.4257
		12	3.9744	2.772	0.3620
02. 08. 2016	10h 30mn	13	0.0050	1.568	0.4572

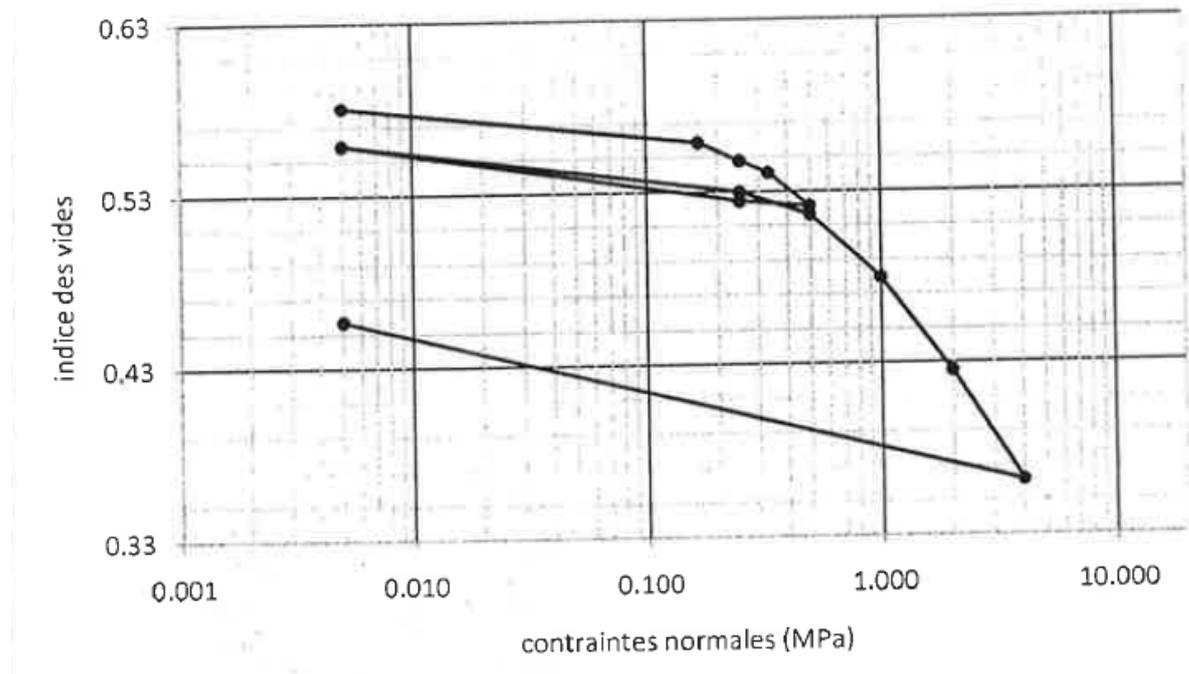


Figure III.7. Essai de compressibilité à l'œdomètre.

III.6.Conclusion

La collecte des données géologique, hydrogéologique, et géotechniques est primordiale pour la réalisation d'un ouvrage souterrain, le but recherché par ces moyens de reconnaissances est la détermination de la structure géologique du site et de cours d'eau ainsi que les paramètres géotechniques pour une meilleure implantation de l'ouvrage, un choix adéquat de méthodes d'exécution et un bon dimensionnement du tunnel.

Le tunnel se trouve dans un milieu argileux caractérisé par un angle de frottement de 14.9° et une cohésion de 50.36KPa . En considérant le critère de Mohr-Coulomb la résistance à la compression égale à 131.19KPa , la nappe phréatique se trouve à une profondeur de 9.30m , donc le tunnel se trouve dans un terrain saturé avec un poids volumique saturé de 20.4 kPa

IV.1. Introduction

S'agissant d'un tunnel de métro implanté relativement en surface, l'analyse de stabilité est impérative. Dans ce chapitre, il sera question de :

- Calculer les charges agissant sur le tunnel par la méthode de Terzaghi;
- Calculer le tassement en surface provoqué par le creusement du tunnel ;
- Analyser la stabilité du front de taille lors du creusement;
- Déterminer la contrainte de confinement du front de taille par la méthode d'équilibre limite en utilisant les recommandations allemandes à ce sujet ;
- Déterminer la surcoupe à effectuer pour éviter que le terrain entre en contact avec la jupe du bouclier.

IV.2. Charges agissant sur le tunnel

Selon la théorie de Terzaghi, la largeur du terrain comprimé (Fig. II.2) est calculée par l'équation (II.1) :

$$b = 2 \cdot R \cdot \operatorname{tg} (3\pi/8 - \Phi/4) \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- R : Rayon = 5.25m
- Φ : angle de frottement = 14.9°

D'où :

b : la largeur du terrain comprimé = 21.31m

IV.2.1. Pression verticale

Notre terrain est saturé car la nappe phréatique se trouve au-dessus de notre tunnel, à une profondeur de 9.30m à partir de la surface.

- $H = 15.9\text{m} < b = 21.31\text{m}$

Avec H : La hauteur de la couverture

La pression verticale est calculée par l'équation (II.2) suivante :

$$P_v = \gamma H + q \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- $\gamma = 20.3 \text{ KN/m}^3$
- $H = 15.9 \text{ m}$
- $q = 25 \text{ kPa}$

$$P_v = 347.77 \text{ kPa}$$

IV.2.2. Pression horizontale

La pression horizontale est calculée par l'équation (II.3)

$$P_h = k_0 \times P_v \quad (\text{II.3})$$

Avec :

K_0 : coefficient des terres au repos

Dans le cas d'un sol surconsolidé, le coefficient des terres au repos n'est pas constant, il est fonction du rapport de surconsolidation. Meyerhof (1976) proposa l'équation suivante pour l'évaluation de K_0

$$k_0 = k_0(\text{NC}) \cdot \text{OCR}^n \quad (\text{II.4})$$

➤ Le rapport de surconsolidation OCR

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_c(z)}{\sigma'_v(z)} \quad (\text{II.5})$$

Le sol est considéré surconsolidé si la contrainte effective due au poids des terres σ'_v est inférieure à σ'_c ($\text{OCR} > 1$),

$$\sigma'_c(z) = 347.77 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_v(z) = 331.20 \text{ kPa}$$

$$\text{OCR} = 1.05 ;$$

Surconsolidé ($\text{OCR} > 1$) ;

- Le coefficient n est en général pris égal à 0.50.
- $K_0(\text{NC})$ peut être estimé par l'équation (II.6) suivante :

$$k_0(\text{NC}) = 1 - \sin \Phi \text{ (II.6)}$$

$$k_0(\text{NC}) = 0.742$$

Donc :

$$k_0 = 0.761$$

D'où :

$$P_{\square} = 264.72 \text{ kPa}$$

IV.3. Calcul du tassement en surface

$$S_{max} = \frac{V_s}{2.5i}$$

Avec :

$$V_s = V_L - \Delta V$$

$$V_s \cong V_L \text{ (AFTES, 1995)}$$

Le volume V_L sera calculé sur la base de l'abaque de (Peck 1969), on prenant en considération les pertes de volume :

Les pertes de volume aux contours de l'excavation (V_L) peuvent être estimées empiriquement, en utilisant le Tableau II.3 (Peck, 1969) qui relie les conditions du terrain

et d'exécution du tunnel au volume V_L , on trouve la valeur de $V_L=1.5\%$ à laquelle on rajoute une valeur de 2% due à la surcoupe (Bickel et al., 1996), le volume V_L devient :

$$V_L = 3.5\%$$

$$V_L = 3.5 \times 10^{-2} \times R^2 \pi \times H$$

H : la hauteur de la couverture ;

R : rayon du tunnel.

$$V_L = 3.03m^3$$

- i peut être estimé à partir de la figure (II.6):

La couverture de la surface du terrain jusqu'à l'axe du tunnel :

$$Z = \frac{D}{2} + H = 21.15m$$

Le rayon : $R=5.25m$

- $\frac{Z}{2R} = 2.01$
- $\frac{i}{R} = 2.3$ (II.6)

La distance i du point d'inflexion est :

$$i = 12.075m$$

Le tassement maximal est :

$$S_{max} = \frac{Vs}{2.5i}$$

$$S_{max} = 10.03cm$$

Ce tassement est considéré excessif qui dépasse largement les normes limitées à $5cm$.

IV.4. Stabilité du front de taille

La stabilité du front de taille d'un tunnel est un problème tridimensionnel par nature, qui a fait l'objet de nombreuses études, les premières études systématiques sur l'instabilité du front de taille creusé en terrain meuble ont été réalisées par Broms et Bennermark. Ces travaux ont permis de caractériser les conditions de stabilité à partir d'un paramètre N

IV.4.1. Facteur de stabilité (ou facteur de charge)

Le facteur de stabilité est défini par l'équation **(II. 9)** :

$$N = \frac{P_z - P_f}{C_u} \quad \text{(II. 9)}$$

Avec :

- $P_z = 347.77 \text{ kPa}$
- $P_f = 0$
- $C_u = \frac{R_c}{2}$

$$C_u = 65.51 \text{ kPa}$$

Et par suite :

$$N = 5.30$$

$N > 5$, Le front de taille est instable, à partir du (Tableau II.4).

Il est par conséquent impératif de recourir à l'application d'une pression de confinement au front de taille pour le stabiliser.

IV.5. Calcul de la pression de confinement du front par la méthode d'équilibre limite

IV.5.1. Paramètres de la machine :

$D = 10,5 \text{ m}$ Diamètre du tunnel.

$\Delta = 10 \text{ KN/m}^2$ Variations de la pression d'appui (+/-).

$\gamma_s = 14 \text{ kN/m}^3$ Poids volumique du moyen de soutènement (terres), avance régulière.

VI.5.2. Facteurs de sécurité choisis pour les calculs :

$\eta_E = 1,5$ Facteur de sécurité de la pression des terres.

$\eta_W = 1,05$ Facteur de sécurité de la pression de l'eau.

$\Delta W = 10 \text{ kN/m}^2$ Appui minimal - surpression à la pression d'eau.

$\sigma_s = 25 \text{ kN/m}^2$ Charge de trafic à la surface

VI.5.3. Méthode de calcul (cas étudié) :

Entrent dans l'équation (II.10) décrivant l'équilibre limite sur le coin. L'angle de glissement n'est pas encore connu.

D'où :

Force de pression du terrain selon l'équation (10.1)

$$E_{re}(\vartheta) = \frac{(G + P_v) \cdot (\sin(\vartheta) - \cos(\vartheta) \cdot \tan(\varphi'_2)) - 2 \cdot T - c'_2 \cdot \frac{D^2}{\sin(\vartheta)}}{\sin(\vartheta) \cdot \tan(\varphi'_2) + \cos(\vartheta)}$$

Force de frottement sur le plan vertical triangulaire du coin de glissement

$$T_{R,2} = \tan(\varphi'_2) \cdot K_2 \cdot \left(\frac{D^2 \cdot \sigma_v(t)}{2 \cdot \tan(\vartheta_{crit})} + \frac{D^3 \cdot \gamma_2}{6 \cdot \tan(\vartheta_{crit})} \right)$$

Coefficient de pression latérale à considérer dans TR

$$K_2 = \frac{K_0 + K_a}{2} = \frac{\tan(45 - \frac{\varphi'_2}{2})^2 + 1 - \sin(\varphi'_2)}{2} = 0,453$$

Poids propre du coin de glissement

$$G = \frac{1}{2} \cdot \frac{D^2}{\tan(\vartheta_{crit})} \cdot \gamma_{2,av}$$

Force verticale sur le coin, la théorie du silo n'est pas prise en compte

$$P_v = \frac{D^2 (\gamma_{1,av} \cdot t_{crown} + \sigma_0)}{\tan(\vartheta_{crit})}$$

Maximisation de la force d'appui due à la pression du sol en utilisant la variation de l'angle de glissement.

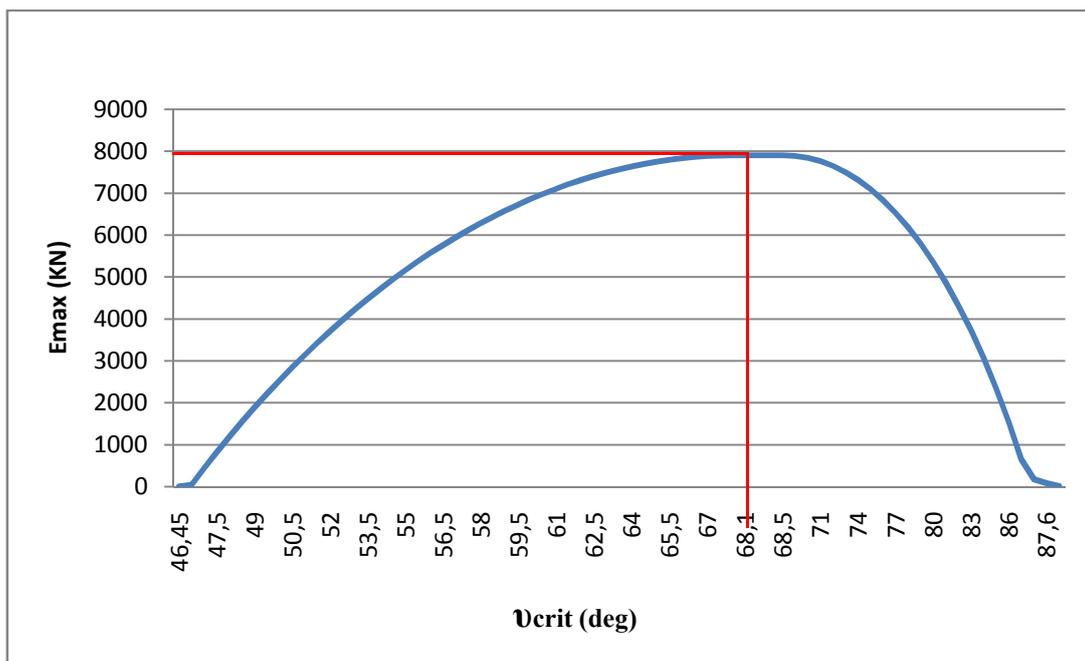


Figure IV.1. Tracé de la courbe de variation de la force de confinement (E) en fonction de l'angle de glissement (θ).

IV.5.3.1. Angle de glissement résultant pour Emax, re

$$\vartheta_{crit} = 68,1 \text{ deg}$$

IV.5.3.2. Détermination des forces

IV.5.3.2.1. Valeurs basées sur l'angle de glissement résultant

Angle de glissement résultant à été calculée en fonction de la force maximale de confinement ($E_{max, re}$) représenté dans la figure VI.1

$$T_c(\vartheta_{crit}) = 1115,98 \text{ kN}$$

$$T_{R,2}(\vartheta_{crit}) = 2192,29 \text{ kN}$$

$$G(\vartheta_{crit}) = 4769,96 \text{ kN}$$

$$P_v(\vartheta_{crit}) = 15413,24 \text{ kN}$$

IV.5.3.2.2. Force d'appui maximal requis due à la pression des terres

Après avoir déterminer l'angle de glissement résultant et toutes les forces agissantes sur le coin de glissement. Maintenant en peut déterminer la force d'appui maximal a l'aide de l'équation (II.10)

$$E(\vartheta_{crit}) = 7903,58 \text{ kN}$$

IV.5.3.2.3. Recalcul de la force déterminée à partir du plan frontal de forme rectangulaire du coin jusqu'à la véritable circulaire du tunnel

$$E_{max, ci} = E_{re}(\vartheta_{crit}) \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{D^2} = 6207,45 \text{ kN}.$$

IV.5.3.2.4. Force de pression de l'eau agissant sur la face rectangulaire du tunnel

$$W_{re} = \gamma_w \cdot \left(h_{w, crown} + \frac{D}{2} \right) D^2 = 13064,625 \text{ kN}$$

IV.5.3.2.5. Force de pression de l'eau sur la face circulaire du tunnel

$$W_{ci} = W_{re} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{D^2} = 10260,93 \text{ kN}$$

IV.5.3.2.6. Force de support total en tenant compte des facteurs de sécurité

$$S_{ci} = \eta_E \cdot E_{max, ci} + \eta_W \cdot W_{ci} = 20085,15 \text{ kN}$$

IV.5.3.3. Détermination des pressions et contrôles

IV.5.3.3.1. Pression d'appui minimale pour la couronne du tunnel

$$S_{crown,min} = \frac{S_{ci}}{\frac{\pi \cdot D^2}{4}} - \gamma_s \cdot \frac{D}{2} = 158,45 \text{ KN/m}^2$$

Avec :

$$\gamma_s = \frac{1 + W}{1 + e} \cdot \gamma = \frac{1 + 0,23}{1 + 1,23} \cdot 26,4$$

D'où :

$$\gamma_s = 14 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

La pression du milieu de soutènement S_{crown} , doit être $\eta=1,05$ fois supérieure à la pression des eaux souterraines dans la couronne du tunnel.

$$1,05 \cdot W_{crown} = 1,05 \cdot \gamma_W \cdot h_W = 69,3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < S_{crown,min} = 158,45 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Pression d'appui au sommet du tunnel pour une avance régulière avec prise en compte de la pression d'appui écarts de +/- 10 kN/m²

$$S_{crown,advance,min} = S_{crown,min} + 30 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 188,45 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

IV.5.3.3.2. Pression d'appui maximale admissible au sommet du tunnel en raison de la sécurité vis à vis de la rupture

$$S_{crown,max} = 0,9 \cdot \sigma_{v,crown} = 313 \text{ KN/m}^2$$

IV.5.3.3.3. Pression d'appui la plus élevée en raison des écarts de pression de face

$$S_{crown,advance,max} = S_{crown,max} - 30 = 283 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$S_{crown,advance,max} > S_{crown,advance,min}$$

L'excavation est possible.

Pour conclure cette partie, l'excavation doit être réalisée avec des pressions d'appui comprises entre 188 kN/m² et 283 kN/m² (y compris les écarts de pression d'appui) fixées

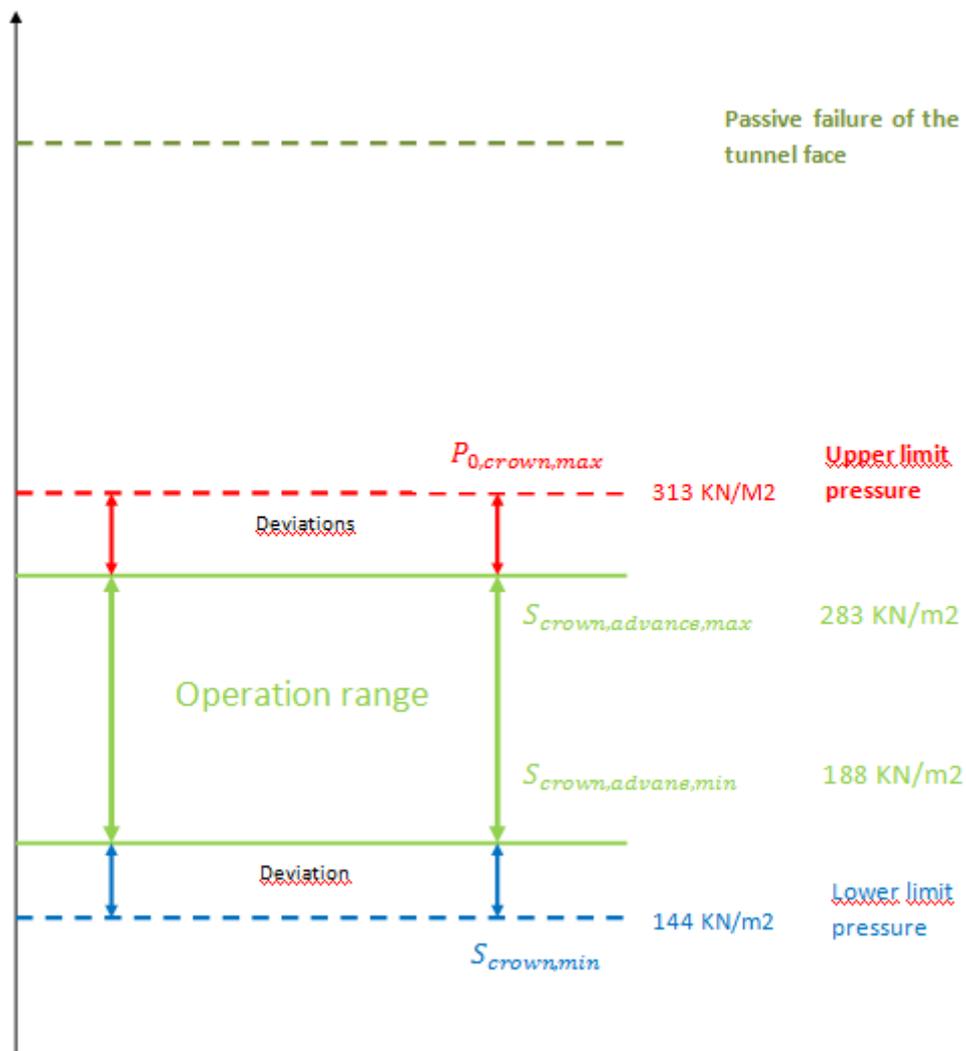


Figure IV.2. Limites de pression de confinement en clé de voûte du tunnel

IV.6. Tracé de la courbe de convergence du terrain

En effet, la méthode de convergence-confinement est une méthode de calcul simple mais suffisante dans bien des cas. Elle sacrifie la géométrie de l'ouvrage, l'anisotropie du comportement mécanique du massif, l'anisotropie des contraintes pour tenir compte de facteurs jugés plus importants sur l'équilibre final

Pour :

$$\sigma^o > Rc/2$$

$$Rc = (2 \times C \times \cos \varphi) \div (1 - \sin \varphi) \text{ (II.23)}$$

$$Rc = 131.02 \text{ kpa}$$

IV.6.1. Zone en état limite de rupture

IV.6.1.1 La pression en état limite de rupture

$$Pa = \sigma^o(1 - \sin \varphi) - c \cdot \cos \varphi \text{ (II.25)}$$

Avec :

- Contrainte initiale des terres : $\sigma_o = 347.77 \text{ kpa}$
- Angle de frottement : $\varphi = 14.9^\circ$
- La cohésion : $C = 50.36 \text{ kpa}$

Donc :

$$Pa = 209.68 \text{ kpa}$$

Le taux de déconfinement à l'apparition de la rupture est calculé par l'équation (II.26)

$$\lambda a = \frac{\sigma_o - Pa}{\sigma_o} \text{ (II.26)}$$

$$\lambda a = 0.397$$

Le déplacement de la paroi à l'apparition de la rupture est calculé par l'équation (II.27)

$$Ua = \lambda a \times Ue \quad (\text{II.27})$$

$$Ue = \frac{1+\nu}{E} \sigma_o \times R (\text{II.24})$$

Avec :

- Coefficient de poisson : $\nu=0.3$
- Module de déformation : $E=60\text{MPa}$
- Rayon du tunnel : $R=\frac{D}{2} = 5.25\text{m}$

Le déplacement élastique de la paroi

$$Ue = 3.95\text{cm}$$

Donc :

Le déplacement de la paroi

$$Ua = 1.57\text{cm}$$

IV.6.2 Domaine élastoplastique parfait

$$U(\lambda) = \frac{1+\nu}{E} \lambda a \times \sigma_o \frac{1}{\alpha+1} \left[2 \times \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^{\alpha+1} + \alpha - 1 \right] R (\text{II.28})$$

Avec :

- $\left[\frac{r_p(\lambda)}{R} = \frac{2}{k_p+1} \frac{(k_p-1)\sigma_o+Rc}{(1-\lambda)(k_p-1)\sigma_o+Rc} \right]^{\frac{1}{k_p-1}} \quad (\text{II.29})$

- $\alpha=1$: la déformation se fait à volume constant

Le coefficient de butée est calculé par l'équation (II.30) suivante :

$$k_p = \left[\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right]^2 \quad (\text{II.30})$$

Tableau IV.1 : Caractéristiques du sol.

ν	E (Mpa)	λ_a	σ_0 (Mpa)	R (mètres)	R_c (Mpa)	K_p
0,3	60	0,397	0,348	5,25	0,131	1,69

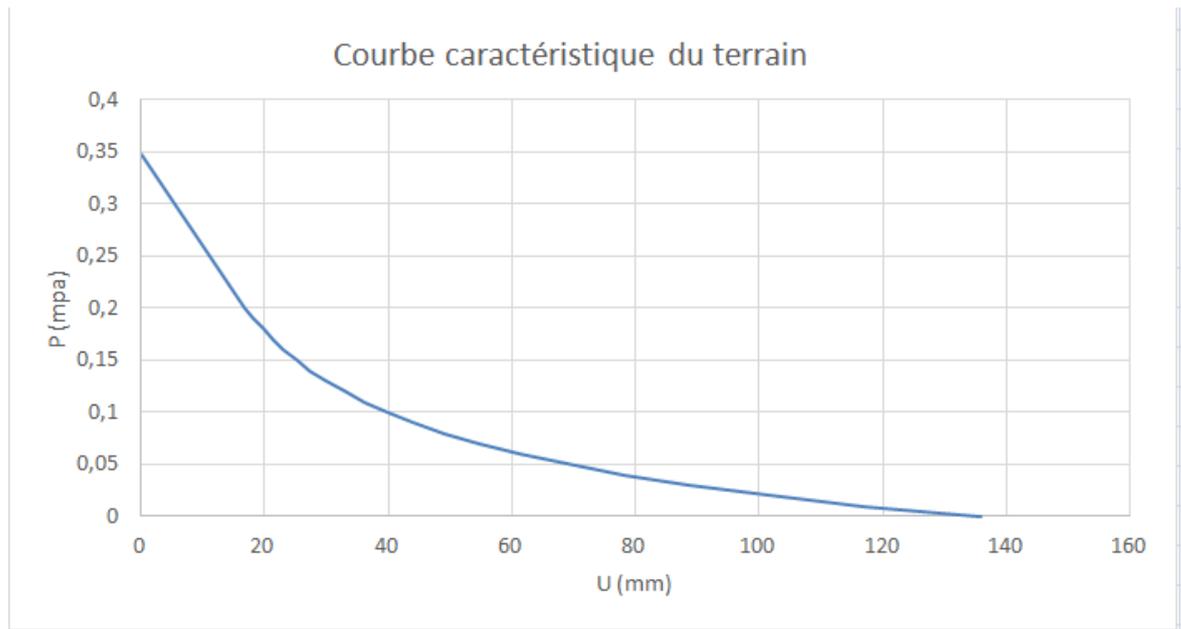


Figure IV.3. Courbe caractéristique du terrain.

IV.6.3. Calcul de la surcoupe

La méthode convergence confinement sera utilisée pour déterminer la valeur de la surcoupe

Tableau IV.2 : Paramètre de la courbe caractéristique du terrain pour déterminer la valeur de la surcoupe

Longueur de la jupe	X	11m
Rayon	R	5.25m
Rapport de similitude	$\xi = \frac{U_{e\infty}}{U_{pl\infty}}$	0.29
Déplacement plastique déconfinement total	à $U_{pl\infty}$	13.59cm
Déplacement élastique déconfinement total	à $U_{e\infty}$	3.95cm

IV.6.3.1 Premier cas – En l’absence de confinement du front

Ce cas lorsque peut être utilisé lorsque le front de taille est bien stable.

- Le taux de déconfinement du terrain, à une distance (x=11m) du front de taille, correspondant à la longueur de la jupe, est calculé comme suit :

$$\lambda(x = 11m) = 1 - 0.75 \left[\frac{1}{1 + \xi \frac{4x}{3R}} \right]^2 \quad (II. 32)$$

Avec :

$$\lambda(x = 11m) = 0.771$$

$$\lambda(x = 11m) > \lambda_a \quad (II.26)$$

A la fin de la jupe, le terrain se trouve en état limite de rupture

La convergence à la paroi est alors

$$U(x = 11m) = \lambda(x = 11m) \times U_{pl\infty}$$

$$U(x = 11m) = 10.47\text{cm}$$

Au droit du front de taille (X/R = 0), le taux de déconfinement est $\lambda = 0.265 \lambda_o = 0.265$

$$\lambda_o < \lambda a$$

$$U(x) = \lambda_o \times U_{e\infty}$$

Donc :

$$U(x = 0) = 1.046 \text{ cm}$$

La valeur de la surcoupe est par conséquent :

$$U = U(x = 11m) - U(x = 0)$$

Alors :

$$U = 9.42 \text{ cm}$$

IV.6.3.2. Deuxième cas – En présence de confinement du front

- Le taux de déconfinement du terrain :

$$\lambda(x) = 1 - 0.75 \left[\frac{1 - \lambda_o}{1 + \frac{4x}{3R}} \right]^2 \quad (\text{II. 33})$$

Le taux de déconfinement au niveau du front de taille λ_o est modifié par la présence de la pression de confinement au front de taille P_{cf} . L'expression de λ_o s'écrit

$$\lambda_o = 0.25 \left(1 - \frac{P_{cf}}{\sigma_o} \right)$$

Avec :

- $P_{cf} = 235.5 \text{ kPa}$ (calculée au paragraphe XXXX)
- $\sigma_o = 347.77 \text{ kPa}$

Et par suite :

$$\lambda_o = 0.085$$

$$\lambda_o < \lambda a$$

$$U(x) = \lambda_o \times U_{e\infty}$$

Donc :

$$U(x = 0) = 0.335 \text{ cm} \text{ Pour } (x=11 \text{ m})$$

- Le taux de déconfinement du terrain, une distance ($x=11 \text{ m}$) du front de taille est calculé par l'équation (II. 33) :

$$\lambda(x = 11 \text{ m}) = 0.62$$

$$\lambda(x = 11 \text{ m}) > \lambda a$$

$$U(x = 11 \text{ m}) = \lambda(x) \times U_{pl\infty}$$

Donc :

$$U(x = 11 \text{ m}) = 8.42 \text{ cm}$$

La valeur de la surcoupe est par conséquent:

$$U = U(x = 11 \text{ m}) - U(x = 0)$$

Alors :

$$U = 8.08 \text{ cm}$$

Cette valeur étant assez importante, il serait judicieux de la répartir entre la surcoupe proprement dite et la conicité de la jupe (différence entre le diamètre d'excavation diminué de la surcoupe et le diamètre en fin de jupe), soit 4 cm chacune.

V.1.Introduction

Le domaine d'emploi des tunneliers à voussoirs n'a cessé de se développer pour constituer aujourd'hui une solution très souvent envisagée pour le creusement d'un projet de tunnel quelle que soient les conditions géologiques.

Indépendamment de questions économique qui peuvent conduire à préférer une solution dite<<conventionnelle>>, force est de constater que des solutions avec tunnelier posant des voussoirs sont maintenant mises en œuvre dans des tunnels longs et profonds, sous forte couverture, jusque-là creusés par des méthodes conventionnelles.

De même, des projets de tunnel sous forte charge hydrostatique dans des terrains bouillants et aquifères sont désormais régulièrement envisagés alors même qu'ils auraient été jugé irréalisables il y a seulement dix ans, parce que les progrès réalisés par les chantiers de tunneliers à confinement permettent maintenant de les considérer comme faisable.

Pour les tunneliers à confinement, des diamètres intérieurs de 13 à 14 mètres de diamètre sont maintenant courants et l'on a vu récemment des diamètres de creusement dépasser les 17 mètres, et les pressions de confinement dépasser les 10 bars.

Au vu des progrès spectaculaires en termes de vitesse de réalisation obtenus dans les projets, de nouveaux domaines s'offrent au tunnelier posant des voussoirs, comme les longues galeries hydrauliques dans les projets de barrages ou les galeries d'ossatures de mines, projets à forte profondeur ou couvertures.

Le point commun de cette évolution récente est d'envisager systématiquement la pose d'un revêtement en voussoirs en même temps que le creusement via un bouclier mécanique, souvent avec confinement du front, quelle que soient les conditions géologiques rencontrées et l'état de contraintes existant dans le terrain.

L'augmentation de la profondeur et / ou du diamètre pose avec encore plus d'acuité la question du dimensionnement des composantes de ces projets, notamment le revêtement en voussoirs.

V.2. Emploi de la méthode convergence-confinement dans un tel contexte

Bien que la méthode convergence-confinement est un puissant outil d'analyse préliminaire des problèmes posés par le calcul des tunnels et les concepts qu'elle développe peuvent s'appliquer à la problématique de conception des ouvrages souterrains dans de nombreux cas de figure, elle présente cependant des limitations d'emploi :

- Dans la pratique, loi de comportement des terrains simplificatrice (comportement élasto-plastique)
- Prise en compte difficile du couplage eau / sol et notamment de l'influence de la vitesse de rétablissement du régime hydrostatique autour de l'excavation (comportement à court terme / long terme)
- Difficulté de représenter en un seul calcul les différentes phases de la réalisation du tunnel (excavation, passage de la jupe, injection du mortier de bourrage, pose du revêtement, évaluation à long terme)

Enfin le calcul analytique convergence-confinement impose d'analyser de façon séparée la problématique spécifique du confinement du front de taille lorsque celui-ci s'impose.

De même l'estimation des tassements doit faire l'objet d'une analyse distincte.

Nous allons donc recourir à une méthodologie de calcul aux éléments finis à l'aide du logiciel PLAXIS 3D permettant d'intégrer simultanément toutes ces problématiques.

V.3. Présentation du logiciel PLAXIS 3D

PLAXIS 3D est un outil puissant et convivial pour la modélisation et l'analyse aux éléments finis des problèmes géotechniques en 3D (déformation, stabilité, en mécanique des sols et mécanique des roches). Ses applications sont nombreuses et couvrent les projets d'excavation, remblais et barrages, fondations, tunnels, etc....

PLAXIS 3D peut s'accompagner de deux modules complémentaires pour étendre ses applications : Dynamics et Plaxflow.

Les points forts de PLAXIS 3D

- convivialité de l'interface (Windows c), pour la saisie des données, la définition des phases de projets et l'analyse des résultats
- génération automatique des maillages

- des jeux prédéfinis de lois de comportement de sol (linéaire élastique, Mohr-Coulomb, Hardningsoil, soft soil, ...) et la possibilité de définir ses propres lois de comportement
- couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation
- prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure
- calcul de coefficient de sécurité (procédure c/phi réduction)

V.4.Calcul détaillé par la méthode aux éléments finis

V.4.1.Un calcul par phases

Un des principaux avantages de la méthode de calcul aux éléments finis 3D appliqués aux tunnels est de pouvoir analyser distinctement les nombreuses étapes de la réalisation d'un tunnel avec un tunnelier.

Nous avons élaboré la séquence suivante :

1. Initialisation des contraintes
2. Excavation, en intégrant ou non une pression de confinement
3. Passage du tunnelier par simulation de la présence du bouclier (structure métallique de la jupe), en imposant une contraction
4. Injection du mortier de bourrage (avec ou sans pression suivant qu'il s'agit d'un matériau liquide ou d'un simple matériau de remplissage type gravette)
5. Mise en place du revêtement en voussoirs
6. Suivant le cas, intégration d'une phase de consolidation correspondant à la dissipation des surpressions interstitielles générées lors des phases précédentes
7. Intégration des caractéristique a long terme du béton et des terrains après consolidation / dissipation des surpressions hydrauliques

V.4.2.Données d'entrée – hypothèses

V.4.2.1. Données géologique et géotechnique

Le modèle de comportement EPMC (Elasto-plastique avec critère de rupture de MOHR-COULOMB) est généralement utilisé dans le calcul analytique convergence-confinement.

D'autre part, dans le cas fréquent ou il faut prendre en compte la présence d'une nappe, il est très important de savoir si l'on doit considérer un comportement drainé ou non drainé des matériaux dans lequel le tunnel va être creusé.

Le calcul du temps de rétablissement de la pression hydrostatique, tel que décrit par (PANET, 1995) et initié par (RAT, 1973), permet de savoir si l'on doit considérer des

[Modélisation de l'exécution du tunnel au bouclier EPB]

condition drainées dès la première phase d'excavation, ou si l'on doit considérer des condition non drainées à l'excavation (terrain étanche lorsque l'on excave – pas d'écoulement à front) puis introduire une phase de consolidation correspondant au rétablissement du régime hydrostatique autour de l'excavation après dissipation des surpressions hydrostatique générées par la modification de l'état de contraintes dans le terrain autour de l'excavation proprement dite.

V.4.2.2.Données liées au tunnelier

Les données liées au tunnelier concernent :

- 1- Le diamètre d'excavation $D = 10,5$ m
- 2- La surcoupe $U_s = 8$ cm
- 3- La conicité de la jupe (différence entre le diamètre d'excavation diminué de la surcoupe et le diamètre en fin de jupe) $U_j = 10$ cm
- 4- Le poids du bouclier $P = 800$ tonne

On cherchera à modéliser le bouclier (tunnelier sans train suiveur) par un cylindre métallique indéformable sous forme d'une coque en acier dont l'épaisseur est suffisamment élevée pour qu'elle ne se déforme pas sous la pression des terres qui lui sera appliquée. Généralement une épaisseur équivalente de 100 mm est suffisante pour ce faire.

La connaissance de la masse totale du bouclier permet d'effectuer un poids unitaire particulier à cette structure métallique tout en conservant les caractéristiques d'inertie et de rigidité d'un cylindre métallique indéformable.

L'impact de la masse du bouclier n'est plus à négliger dans le cas des tunnels excavés à faible profondeur dans des terrains déformables. Il faut alors comparer le poids des terres excavées et le poids du tunnelier.

V.4.2.3.Données liées au revêtement

On utilisera les données dont on dispose habituellement :

- 1- Diamètre intérieur du revêtement = 10,02 m
- 2- Epaisseur proposée du revêtement = 25cm
- 3- Nombre de voussoirs = 9 voussoirs (8 + clé)
- 4- Largeur de contact au niveau des joints = de 5 à 10mm

[Modélisation de l'exécution du tunnel au bouclier EPB]

Ceci permettra de calculer une inertie équivalente pour l'anneau par la formule de MUIR-WOOD. Connaissant le module de déformation du béton (court terme / long terme) on peut ensuite calculer la rigidité (EI) de l'anneau à court et à long terme.

De cette rigidité à court et à long terme on pourra déduire, après division par l'inertie de la section complète, un module de béton équivalent que l'on utilisera comme caractéristique du matériau linéaire élastique affecté au revêtement en voussoirs (béton court terme / béton long terme).

De même, on créera un matériau linéaire élastique pour le mortier de bourrage après durcissement dont la valeur du module de déformation est dans le cas des sols intermédiaire entre le module de déformation du sol et le module de déformation du béton.

Ceci légitime le fait de choisir en première approche un comportement linéaire élastique pour le mortier de bourrage. Ce n'est plus le cas lorsque l'on creuse dans du rocher.

Dans ce cas le mortier de bourrage est souvent remplacé par un matériau de type gravette.

Il faut alors supprimer la phase injection du mortier de bourrage dans le calcul et activer directement dans le modèle les groupes d'éléments du matériau correspondant dans la phase de mise en place du revêtement.

On peut raffiner la modélisation en séquençant l'activation du matériau de bourrage, par exemple lorsqu'un complément d'injection est fait à travers les voussoirs.

A noter l'on peut choisir de donner une loi de comportement plus élaborée (par exemple élasto-plastique) aux matériaux choisis pour le revêtement béton et le remplissage du vide annulaire (mortier, gravette).

Un développement serait à mener dans le cas des terrains où l'on anticipe de fortes convergences, en introduisant par exemple une loi de comportement type rigide-plastique avec palier large.

V.4.3.Modélisation

La création des structures tunnel se fait sur les diamètres principaux identifiés précédemment :

- 1- Le diamètre d'excavation, qui permet de créer une structure tunnel « TBM » par un cercle à laquelle on va affecter une contraction et la structure coque correspondant à la jupe du tunnelier.
- 2- Le diamètre intérieur du revêtement, qui permet de créer une structure tunnel correspondant à l'anneau de voussoirs par deux cercles intrados / extrados.

A priori les deux structures tunnel ainsi définies sont concentriques, mais on pourrait si besoin introduire une excentricité correspondant par exemple au cas d'un revêtement mis en place sur un mortier liquide dans un terrain raide (roche).

L'ajout d'une interface à l'extérieur du revêtement permet de créer des conditions de contact perméabilité pour la simulation des écoulements vers l'intérieur du tunnel lorsqu'on veut modéliser un revêtement non imperméable.

On affectera à l'espace entre le cercle extrados et le cercle d'excavation les propriétés du mortier de bourrage.

V.4.4.La phase excavation

La phase d'excavation comprend la désactivation de tous les groupes d'éléments au sein du cercle d'excavation et l'application des conditions hydrostatiques correspondant à la pression de confinement souhaitée.

Pour ce faire on applique sur tous les groupes d'éléments concernés des conditions imposées dans lesquelles on fixe :

- 1- L'ordonnée de la génératrice supérieure en voûte (y_{ref})
- 2- Le niveau de pression souhaitée en voûte (P_{ref})
- 3- La densité du fluide assurant le confinement (14 KN/m³ en pression des terres)

Une estimation de la valeur de P_{ref} peut être faite suivant les méthodes analytiques usuelles (spirale logarithmique, prisme de terrain, etc.....).

[Modélisation de l'exécution du tunnel au bouclier EPB]

Dans les terrains drainés sans cohésion, il s'agit de la pression hydrostatique augmentée en général de quelques dizaine de KPa.

Dans les terrains non drainés possédant une cohésion apparente, il faut procéder à une analyse spécifique tenant compte de la vitesse potentielle de rétablissement du régime hydrostatique autour de l'excavation.

En cas de pression insuffisante, le calcul numérique ne converge pas.

Des analyses de sensibilité des tassements au confinement peuvent alors être effectuées en faisant varier la pression P_{ref} et en traçons les courbes correspondantes des cunette de tassements en surface.

V.4.5. Modélisation par PLAXIS 3D

La modélisation des structures de tunnel se fait par des phases suivantes

a)- La phase 1 : début d'excavation et application de la pression de confinement

Dans cette phase 1 et qui s'appelle aussi la phase d'excavation du bouclier, un mètre de sol a été excavé en exerçant une pression de confinement sur le front de taille égale 188kN/m² (Fig. V.1) représentée par des flèches perpendiculaires à la surface du front de taille.

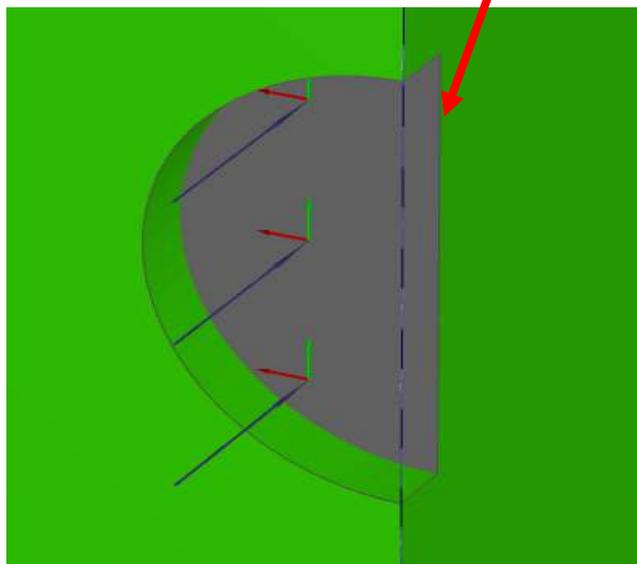
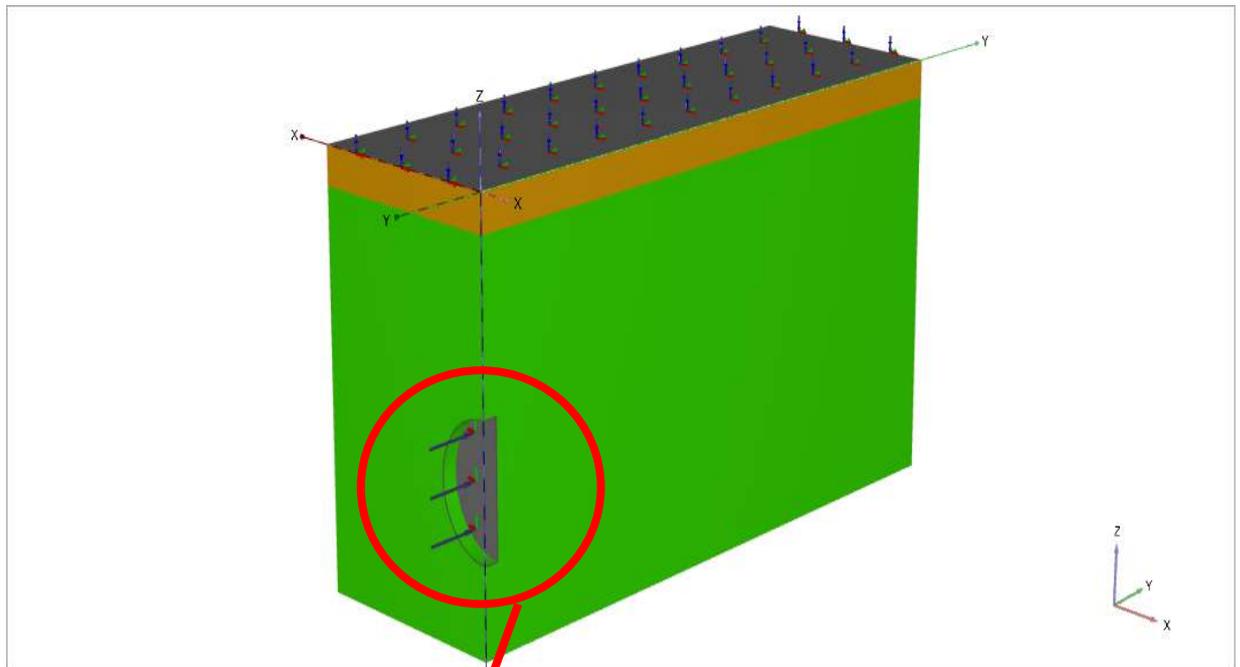


Figure V.1. Phase excavation au bouclier avec une pression de confinement sur le front de taille

[Modélisation de l'exécution du tunnel au bouclier EPB]

Les déplacements au niveau des parois du tunnel et les tassements en surface sont représentés dans la figure V.2 . le déplacement maximal est de l'ordre de 9,75cm. Le tassement maximal en surface au droit de la clé de voute est égal à 1,90cm

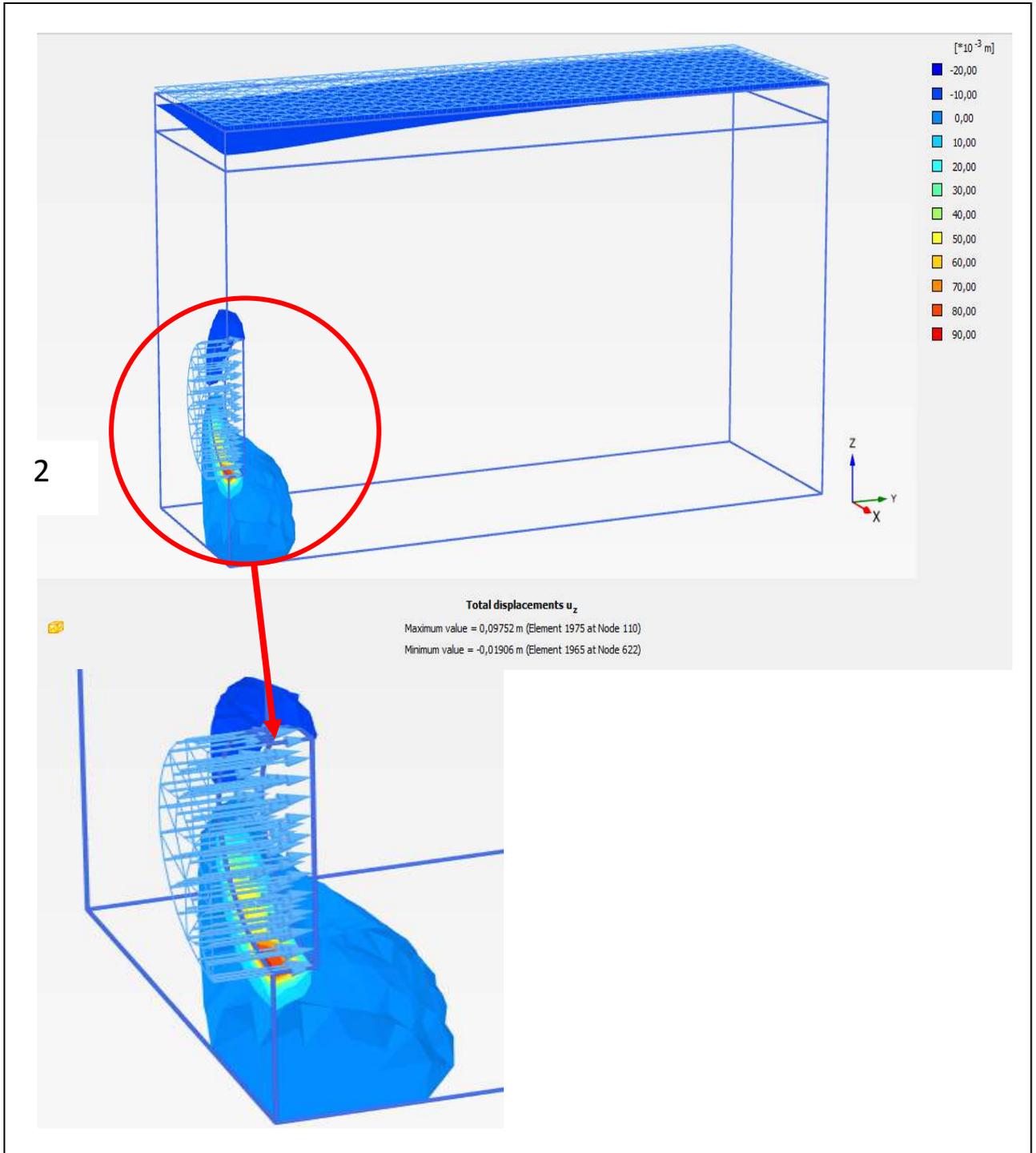


Figure V.2. Déplacements verticaux et tassement en surface pendant la phase d'excavation

V.4.6. La phase passage du tunnelier

Dans cette phase on active la structure coque de la jupe du tunnelier et l'on impose une absence d'eau dans les groupes d'élément de la section d'excavation.

La principale difficulté de cette phase réside dans le choix de la valeur à donner à la contraction.

La contraction dans PLAXIS correspond à la réduction relative de section entre la section excavée (incluant l'influence d'une éventuelle surcoupe) et la section finale de la jupe du bouclier.

La borne supérieure de la contraction correspond au cas où rien ne vient compenser le déplacement d'un terrain déformable qui a tendance à s'expanser radialement jusqu'à venir au contact de la jupe.

La jupe étant infiniment raide, l'expansion du terrain est bloquée par la présence de la jupe (cas des sols).

La décroissance de la contrainte radiale sur la courbe convergence est très rapide pour des déplacements faibles, car la pente à l'origine, déterminée par le module de déformation, est forte.

Il faut donc savoir quelle est la forme exacte de la jupe, et la surcoupe de construction, réalisée par une molette extérieure biaise par rapport à l'axe du tunnel.

Il importe ensuite de connaître le mode de confinement utilisé : pression de boue ou pression de terre.

On pourrait envisager une contraction inférieure à 0,2% pour le tunnelier à pression de boue avec surcoupe, et de l'ordre de 0,5% avec un tunnelier à pression de terre avec injection radiale de bentonite.

[Modélisation de l'exécution du tunnel au bouclier EPB]

a)- Phase 1 : rentrée totale de la jupe de tunnelier

Dans cette phase qui s'appelle aussi la phase passage du tunnelier, on excave 11m du terrain c'est l'épaisseur du tunnelier, on applique une pression de confinement sur le front de taille égale à 188 KN/m².

Tous ces paramètres sont regroupés dans la figure (V.4) suivante.

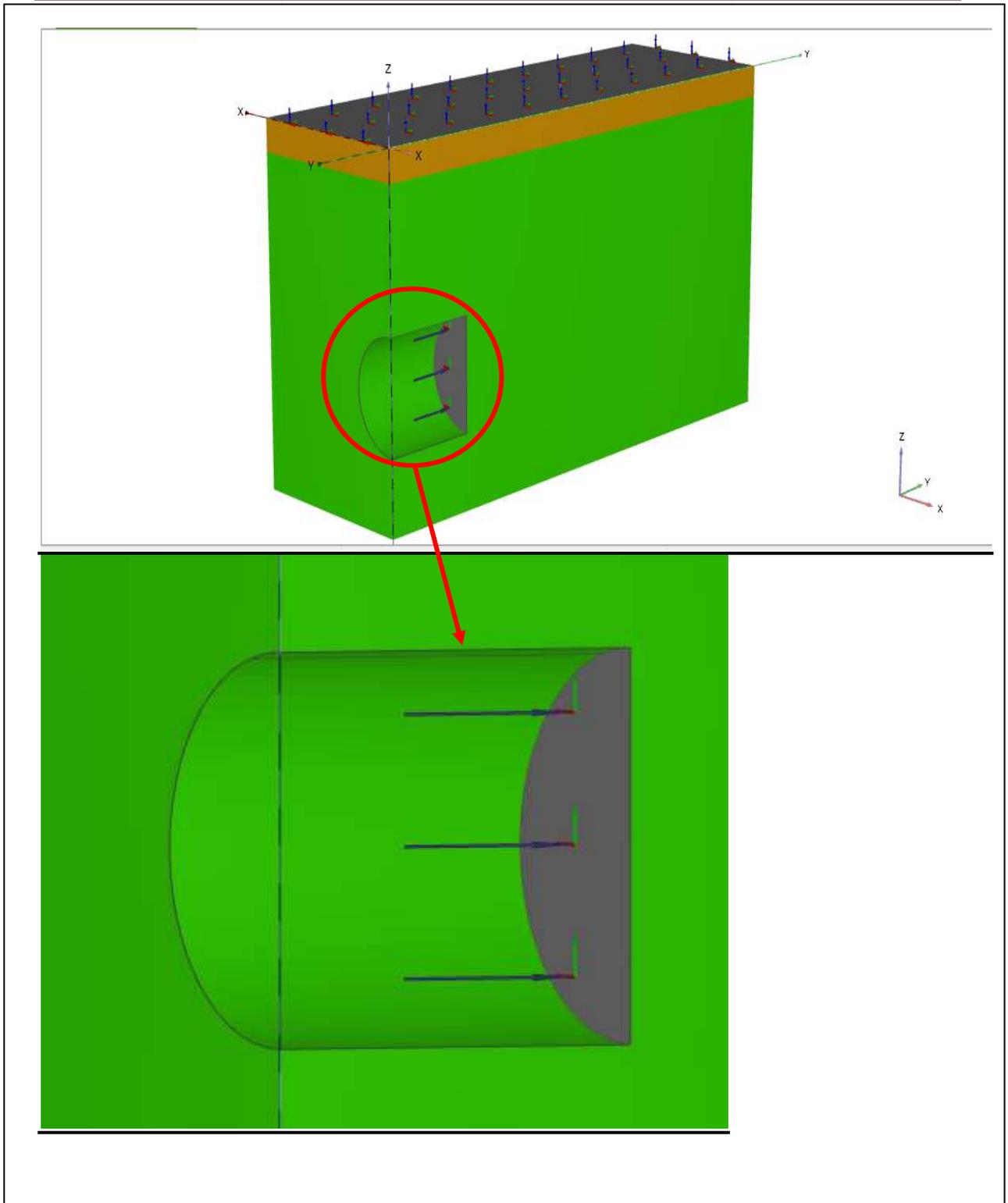


Figure V.3. La phase passage du tunnelier avec pression de confinement sur le front de taille

[Modélisation de l'exécution du tunnel au bouclier EPB]

Après calcul, le logiciel PLAXIS donne les déplacements (Fig. V.5). Le déplacement maximal au niveau de la paroi du tunnel est de 6.51cm et le tassement maximal en surface s'élève à 3,18cm

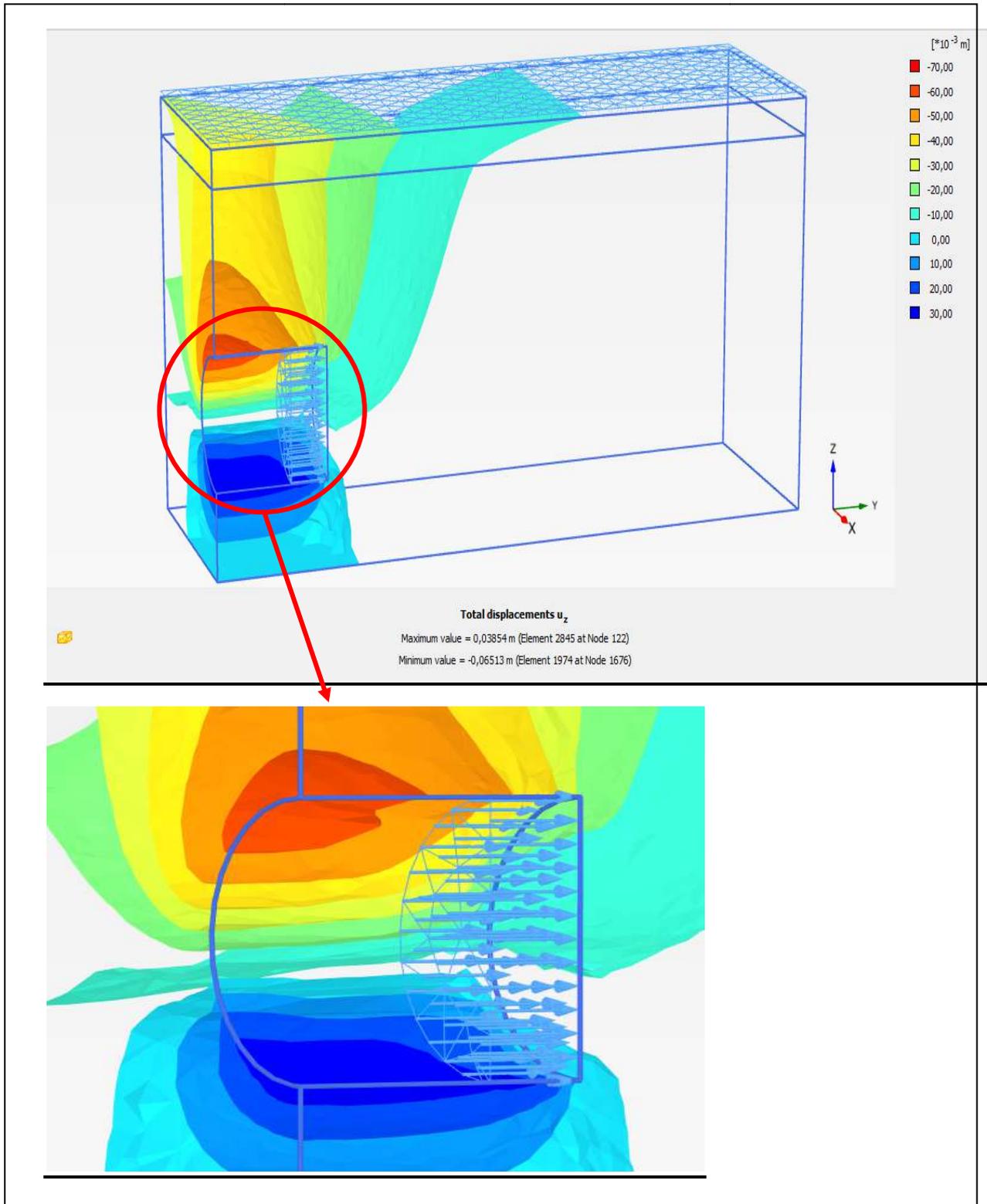


Figure V.4. Déplacements verticaux et tassement en surface pendant la phase passage du tunnelier

V.4.7.La phase d'injection du mortier de bourrage

Cette phase permet de prendre en compte explicitement l'injection du mortier de bourrage lorsque celui-ci est pompé à travers la jupe.

On désactive la structure coque qui correspond à la jupe du tunnelier puis on applique une pression radiale, à priori uniforme, correspondant à la pression réelle estimée qu'exerce le mortier sur le sol.

On observe souvent que la pression de mortier exercée sur le terrain nécessaire pour stabiliser, voire réduire, les tassements en surface

Pour des tunnels à faible profondeur creusé dans des terrains déformables, application d'une différence de pression conduit à un soulèvement du terrain.

V.4.8.La phase de mise en place des voussoirs :

Cette phase voit l'activation des éléments volumiques correspondant au mortier de bourrage et au revêtement en voussoirs, ainsi que de l'interface extérieur lorsque jugé nécessaire, et de la plaque fictive incluse dans les éléments volumiques du revêtement.

Cette répartition des contraintes tient compte de l'épaisseur du mortier de bourrage qui participe à la redistribution des efforts en fonction de sa rigidité.

V.4.9.Consolidation

Cette phase est à appliquer pour dissiper les surpressions interstitielles produites lors des passes précédentes, lorsque les matériaux ont un comportement jugé non drainé lors des passes d'excavation et de passage du tunnelier.

Elle présente un intérêt pour les terrains déformables peu perméables sensibles au phénomène de consolidation (argiles molles, limon argileux, argiles sableuses normalement consolidé).

On peut être confronté à plusieurs cas :

- 1- La durée de consolidation est libre : la phase de consolidation est définie par la recherche d'une surpression hydrostatique minimale (exemple moins de 1 KPa) ou d'un degré de consolidation maximal (plus de 99%) dans le modèle.

- 2- La durée de consolidation est imposée, par exemple un intervalle de temps entre le creusement de deux tunnels

Dans le premier cas le modèle calcule le temps nécessaire à la consolidation, dans le deuxième cas le modèle garde en mémoire les surpressions interstitielles non dissipées au but de l'intervalle de temps imposé.

a)- Phase 1. Injection de mortier et mes en place de voussoir

Dans cette phase qui s'appelle aussi phase d'injection de mortier bourrage et mis en place de voussoir on continue l'excavation du tunnel avec 1,5 m en appliquant une pression sur le front du taille égale 188 KN/m².

Les lignes croisées qui sont représenté sur la jupe du bouclier c'est la contraction et elle veut dire qu'on a appliqué une surcoupe pour que la jupe ne soit pas en contact avec le terrain.

L'injection de mortier de bourrage se fait au moment où le voussoir est mis e place, pour combler le vide entre le terrain et le voussoir.

Toutes ces étapes sont représentées dans la figureV.5.

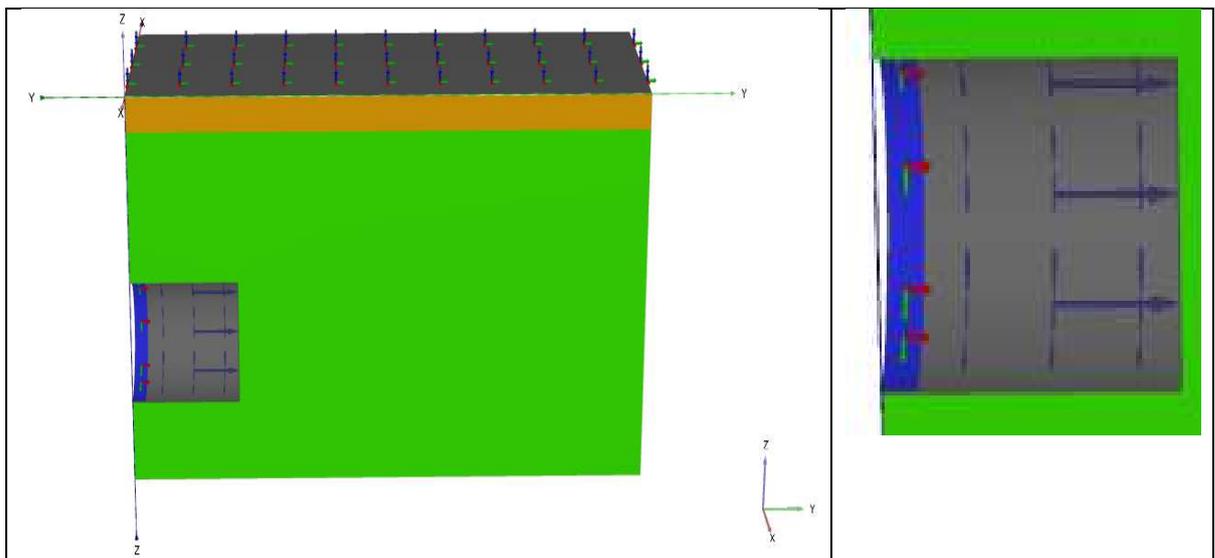


Figure V.5. La phase d'injection de bourrage et mise en place des voussoirs en gardant la pression de confinement sur le front de taille

[Modélisation de l'exécution du tunnel au bouclier EPB]

Après calcul, le logiciel PLAXIS présente les déplacements résultants (Fig. V.8). Le déplacement maximal enregistré sur la paroi de l'excavation est de 3.98cm tandis que le tassement en surface est de l'ordre de 2,18cm.

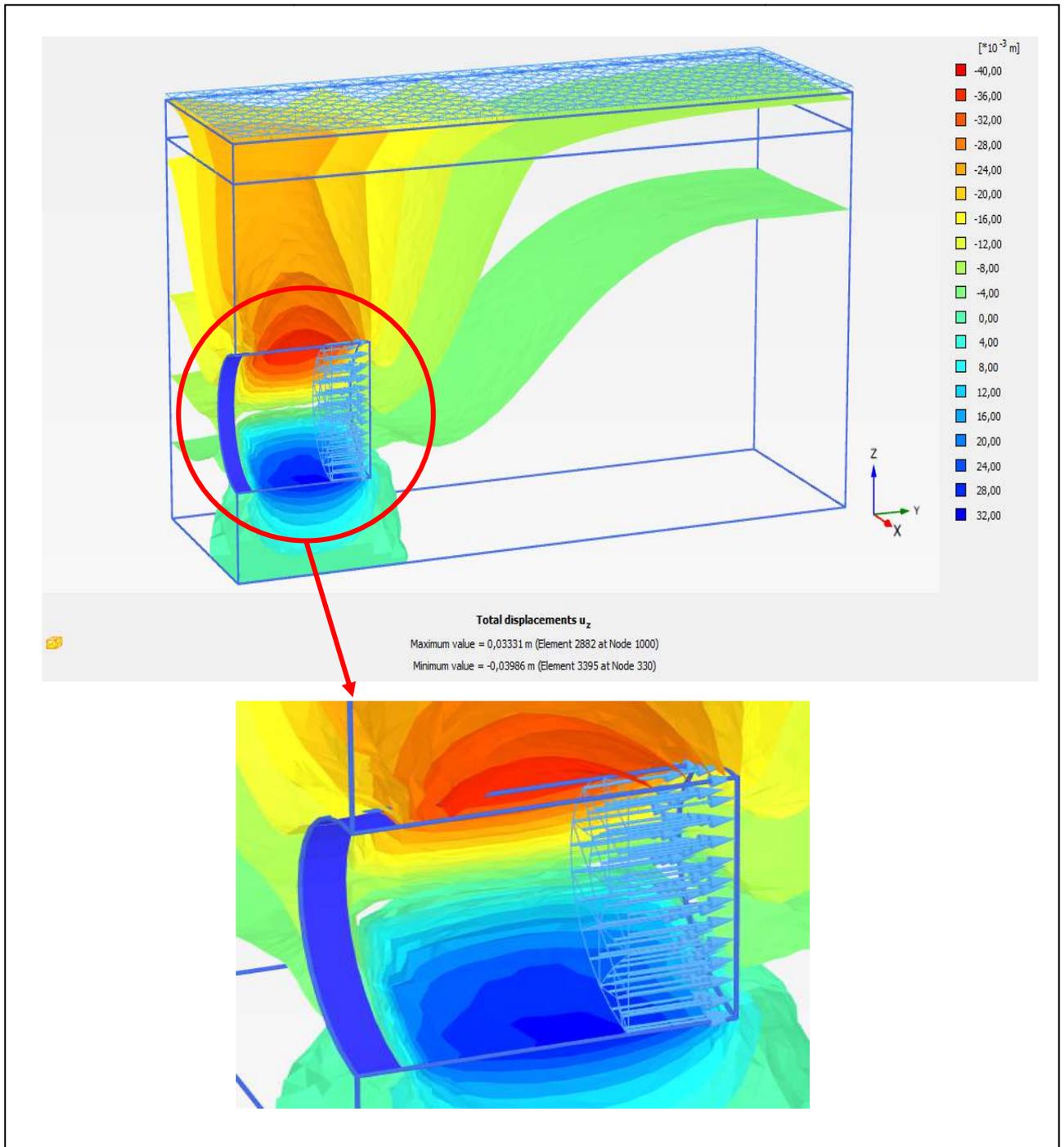


Figure V.6. Déplacements verticaux et tassement en surface pendant la phase d'injection du mortier de bourrage et mise en place de voussoirs

V.4 Conclusion

L'augmentation de la profondeur et du diamètre constatée depuis plusieurs années pour les tunneliers à voussoirs pose certaines questions vis-à-vis de l'emploi des méthodes usuelles d'analyse et de dimensionnement des tunnels, notamment le concept de taux de déconfinement du terrain.

Le calcul des tunnels au tunnelier via l'évaluation du taux de déconfinement est un problème complexe dépendant de nombreux facteurs comme le confinement au front de taille, les dimensions géométrique du tunnelier, la pression d'injection et les caractéristiques du matériau de remplissage du vide annulaire.....

A fin de s'affranchir des difficultés liées à la détermination du taux de déconfinement, nous avons présenté ici un concept de calcul par la méthode des éléments finis, établi à l'aide du logiciel PLAXIS, permettant de simuler les différentes phases du creusement : excavation avec ou sans confinement, passage du tunnelier, injection du mortier de bourrage, pose de revêtement, comportement a long terme avec dissipation des surpressions hydrostatiques...et donc ne faisant pas appel à une valeur explicite du taux de déconfinement.

Il s'agit là des bases d'un concept de dimensionnement global des tunnels creusés par un tunnelier à voussoirs, destiné à mieux évaluer les efforts apportés par le terrain aux machines et aux revêtements

La compréhension de l'interaction terrain / machine / revêtement devient impérative compte tenu de l'extension sans cesse grandissante du domaine d'emploi de ces machines.

L'étude du tunnel sur la ligne Centre des Affaires - Aéroport International d'Alger nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine des ouvrages souterrains. Cette étude nous a permis aussi d'utiliser une méthode de creusement nouvelle en Algérie. Nous l'avons utilisé pour la première fois avec ces dimensions de grande envergure. A travers cette étude, nous avons appris à mettre en pratique nos connaissances en théorie et à maîtriser divers logiciels de calculs.

Pour la réalisation de ce travail nous avons procédé comme suit :

En premier lieu, nous avons procédé à la synthèse des données géotechniques et géologiques qui nous ont permis de déterminer la procédure à adopter pour entamer le tunnel.

Ensuite, nous avons calculé les charges agissant sur le tunnel par la méthode de Terzaghi; nous avons obtenu une pression verticale $P_V = 347.77 \text{ kPa}$, et une pression horizontale $P_H = 264.72 \text{ kPa}$;

Nous avons calculé le tassement en surface provoqué par le creusement du tunnel, $S_{max} = 10.03 \text{ cm}$, tassement excessive qui dépasse les normes ;

Nous avons procédé à la vérification de la stabilité du front de taille pendant le creusement, afin de garantir la sécurité des constructions qui se trouvent en surface, ce dernier n'a pas été vérifié $N = 5.30 > 5$. Donc il est impératif d'appliquer une pression de confinement au niveau du front de taille ;

Nous avons calculé la contrainte de confinement du front de taille par la méthode d'équilibre limite en utilisant les recommandations allemandes à ce sujet nous avons obtenu : $S_{crown,advance,max} = 283 \text{ kPa}$ et $S_{crown,advance,min} = 188 \text{ kPa}$;

Nous avons calculé la surcoupe pour éviter que le terrain entre en contact avec la jupe du bouclier ; $U = 8.08 \text{ cm}$. Par ailleurs cette valeur étant assez importante, elle a été répartie entre la surcoupe proprement dite et la conicité de la jupe soit 4 cm chacune.

Enfin, nous avons fait la modélisation PLAXIS, pour le calcul numérique afin d'obtenir le déplacement total sur l'axe $S(z)_{max} = 0.033 \text{ m}$ et $S(z)_{min} = -0.039 \text{ m}$

Les résultats de cette étude montrent clairement que le tronçon reste stable. Nous concluons donc, que la pression de confinement calculée permet le creusement du tunnel au TBM (EBP) tout en assurant la stabilité de l'ouvrage.

Annexe A



Figure A.1 : Exemple d'un bouclier.

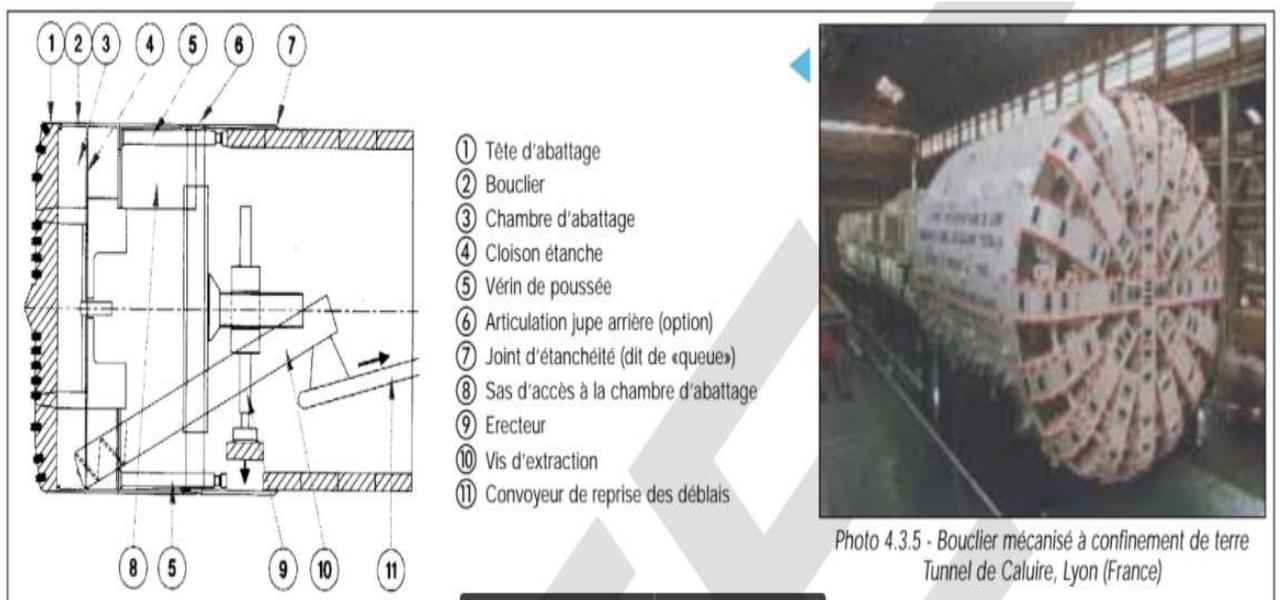


Figure A.2. Bouclier à pression des terres.

Annexe B



FigureB.1. Photo de caisse :sc77 (16.50-21.50) m.



Figure B.2. Photo de caisse : sc77 (21.50-27.50)m.

Annexe C

Tableau C.1 :Les coordonnées des points de la courbe caractéristique du terrain.

P (MPa)	λ	$r_p(\lambda)/R$	U(λ) (mm)
0,3478			0
0,20968	0,397	1,001	15,7
0,20	0,425	1,037	16,9
0,19	0,454	1,077	18,2
0,18	0,482	1,119	19,7
0,17	0,511	1,164	21,3
0,16	0,540	1,213	23,1
0,15	0,569	1,265	25,1
0,14	0,597	1,321	27,4
0,13	0,626	1,381	30,0
0,12	0,655	1,446	32,9
0,11	0,684	1,517	36,1
0,10	0,712	1,593	39,9
0,09	0,741	1,676	44,1
0,08	0,770	1,767	49,0
0,07	0,799	1,866	54,7
0,06	0,827	1,976	61,3
0,05	0,856	2,096	69,0
0,04	0,885	2,230	78,1
0,03	0,914	2,378	88,8
0,02	0,942	2,544	101,6
0,01	0,971	2,730	117,1
0,00	1,000	2,941	135,9

- **AFTES, 1995**, "Tassements liés au creusement des ouvrages souterrains – GT16R1F4." Tunnels et ouvrages souterrains, N°132.
- **Anagnostou, G. (2012)**, The contribution of horizontal arching to tunnel face stability. Geotechnik 35 (2012), Heft 1, pp. 34-44
- **Anagnostou G. & Kovari, K. (1994)**, The Face stability in Slurry-shield-driven Tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology No. 2 1994, pp. 165-174
- **Barla (2001)**
- **Bickel et al., 1996**
- **J. O. Bickel, T.R. Kuesel and E. H. King (1996)**, **Tunnel Engineering Handbook, 2nd edition, Chapman and Hall.**
- **Bouvard-Lecoanet, A., Colombet, G et Esteulle, F., 1995**, "Ouvrages souterrains conception réalisation entretien," Edition de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées".
- **Broere W. (2001)**, Tunnel face stability and new CPT applications. PhD thesis, Delft University
- **Broms B., Bennermark H. (1967)**, Stability of clay in vertical openings. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 1967; 193: pp. 71–94.
- **S. SebaiBelkacemi, (2021)**, **Notes de Cours ouvrages souterrains**, Université Saad Dahlab de Blida, Algérie.
- **Clough, G. W. & Schmidt, B. 1981**, Design and performance of excavations and tunnels in soft clay.
- **Girmscheid G. (2008)**, Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, Ernst und Sohn Verlag, Berlin (in German)
- **Hypothèse géotechnique tunnel PK 0+000,00 - PK 9+575,00**
- **Jancsecz S., Steiner W. (1994)**, Face support for a large mix-shield in heterogeneous ground conditions, in Proc Tunnelling '94, pp. 531-550, Chapman and Hall, London
- **Janssen H. A. (1895)**, Versuche über Getreidedruck in Silozellen. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, Band XXXIX, No. 35, pp. 1045-1049 (in German)
- **Kirsch A., Kolymbas D. (2005)**, Theoretische Untersuchung zur Ortsbruststabilität. Bautechnik 82(7): pp. 449–456

- **Meyerhof, G. G. (1976)**, "Bearing capacity and settlement of pile foundations," *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, **102**(GT3), 195–228.
- **Mélix P. (1987)**, Modellversuche und Berechnungen zur Standsicherheit oberflächennaher Tunnel. Veröff. des Inst. für Boden- und Felsmechanik der Univ. Fridericiana in Karlsruhe, 103 (1987) (in German)
- **Panet M. (1995)**. Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement, presses des ponts
- **Peck, R. B., 1969**, "Deep excavations and tunnelling in soft ground." **In:** *Proc. of the 7th ICSMFE*, Mexico City,
- **Peck, R. B. (1969)**, Deep excavation and tunnelling in soft ground. State of the Art Report. Proceedings of the 7th ICSMFE, Mexico, pp.255-284
- **Rat M. (1973)**, Ecoulement et répartition des pressions interstitielles autour des tunnels, Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées N° 68, Ref. 1423, pp. 109-124
- **Recommendations for Face Support Pressure Calculations for Shield Tunneling in Soft Ground (2016)**, German Tunneling Committee (ITA-AITES)
- **RPA 99 version 2003**
- **Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (short form ZTV-ING) – Teil 5 Tunnelbau (2012)**, Bundesanstalt für Strassenwesen (in German)