

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieure et de la Recherche scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté des Sciences et techniques
Département génie civil



*Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme Master en
génie civil
Option : géotechnique*

Thème

Etude d'un tunnel dans un cite urbains

Cas : métro d'Alger.

Réalisée par :
Amri mokhtar
Hamam lounis

Encadrée Par :
BOUAYAD DJAMILA

Promotion 2017



Remerciements

Tout d'abord, on remercie Allah le tout puissant, de nous avoir donnée le courage, la patience et la volonté afin d'aboutir et terminer ce travail.

On exprime notre profonde gratitude à tout le département de génie civil. Et notre promotrice Md BOUAYAD DJAMILA pour son accueil chaleureux. Pour nous avoir encadré et pour ; ses orientations ; ses conseils et pour nous avoir assisté tout au long de période de mon travail, malgré ses nombreuses responsabilités. Sa compétence, sa clairvoyance, son humanisme, nous ont beaucoup appris.

On tient à exprimer nos sincères remerciements aux personnels de l'entreprise COSIDERE « métro d'Alger », Notre encadreur durant la période de notre stage Mr. BOUMZIOD d'avoir mis a notre dispositions tous les moyens nécessaires et les informations importantes, pour diriger ce petit projet. De même pour ceux qui nous ont aidés dans notre travail.

Enfin, on tient à remercier tous ceux et celles qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.





Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

Aux deux êtres humains qui sont les plus chères dans ma vie

A

Ma lumière, celle qui m'a donnée la vie, l'amour, la tendresse et le courage, toi chère Maman

Rachida.

*Celui qui m'a soutenu et guidé afin que je puisse arriver à cette étape de ma vie, toi chère
père Abdelaziz. Que dieu le accueille dans son vaste paradis.*

Ma très Chère femme A.Nabila.

Celui qui joue le rôle de mon père, toi chère frère Djahid ainsi que ta petite famille.

*A mon bien aimé petit frère Akram à qui je souhaite la plus grande réussite et le plus beau
des succès.*

A mes adorables sœurs et leurs familles pour leurs encouragements permanents.

A la mémoire de mon grand-père Saadi et ma tendre grande mère Zahra.

*Mes amis : Ahmed, Seifo, Issam, Salah, Nassim, Merouane, Yanis, Salim, Badry, Hakou,
Michel, Djef et Mahfoud pour leurs appui, encouragements et soutien moral*

*Sans oublier tout mes amis de la résidence Universitaire Pépinière avec qui j'ai passé un
incroyable et inoubliable parcours plein d'amour d'émotions et d'épreuves qui m'ont rendu
fort et qui ont fait de moi l'homme qui je suis devenu.*

Toute la promotion géotechnique (2016-2017)

A mon binôme et ami qui m'a tant fait souffrir A. Mokhtar.

*Je vous remercie tous et je vous suis éternellement reconnaissant, c'est grâce à vous que j'ai
pu accomplir tout ceci et en arriver là à cette dernière épreuve de mon parcours universitaire
et me tenir face à ce jury. Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux et le fruit de
votre soutien infailible. Merci du fond du cœur.*



LOUNIS

CHAPITRE I

Tableau I.1 : relation entre la classe des désordres et l'extension critique.....	19
---	----

CHAPITRE II

Tableau II.1: section transversale du tunnel.....	21
Tableau II.2 : essais réalisés.....	23
Tableau II.3 : Différentes couches effectués.....	24
Tableau II.4 : Résultats des essais in situ retenus dans les sondages SC309 et SC310.....	26
Tableau II.5 : Résumés des essais de laboratoire. Essais d'identification retenus dans le sondage SC310.....	27
Tableau II.6: Résumés des essais de laboratoire. Essais de résistance retenus dans le sondage SC310.....	27
Tableau II.7 : Paramètres géotechniques de calcul – sols.....	28
Tableau II.8 : Mesure à adopter pour différentes instrumentation lorsqu'on atteint un niveau d'alerte ou alarme..	36

CHAPITRE III

Tableau III.1 : Résultats retenus.....	44
Tableau III.2 : Résultats pour graphe.....	49

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Coefficient d'influence.....	55
Tableau VI.2 : Contraintes verticale et horizontale calculées avec différentes méthodes.....	59
Tableau IV.3: Résultats de $x(\theta)$ et $y(\theta)$	64
Tableau IV.4 : Résultats de N, M et T sous charge verticale.....	66
Tableau IV.5 : Résultats de M, N et T sous la charge horizontale.....	68
Tableau IV.6 : Résultats obtenus.....	79

CHAPITRE V

Tableau V.1 : caractéristiques géotechnique des différentes couches.....	84
Tableau V.2 : caractéristiques de soutènement.....	85
Tableau VI.3 : Les résultats retenus avec PLAXIS.....	90

2CHAPITRE I

Figure I.1 : Les différents types de tunnels.....2

Figure I.2 : Tunnel multiformes.....3

Figure I.3 : Tunnels construits en souterrain à faible ou forte profondeur.....4

Figure I.4 : creusement en demi-section.....6

Figure I.5 : illustration du cycle classique de Creusement l’explosif.7

Figure I.6 : perforatrice Beaumont, construite en 1882 pour la tentative du percement des tunnels Sous la manche..7

Figure I.7 : Machine à attaque ponctuelle.....8.

Figure I.8 : tunnelier à bouclier.....9

Figure I.9 : Béton projeté.....10

Figure I.10 : cintres coulissants.....11

Figure I.11 : Cintres réticulés.....11

Figure I.12 : les cintres métalliques lourds.....12

Figure I.13 : voute parapluie en vue 3D.....12

Figure I.14 : Exemple de voute parapluie successive et emboîtées.....13

Figure I.15 : Arc cellulaire.....13

Figure I.16 : Les voussoirs préfabriqués.....15

CHAPITRE II

Figure II.1 : Tracé du réseau de métro d’Alger.....20

Figure II.2: vue en plan du tronçon (D12.1).....21

Figure II.3: section transversale du tunnel.....22

Figure II.4 : plan en vue de différent sondage et la localisation des essais in situ.....24

Figure II.5 : coupe longitudinale du tronçon a étudié.....25

Figure II.6 : Les étapes de réalisation de section divisée.....30

Figure II.7 : Matériels utilisé pour réalisation des tubes AT-127.....31

Figure II .8: voute-parapluie.....31

Figure II.9 : traçage de merlon.....32

Figure II.10: IBO de 4m en long.....32

Figure II.11 : Implantation de points de mesure. Le long de tracé du tunnel.....34

CHAPITRE III

Figure III.1 : zone décomprimée au-dessus d'une cavité.....39

Figure III.2 : Type de soutènement en fonction du RQD et de la portée du tunnel.....40

Figure III.3 : Classification de N.BARTON Relation entre Q et les catégories de soutènement.....42

Figure III.4 : cuvette de tassement tridimensionnelle.....45

Figure III.5 : profil gaussien de la cuvette de tassement en surface.....47

Figure III.6 : La courbe de tassement.....49

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAUMER.....51

Figure IV.2 : Hypothèse de théorie de TERZAGHI.....52

Figure IV.3: Théorie des poids des terres.....53

Figure IV.4: Théorie de COULOUMB-RANKINE.....55

Figure IV.5 : Coupe transversale du tunnel (tronçon 2 avec présence de la surcharge des bâtiments).....56

Figure IV.6 : Voûte assimilée à un arc bi-encasté.....60

Figure IV.7 : Variation de α en fonction de θ63

Figure IV. 8: Arc sous charge verticale (P_v).....65

Figure IV. 9: Détermination des efforts internes sous charge verticale.....65

Figure IV.10 : Détermination des efforts internes sous charge horizontale.....67

Figure IV.11: Méthode de TSIMBARIÉVITCH.....69

Figure IV.12 : cintre HEB enfuie dans du béton projeté.....73

CHAPITRE V

Figure V.1 : modèle utilisé pour la simulation du tunnel.....86

Figure V.2 : Génération du maillage.....86

Figure V.3 : contraintes effectives- phase initiale.....87

Figure V.4: Déplacement total engendré après le creusement de la partie supérieur du tunnel (partie 2).....88

Figure V.5 : Déplacement totale engendré après le creusement final du tunnel (phase 8).....89

Figure V.6 : Le diagramme de déplacement au niveau de la coupe A-A'.....89

Sommaire

<i>Introduction générale</i>	01
---	-----------

CHAPITRE I : Généralité sur les tunnels.

I.1.Introduction.....	02
I.2. Classification des tunnels.....	03
I.2.1.Destination.....	03
I.2.2. Forme.....	03
I.2.3. Mode d'exécution	03
I.2.4. Géologie.....	04
I.3.Les principaux objets d'étude d'un tunnel.....	04
I.4. Caractéristiques des tunnels en site urbain.....	05
I.5.Exécution des tunnels.....	05
I.5.1.Technique de creusement.....	05
I.5.2. La méthode d'excavation (NATM).....	05
I.5.3.Creusement à l'explosif	06
I.5.4. Creusement mécanisé.....	07
I.5.5. Creusement par Machine à attaque ponctuelle.....	07
I.5.6. Creusement au Tunnelier (Tunnel BoringMachine:TBM).....	08
I.6. Soutènements et revêtements.....	09
I.6.1. Le Soutènement.....	10
I.6.2. Revêtement.....	14
I.6.3. Méthodes de dimensionnement du soutènement.....	15
I.8. Les tassements.....	17
I.8.1. Estimation des tassements.....	18
I.9. Mouvement induits par le creusement d'un tunnel en zone urbaine.....	18
I.10. Conclusion.....	19

Sommaire

CHAPITRE II : présentation de projet.

II.1.Introduction	20
II.2. Présentation de tronçon D12.1 de l'extension C1 (ligne AIN NAADJA BARAKI)	21
II.2.1. Les dimensions de tronçon D12.1	21
II.3. Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques	22
II.3.1. Reconnaissances Géologiques	22
II.3.2. Compagne de reconnaissance	23
II.3.3. Résultats des sondages carottés	24
II.3.4. La sismicité de la région d'Alger	25
II.3.5. Reconnaissances géotechniques.....	26
II.4. Choix de la méthode de creusement et la classe d'excavation	29
II.5. Le monitoring et suivi topographique	33
II.6. Caractéristique des matériaux de construction	37
II.7. Conclusion.....	37

CHAPITRE III :Pré-dimensionnement des éléments de soutènement.

III.1 Méthode de TERZAGHI.....	38
III.2 Méthode de LAUFFER.....	39
III.3. Méthode de BIENIAWSKI.....	40
III.4. Méthode de BARTON.....	41
III.5. Recommandations de L'AFTES.....	42
III.6. les résultats retenus.....	43
III.7. Calcule des tassements de surface.....	44
III.7.1. Description générale des mouvements de sol.....	45
III.7.2. Calcul du tassement.....	46
III.7.3. Courbe de tassement.....	49
III.7.4. Déplacement clé de voute.....	50
III.7.5.Conclusion.....	50

Sommaire

CHAPITRE IV : Calcul des sollicitations et vérification du soutènement .

Introduction.....	51
IV.1. Différentes méthodes de détermination des pressions souterraines.....	51
IV.1.1. Evaluation des pressions verticales σ_v	51
IV.1.2. Evaluation des pressions horizontales σ_h	55
IV.2. Application des différentes méthodes dans notre tunnel.....	57
IV.3. Calcul des réactions aux appuis.....	61
IV.4. Ecriture de l'équation de l'arc.....	63
IV.5. Calcul des efforts internes.....	65
IV.6. Evaluation de la pression de soutènement agissant au niveau du radier.....	70
IV.7. Vérification du soutènement.....	74
IV.7.1. Constitution du soutènement provisoire.....	74.
IV.7.2. Calcul de la section équivalente.....	74
IV.7.3. Répartition des efforts entre les cintres métalliques et le béton projeté.....	76
IV.7.4. Répartitions des efforts pour le béton.....	77
IV.7.5. Répartitions des efforts pour l'acier.....	77
IV.8. Vérification des contraintes à L'ELS.....	78
IV.8.1. Contrainte normale.....	78
IV.8.2. Vérification du cisaillement du béton projeté.....	78
IV.9. Application au tronçon d'étude.....	79
IV.9.1. La rigidité des cintres métalliques.....	79
IV.9.2. La rigidité du béton projeté.....	79
IV.9.3. Vérification des contraintes.....	81
IV.9.4. Vérification du cisaillement.....	81

CHAPITRE V: Modélisation avec la méthode EF modèle (plaxis2D).

Introduction.....	83
V.1. Présentation du logiciel Plaxis 2D.....	83
V.2. Modèle de comportement de sol.....	83
V.3. Modélisation des phases d'un tunnel avec Plaxis 2D ($\sum M_{stage} < 1$).....	84
V.4. Hypothèses géométrie.....	84
V.5. Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage.....	84

Sommaire

V.6.Caractéristiques du soutènement.....	85
V.7.Limites du modèle.....	85
V8. Phases de calcul.....	87
V.9.Résultats obtenus pour le modèle de référence.....	88
V.10.Récapitulatif des résultats.....	90
V.11.Conclusion.....	90

Conclusion Générale.

****Références Bibliographique.***

****Annexes.***

Introduction générale

Introduction générale

La ville d'Alger s'est développée à un rythme élevé au cours des deux dernières décennies ce qui a engendré des problèmes de circulation et de transport urbain, la demande de déplacement par le métro d'Alger s'inscrit dans cette politique d'où la nécessité de développer les moyens de transport en commun.

Les projets des tunnels peuvent être différents par leurs profondeurs, leurs géométries, la lithologie, la méthode d'excavation. Notre contribution dans ce domaine de génie civil particulièrement de la géotechnique se porte sur l'étude et le calcul d'un tunnel servant d'éviter un encombrement dans la wilaya d'Alger.

Les travaux de réalisation sont en phase primaire (10%), exécutés par COSIDER.

L'objet de notre travail sera focalisé sur l'étude de calcul de soutènement d'une partie du tunnel. Nous aborderons successivement : des généralités sur les tunnels (Chapitre 1), description du tronçon D12.1 du métro d'Alger et étude géotechnique (Chapitre 2), pré dimensionnement du soutènement et calculs des tassements (Chapitre 3). Le calcul de charges et vérification du soutènement (Chapitre 4). On termine par la modélisation du tunnel en utilisant (Plaxis2D) qui sera présenté dans le (Chapitre 5).

Chapitre I

Généralités sur les tunnels.

I.1.Introduction

En général, il permet de raccourcir un itinéraire, d'éviter un col (tunnel sous une montagne) ou d'éviter un long détour (tunnel sous un plan d'eau). C'est aussi l'encombrement du sol et la difficulté de restructurer l'urbanisme existant dans les agglomérations urbaines qui pousse à l'utilisation du sous-sol, notamment avec le métro, malgré le coût. Mais aussi la construction d'un tunnel peut être réalisée pour limiter les nuisances du trafic (notamment en ville ou pour les villages en bordure d'autoroute).

D'autres tunnels ont fonction d'aqueducs, construits uniquement pour transporter de l'eau destinée à la consommation, à l'acheminement des eaux usées ou à l'alimentation de barrages hydroélectriques alors que d'autres encore sont creusés pour acheminer des câbles de télécommunication, de l'électricité, des hydrocarbures, ...etc.

I.2. Classification des tunnels

Les tunnels peuvent être classés selon leur :

I.2.1.Destination

I.2.1.1.Tunnel de communication

- Tunnel ferroviaires.
- Tunnels pour piétons.
- Tunnels ou galeries de navigation.
- Tunnels de métros.



Tunnel ferroviaires



Tunnel métro



Tunnel routier

Figure I.1 : Les différents types de tunnels. [1]

I.2.1.2. Tunnels ou galerie de transport

- Tunnels pour aménagement hydraulique.
- Tunnels d'alimentation en eau (adductions d'eau).
- Tunnels de services industriels.
- Galeries d'égout.
- Galeries et tunnels des complexes industriels.
- Galeries de canalisation.

I.2.2. Forme

- Circulaire pleine ou tronquée.
- Parabolique plein ou tronquée
- Rectangulaire.
- Complexe.
- Courbe quelconque à plusieurs centres. [2]



Figure I.2 : Tunnel multiformes. [1]

I.2.3. Mode d'exécution

- Tunnels construits en souterrains à faible ou grande profondeur.
- Tunnels construits par élément émergés.



Figure I.3 : Tunnels construits en souterrain à faible ou forte profondeur.

I.2.4. Géologie

- Tunnel en terrain meuble.
- Tunnel en terrain rocheux.
- Tunnel en terrain semi-rocheux.



a) Tunnel en terrain meuble. b) Tunnel en terrain Rocheux. c) Tunnel en terrain semi Rocheux. [1]

I.3. Les principaux objets d'étude d'un tunnel

- Le choix d'un site, d'un tracé, la recherche des difficultés particulières (failles, venues d'eau, roche gonflante,...) : ce sont les objectifs des reconnaissances.
- Le choix d'une forme, d'un volume, d'une section type pour assurer la fonction, la stabilité et l'économie de l'ouvrage.
- Le choix des procédés d'excavation et de marouflage qui est autant technique qu'économique ;
- Le choix de dimensionnement du soutènement provisoire, ainsi que celui du revêtement définitif.
- La sécurité du chantier qui doit rester un souci particulier du concepteur et du constructeur.

- Le contrôle du comportement de l'ouvrage pendant la construction puis au cours de l'exploitation.
- L'estimation des coûts, difficile pour ce type d'ouvrage, devra néanmoins faire l'objet d'une étude détaillée et si possible d'études comparatives.
- L'entretien et la réparation des ouvrages seront présents à l'esprit du concepteur pour faciliter la tâche de l'exploitant. [1]

I.4. Caractéristiques des tunnels en site urbain

Les tunnels urbains présentent des caractères spécifiques que l'on peut résumer comme suit:

- Tracé généralement imposé, peu profond, traversant des sols.
- Présence de constructions en surface.
- Présence d'aménagements souterrains à proximité (caves, réservoirs, collecteurs, réseaux concessionnaires etc. ...).
- Contraintes environnementales fortes.

I.5. Exécution des tunnels

I.5.1. Technique de creusement

On utilise actuellement quelques principales techniques de creusement, parmi ces techniques, le creusement avec la méthode autrichien(NATM), creusement à l'explosif et la méthode de creusement utilisant les différentes machines de forage (machine à attaque ponctuelle, tunnelier etc...)

I.5.2. La méthode d'excavation (NATM)

La multiplication des phases a pour but de sécuriser les travaux par le fait qu'à la fin de chaque phase, le massif traité autour de l'excavation converge et s'auto-équilibre tout en réduisant les contraintes appliquées sur le soutènement. Cette faculté du terrain à s'auto-supporter, semble-t-il, a été exploitée pour la première fois par des ingénieurs et chercheurs autrichiens dont Rabcewicz (1965) dans le but de concevoir une nouvelle approche pour l'excavation des ouvrages souterrains. Leurs études ont débouché sur la conception de la Nouvelle Méthode Autrichienne pour l'excavation des tunnels (NATM : New Austrian Tunneling Method). [2]

La nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnels suit une conception qui utilise le terrain autour de la cavité (sol ou roche) comme élément de support par activation d'un anneau de terrain portant. "

L'excavation par NATM peut se faire suivant différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré :

- Le creusement à pleine section : est bien adapté aux terrains homogènes, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté.
- Le creusement en demi-section : est par contre nécessaire quand un soutènement plus important est requis, par cintres et/ou blindage.
- Le creusement en section divisée : est choisi quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer un soutènement du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi- section. [2]

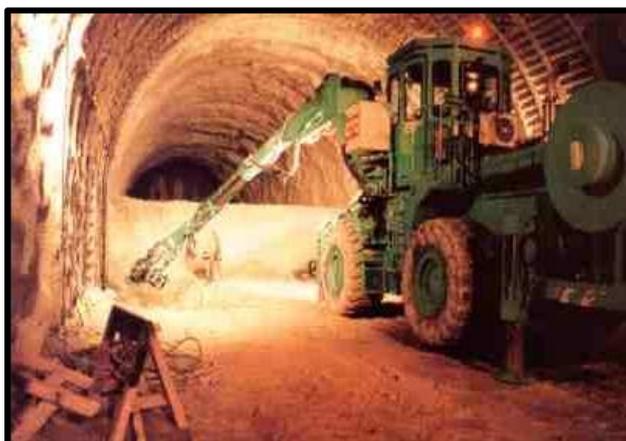


Figure I.4 : creusement en demi-section.

I.5.3.Creusement à l'explosif

L'abattage avec emploi d'explosifs a été pendant de nombreuses années la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée, à tel point qu'elle est également connue comme la méthode conventionnelle d'excavation. Il est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquelles un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique.

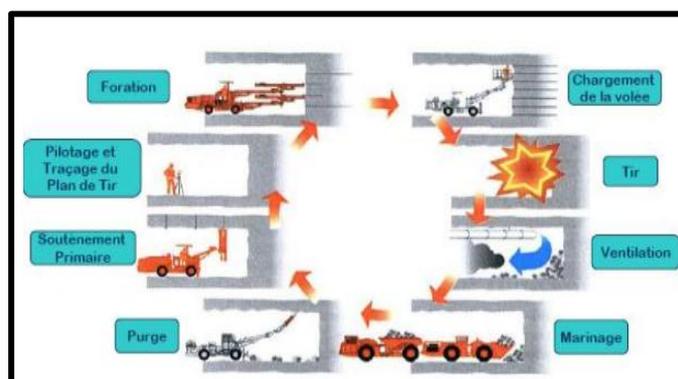


Figure I.5 : illustration du cycle classique de creusement à l'explosif.

I.5.4. Creusement mécanisé

C'est en 1881 que la première machine de creusement mécanique d'un tunnel a été conçue et réalisée par le Colonel de Beaumont, lors des premiers travaux de reconnaissance en vue de la construction du tunnel sous la Manche. Cette machine, a creusé avec succès 2,5 km de galerie de 2,14 m de diamètre entre 1882 et 1883.

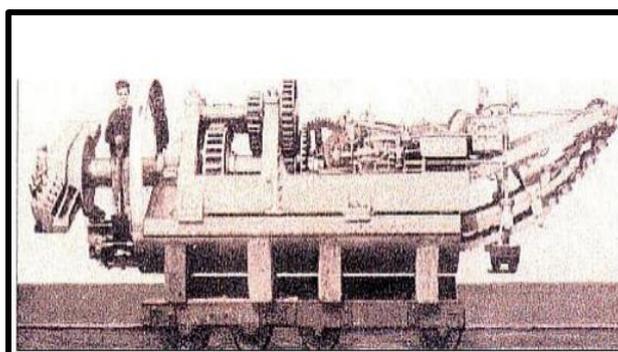


Figure I.6 : Perforatrice Beaumont, construite en 1882 pour la tentative du percement des tunnels Sous la manche (extrait de l'ouvrage AFTES 2000).

I.5.5. Creusement par Machine à attaque ponctuelle

Pour le creusement des terrains dont la cohésion est assez forte, des machines à attaque ponctuelle peuvent être utilisées.

Les machines à attaque ponctuelle sont munies d'un bras articulé pour abattre progressivement le terrain du front, ces machines mobiles peuvent être une adaptation directe des haveuses à pics de l'industrie minière, un brise-roche hydraulique (BRH) ou bien simplement une pelle.[2]

Après l'excavation du sol l'évacuation des déblais (le marinage) est réalisée à l'aide d'une pelle classique et d'un camion. La phase suivante du creusement sera la pose du soutènement qui peut être provisoire en attendant le revêtement définitif. Ce soutènement assure la stabilité et le confinement pour limiter la convergence du terrain. Le revêtement définitif du tunnel sera posé, après la stabilité des convergences loin du front pour ne pas perturber le chantier. [2]



Figure I.7 : Machine à attaque ponctuelle.

I.5.6. Creusement au Tunnelier (Tunnel Boring Machine:TBM)

Le creusement mécanisé des tunnels a connu des développements importants durant les vingt dernières années, en particulier grâce à l'apparition et aux évolutions technologiques des tunneliers. Ils ont permis d'élargir le domaine de réalisation des tunnels dans des conditions géologiques délicates, pour une grande gamme de diamètres et de terrains (sols meubles, roches tendres, argiles molles, terrains instables ou aquifères, etc.) en améliorant considérablement la productivité des chantiers.

Le tunnelier est une machine complexe qui assure en continu les fonctions suivantes :

- excavation du terrain.
- stabilisation et soutènement du front de taille.
- soutènement provisoire des parois du tunnel juste derrière le creusement.
- évacuation des déblais.
- mise en place du soutènement provisoire ou du revêtement définitif.
- guidage selon l'axe théorique prévu.
- avancement automatique à l'aide de vérins.

Il permet de creuser des tunnels de diamètre compris entre 2 et 15 mètres. Il est particulièrement adapté pour le creusement de terrains meubles sur de grandes longueurs (du fait de son coût d'investissement). Sa vitesse d'avancement est de l'ordre de 10 à 50 mètres par jour. [4]

On distingue trois types de tunneliers, qui sont choisis en fonction de la nature du terrain à creuser.

- Tunneliers avec machine d'attaque ponctuelle ou d'attaque globale. Ils sont utilisés dans le cas de terrain de tenue suffisante ne nécessitant pas de soutènement immédiat.
- Tunnelier à boucliers classiques qui assurent simultanément les fonctions d'excavation et de Soutènement latéral du terrain. Ils comportent une structure cylindrique rigide (jupe) qui progresse au fur et à mesure du creusement et assure la stabilité du tunnel. Ils sont utilisés pour le creusement des terrains meubles.
- Tunneliers à confinement (ou à front pressurisé). Ces machines assurent simultanément un soutènement latéral et frontal du terrain. Elles sont utilisées dans les terrains alluvionnaires en présence d'eau (terrain meuble et aquifère). Selon le type de terrain, le confinement peut être assuré par de l'air comprimé, par pression de terre ou généralement par une boue benthonique (la boue est formulée en fonction de la granularité et de la perméabilité du terrain). [4]



Figure I.8 : tunnelier à bouclier.

I.6. Soutènements et revêtements

Le creusement d'un tunnel perturbe le système de contraintes naturelles autour la cavité créée et généralement le terrain encaissant agit par certaine réaction. Cette réaction dépend directement de la nature et de la résistance mécanique du terrain excavé et des

caractéristiques géométriques de la cavité. Donc pour mieux faire participer le terrain à la résistance de l'ensemble, soit on utilise un soutènement anticipé ou un dispositif (revêtement) capable d'exercer sur le terrain un effort actif de décompression. Dans la pratique, on distingue entre soutènement et revêtement :

- Le premier joue un rôle provisoire et est mis en œuvre pendant les travaux d'excavation
- Le second a pour but d'assurer l'équilibre à long terme. En général, il est mis en œuvre Plusieurs mois après la pose du soutènement. [3]

I.6.1. Le Soutènement

Le soutènement est un système de protection et d'assurance de la stabilité de l'ouvrage contre tous les incidents d'instabilité survenue pendant l'exécution des travaux en exerçant une certaine pression contre le terrain et en supportant le poids du toit de la galerie creusé.

I.6.1.1. Classification des différents types de soutènement

I.6.1.1.1. Soutènement avec le béton projeté

Le béton projeté utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage ou les cintres légers, il constitue ce que l'on a appelé la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne. [6]



Figure I.9 : Béton projeté.

I.6.1.1.2. Les soutènements avec des cintres

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placés le long des parois ou elles sont calées.

les cintres peuvent être des éléments :

- De protection (contre la chute des blocs isolés sans chercher à s'opposer aux déformations d'ensemble).
- De soutènement (pour ralentir la convergence des parois).
- De renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien. Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres :

a) Les cintres métalliques légers et coulissants

Sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme « U » dont le dispositif d'assemblage permet le coulissement contrôlé des éléments d'un même cintre les uns par rapport aux autres. Leur capacité de portance est ainsi limitée à l'effort nécessaire pour provoquer le glissement de l'assemblage. [5]

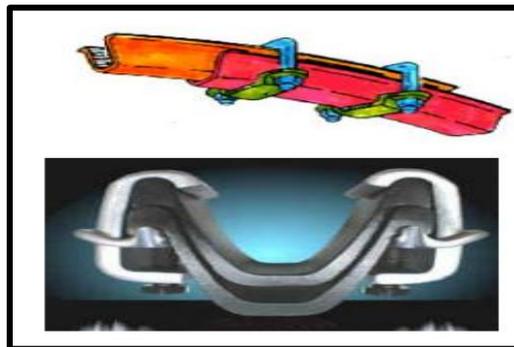


Figure I.10 : Cintres coulissants.

b) Les cintres réticulés

Leur mise en œuvre est facile et ils possèdent une très bonne compatibilité avec le béton. Ils sont déconseillés lorsque des fortes sollicitations sont prévisibles avant que le béton projeté puisse remplir son rôle. [3].

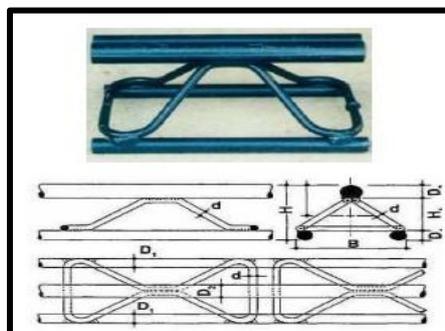


Figure I.11 : Cintres réticulés.

c) Les cintres métalliques lourds

Constitués de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide sont capables d’agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n’est pas trop importante. Suivant leur mode d’assemblage, il peut s’agir de profilés simples, accouplés ou à treillis. [4]



Figure I.12 : les cintres métalliques lourds. [4]

I.6.1.1.3. Soutènement avec La voûte parapluie

a) La voûte parapluie simple

Consiste à mettre en place des barres ou des tubes métalliques longitudinaux (les attes), à la périphérie du front, le plus souvent sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence. Il est conçu pour limiter les décompressions et se protéger de surfaces de rupture potentielles intéressant toute la section d’excavation.

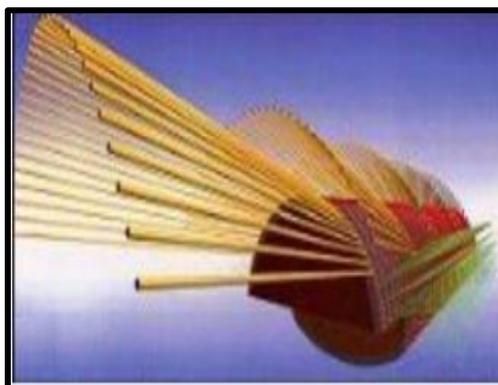


Figure I.13 : voûte parapluie en vue 3D. [2]

b) Les voûte-parapluie emboîtées

L'objectif, est de créer une véritable structure de soutènement, constituée de tubes métalliques disposés en couronne subhorizontale suivant les contours de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement. [4]

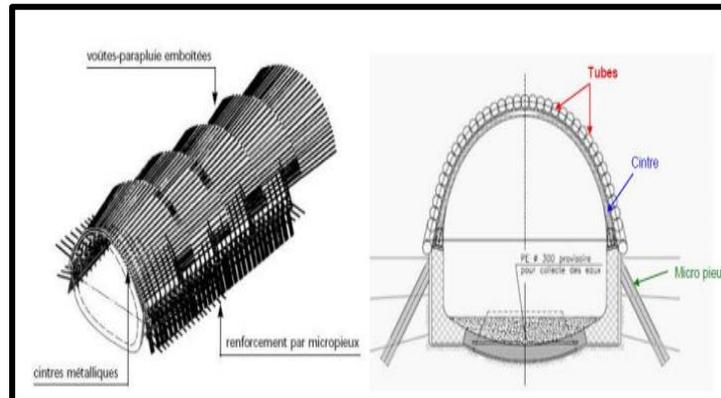


Figure I.14 : Exemple de voûte parapluie successive et emboîtées.

c) Structures plus rigides (arc cellulaire)

Il s'agit de structures beaucoup plus rigides pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres de longueur, constituées de tubes métalliques de forte inertie. Si nécessaire, ces structures peuvent être renforcées : tubes remplis de béton, jointifs, connectés.

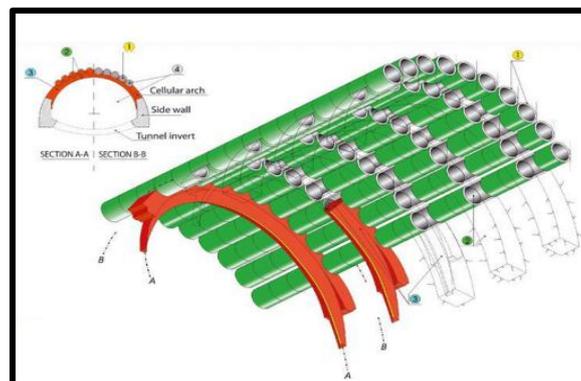


Figure I.15 : Arc cellulaire (Lunardi 2008).

I.6.1.1.3.1. Avantages du pré-soutènement par voûte parapluie

- Assurer la stabilité durant l'excavation.
- Limiter les déformations.
- Les tubes métalliques peuvent être installés facilement en utilisant une machine (jumbo)

I.6.1.1.4. Le soutènement avec les boulons d'ancrage

Il s'agit du boulonnage sous diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :

- Boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine).
- Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier).
- Barres foncées. [7]

I.6.1.2. Soutènement au front de taille

La réalisation d'un tunnel dans de bonnes conditions de sécurité nécessite un examen préalable de la stabilité du front de taille pendant l'excavation. Lorsque l'ouvrage est creusé à faible profondeur et à l'aide d'une machine foreuse permettant un soutènement continu du front de taille, il faut tenir compte dans l'analyse de trois effets de chargement : influence du poids des terrains, surcharge de surface, pression de soutènement au front.

I.6.2. Revêtement

Une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement, dans les terrains résistants et qui ne montre, une réaction contre l'effet de creusement, la stabilité de l'ouvrage est assurée naturellement, un revêtement peut être mis en place afin d'assurer la fonctionnalité de l'ouvrage et de recouvrir et de protéger les installations d'exploitation ou participer à l'esthétique de l'ouvrage.

Le revêtement n'est en général pas mis en charge. De cette manière, la fonction structurelle du revêtement se limite à offrir une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage, dans les cas où soit le terrain, soit le soutènement mis en place subissent des détériorations, ou dans les cas où l'on devra faire à des phénomènes de charges différées dans le temps.

Les principales fonctions du revêtement sont les suivantes :

- Fonction mécanique aide à assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme, augmenter l'efficacité de système de la ventilation et de l'illumination (tunnels routiers) ou de la capacité hydraulique.
- Fonction esthétique et d'imperméabilisation.

Dans la grande majorité des cas, la paroi des tunnels est constituée d'éléments préfabriqués appelés voussoirs organisés en anneau. Les anneaux ont un rôle multiple :

- ils assurent la résistance de la galerie à la pression extérieure. La zone située entre la paroi brute de creusement et les voussoirs est comblée par injection de béton.
- les voussoirs réalisent la finition intérieure de la galerie.
- ils offrent un appui axial à la partie active du tunnelier et assure son avancement.
- dans certains cas, ils assurent la constitution du chemin de roulement au fur et à mesure de l'avancement grâce à la pose d'un voussoir spécial en partie basse (voussoir appelé radier).

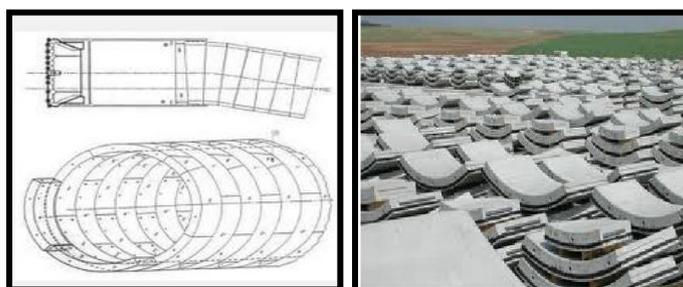


Figure I.16 : Les voussoirs préfabriqués.

I.7.3. Méthodes de dimensionnement du soutènement

I.7.3.1. Méthodes empiriques

Au stade des études préliminaires, les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir de classifications des massifs rocheux. En effet, l'art des tunnels est demeuré jusqu'à ces vingt dernières années une science essentiellement empirique dont les spécialistes se constituaient un savoir-faire au travers d'expériences passées, la transmission des enseignements tirés de ces expériences étant soit directe pour les spécialistes suivant eux-mêmes le déroulement des travaux, soit assurée par l'intermédiaire de relations écrites : comptes rendus, rapports...

Pour essayer de structurer ce savoir et de fournir des outils d'aide à la conception, certains auteurs ont très tôt proposé des synthèses sous forme de classifications. Ces méthodes, rapides d'emploi et donc économiques, reposent sur différents paramètres géotechniques. C'est donc le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui va faire la différence d'une méthode à l'autre. [7]

Nous exposons uniquement les méthodes empiriques actuellement les plus utilisées, à savoir celle de :

- Recommandation de AFTES
- Method de Barton
- Méthode de Bieniawski
- Méthode de Terzaghi.
- Méthode de Lauffer.
- Méthode de Protodiakonov.

On présentera ces méthodes en détail dans le chapitre de pré dimensionnement.

I.7.3.2. Methodes analytique

Les principales charges agissant sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des couches constituant le terrain, c'est à dire la poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain) et la pression hydrostatique. Le calcul des sollicitations d'un ouvrage souterrain dépend de l'état de contrainte géostatique du massif, c'est à dire l'état de contrainte existant avant le creusement du tunnel. Cet état de contrainte étant supposé connu, par les méthodes de calcul de ces ouvrages souterrains.

Vu la complexité du problème de détermination des actions agissant sur des ouvrages, certaines hypothèses simplificatrices ont été émises :

- Le terrain est supposé homogène, élastique et isotrope.
- La déformation est bidirectionnelle.
- Les actions extérieures considérées sont dûes au poids des terres sus-jacentes.

Ces actions extérieures se définissent en contraintes verticales agissant sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs du tunnel. Afin d'évaluer quantitativement ces contraintes, il existe de nombreuses méthodes et formules empiriques qui souvent sont notablement différentes selon les hypothèses adoptées. On cite : [8]

- Théorie de BIERBAUMER
- Théorie de TERZAGHI
- Théorie des poids des terres
- Théorie de PROTODIAKONOV.

I.7.3.3. Méthode de convergence-confinement

Les déplacements des parois de l'excavation qui sont engendrés par le creusement d'un tunnel peuvent être décomposés selon trois directions : longitudinale, radiale et tangentielle. En arrière du front de taille, on a l'habitude de caractériser le mouvement par sa composante radiale qui est la plus significative. La grandeur que l'on mesure généralement est la convergence qui est la variation de la distance entre deux points situés sur la paroi du tunnel.

La modélisation d'un tunnel doit prendre en compte deux éléments essentiels:

- il s'agit d'un problème tridimensionnel, en raison de la présence du front de taille,
- il s'agit d'un problème d'interaction pour lequel le couplage entre le terrain et les structures de soutènement est important.

La méthode de convergence confinement est une méthode de calcul simple mais largement suffisante dans bien des cas. Elle permet la prise en compte de deux facteurs jugés importants sur l'équilibre final du complexe rocher-soutènement, à savoir: [9]

- la déformabilité du terrain, notamment son comportement après la rupture et dans le temps,
- la raideur du soutènement,
- la déformation que le massif rocheux a déjà atteint lors de la mise en place du soutènement.

I.7.3.4. Les méthodes numériques (éléments finis)

Cette méthode de dimensionnement, aujourd'hui largement répandue dans les calculs de résistance des structures en général a également trouvé son application dans la mécanique des roches. Elle possède l'avantage appréciable de faire intervenir les caractéristiques non linéaires des matériaux (eg : l'inhomogénéité et l'anisotropie) et de pouvoir traiter des structures de forme quelconque.

Les méthodes des éléments finis peuvent être utilisées pour modéliser le comportement des tunnels pour différentes hypothèses sur les conditions et géométries des sols, incluant les réponses élastiques linéaires ou non linéaires et le comportement non linéaire du matériau (plasticité).[10]

I.8. Les tassements

L'excavation d'un tunnel qui modifie localement l'état des contraintes dans le sol s'accompagne inévitablement de mouvements de terrain autour de l'excavation. Quand la hauteur de recouvrement

au-dessous de l'excavation est peu importante, les mouvements se répercutent jusqu'à la surface et se traduisent par des tassements.

I.8.1. Estimation des tassements

Il existe un certain nombre de méthode permettant d'estimer de manière simple les tassements à la surface du sol engendrés par le creusement d'un tunnel.

I.9. Mouvement induits par le creusement d'un tunnel en zone urbaine

I.9.1. Effondrement

Les effondrements représentent une menace concrète sur la stabilité des ouvrages souterrains notamment pendant la phase de construction. Les effondrements peuvent être liés directement à une évolution du comportement du terrain encaissant ou à une défaillance mécanique du système du soutènement. Dans les ouvrages situés à faible profondeurs un effondrement se produisant dans le tunnel peut remonter jusqu'à la surface et engendrer des dégâts conséquents.

I.9.2. Le tassement

Les tunnels urbains sont des ouvrages situés à une profondeur généralement faible et souvent creusés dans des terrains meubles.

Le creusement de ces ouvrages engendre, souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface.

I.9.3. Désordres

Les désordres ont des conséquences moins graves que les effondrements. La chute et le glissement de blocs, les éboulements, les fissurations, l'infiltration de l'eau souterraine, le soulèvement de radier, les ruptures et les déformations localisées du soutènement sont les exemples les plus fréquents de désordres rencontrés dans les ouvrages souterrains.

Afin d'évaluer les risques de désordres, Boscardin et cording proposent une relation qui classe les dommages selon plusieurs catégorie en fonction du degré de sévérité des dégâts et l'extension des dommages.

Le tableau 1 donne les classes de désordres selon Boscardin et cording (1989) :

Catégorie de dommages	Degré de sévérité	Déformation limite en extension
0	Négligeable	0 – 0.05
1	Très faible	0.05 – 0.075
2	Faible	0.075 – 0.15
3	Modéré	0.15 – 0.3
4 – 5	Sévère à très sévère	> 0.3

Tableau I.1 : relation entre la classe des désordres et l'extension critique.

I.10. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les aspects généraux des constructions souterraines, les différentes étapes d'investigation et les techniques de creusement ainsi que les conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables. les différentes modes de soutènement et revêtement essentiels pour la construction du tunnel.

Ensuite, les différentes méthodes de soutènement et revêtement des tunnels ont été abordés ainsi que les mouvements de sol induits par le creusement des tunnels.

Chapitre II

Description du tronçon D12.1 du tunnel du métro d'Alger et étude géotechnique.

II.1.Introduction

Notre projet de fin d'étude a été proposé par l'entreprise « COSIDER » maitrise d'œuvre du projet Metro d'Alger. Il consiste en l'étude d'un tronçon (D12.1) de l'extension « C1 » du tunnel de Metro d'Alger qui relie AIN NADJA et BARAKI. (Figure II.1)

Les données nécessaires pour l'étude de ce projet, à savoir :

- Le plan de situation de l'ouvrage.
- Les relevés topographiques du site.
- Les données géotechniques du site.
- Les différents tracés : en plan, en long et en travers.

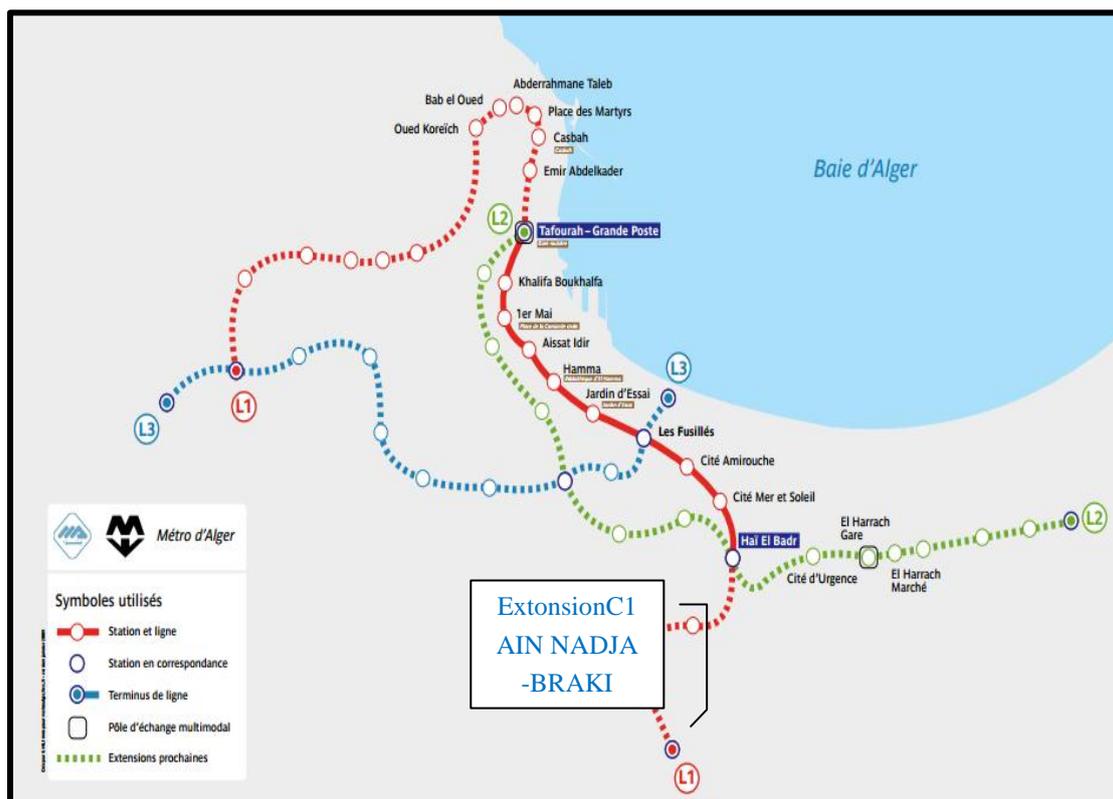


Figure II.1 : Tracé du réseau de métro d'Alger.

II.2. Présentation de tronçon D12.1 de l'extension C1 (ligne AIN NAADJA BARAKI)

L'entreprise métro d'Alger (E.M.A) dans le cadre de sa planification pour l'implantation d'un réseau du métro dans la ville d'Alger, a prévu de construire l'extension « C1 » de la ligne 1 reliant AIN NAADJA et BARAKI, d'une longueur de **3281.75 ml**, Avec 6 stations.

Notre tronçon d'étude se situe entre la station de Mohamed Boudiaf et tunnel cadre d'une longueur de **432.25 m**.

II.2.1. Les dimensions de tronçon D12.1

Les dimensions de notre tronçon est sont résumés dans le tableau (II.1) comme suite :

Caractéristiques du tronçon D12.1	Dimension (m)
Diamètre de l'excavation du tunnel	9.82
Diamètre intérieur du tunnel	9.02
La longueur totale	432.25
La hauteur totale	10
Epaisseur de la couverture (clé de voûte)	3 à 15

Tableau II.1: section transversale du tunnel.

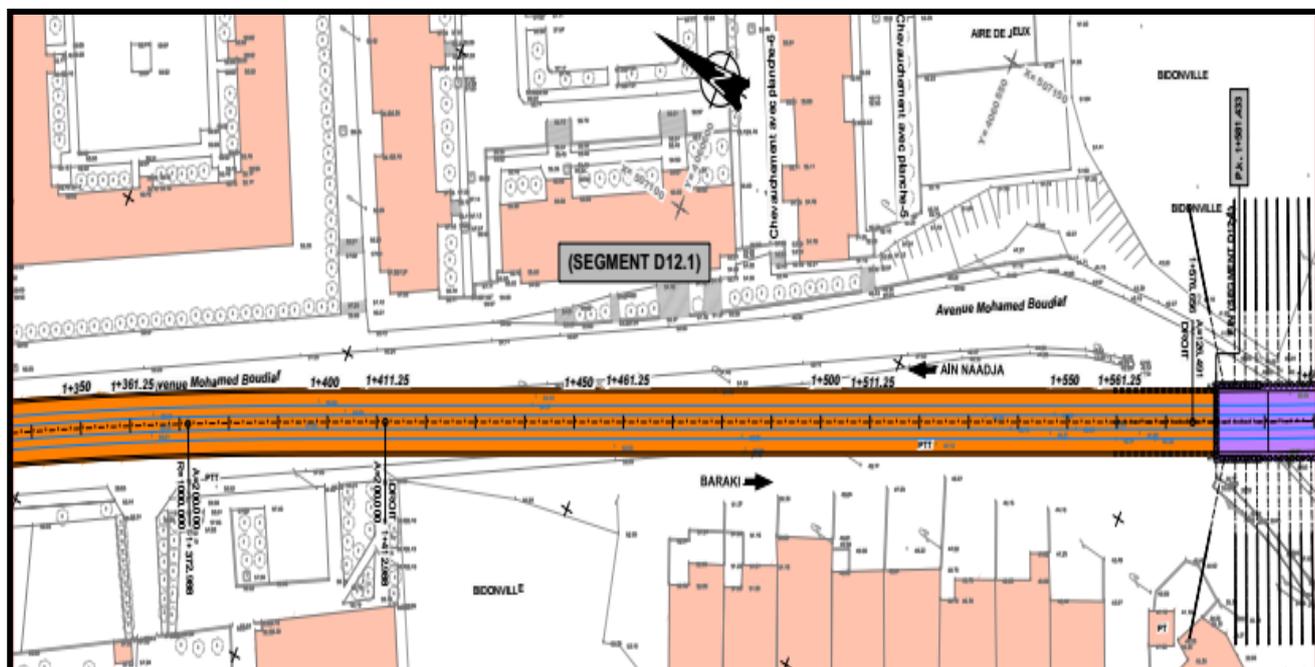


Figure II.2: vue en plan du tronçon (D12.1). [11]

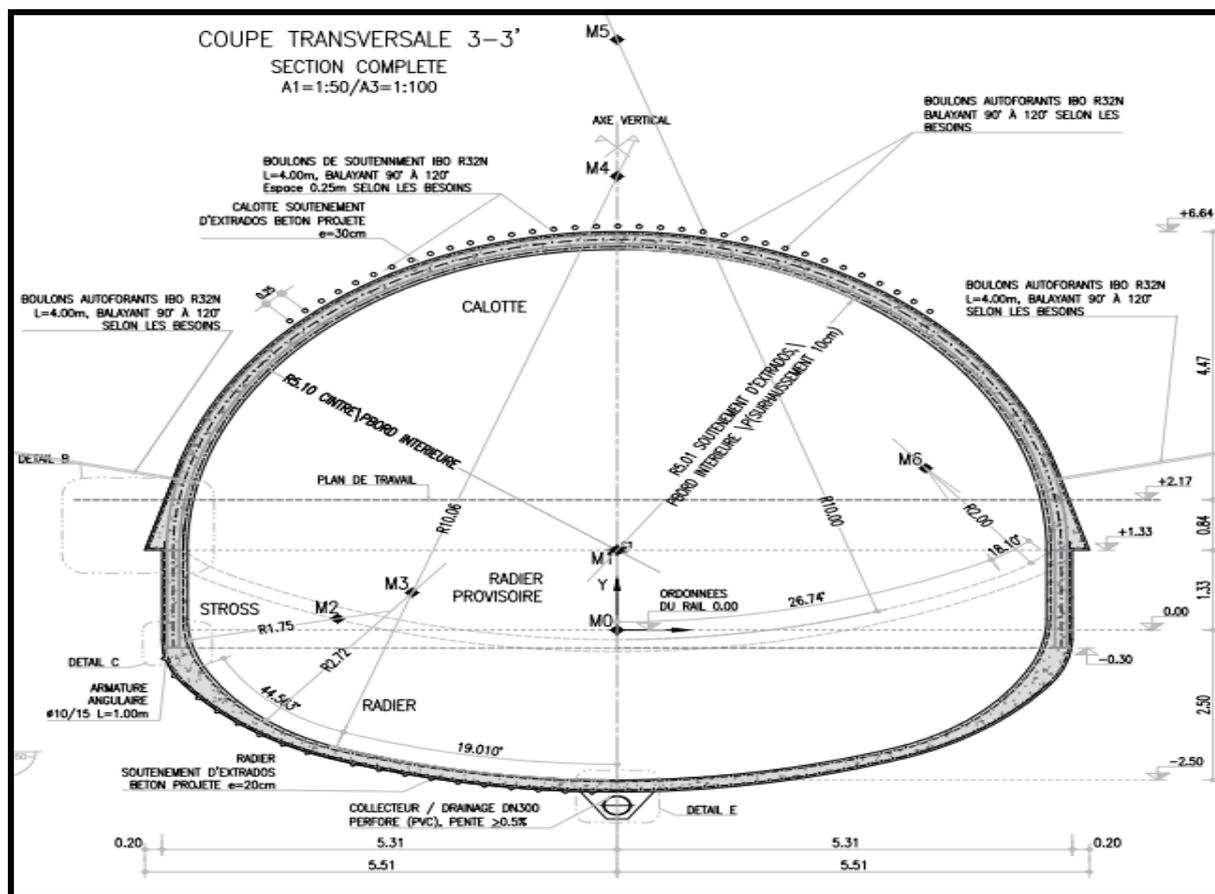


Figure II.3: section transversale du tunnel. [11]

II.3. Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

II.3.1. Reconnaissances Géologiques

II.3.1.1. Objectifs

Les reconnaissances géologiques doivent donner au concepteur du tunnel les éléments suivants :

- géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif.
- structure du massif.
- inventaire et localisation des accidents (failles, zone fracturées, zones broyées,...).
- description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, leurs qualités, et leurs discontinuités.

II.3.1.2. Condition géologique du site (tronçon D12.1)

D'après la carte géologique de la wilaya d'Alger le tunnel traverse les terrains suivants :

- Quaternaire Argile sableuse rouge (QAr).
- Quaternaire Argile sableuse jaune (QA).
- Quaternaire Sableux à grossier brunâtre à gravier et galets (QS).
- Quaternaire Marneux brune-jaunâtre à grisâtre peu sableuse (QM).

II.3.1.3. Condition hydrogéologique du site (tronçon D12.1)

La nappe phréatique se situant profondément sous le tunnel, ne sera pas prise en considération.

II.3.2. Campagne de reconnaissance :

Les types des essais (in situ et en laboratoire) qui sont réalisés dans le tronçon (D12.1) ainsi que leur nombre sont présentes dans le tableau (II.2):

Type d'essai		Nombre
In situ	Forages carottés	9
	Essai de pénétration dynamique SPT	121
	Essai pressiométrique Menard	65
En laboratoire	Essai de compressibilité à l'œdomètre	9
	Essai de cisaillement	20
	Analyse granulométrique	20

Tableau II.2 : essais réalisés. [11]

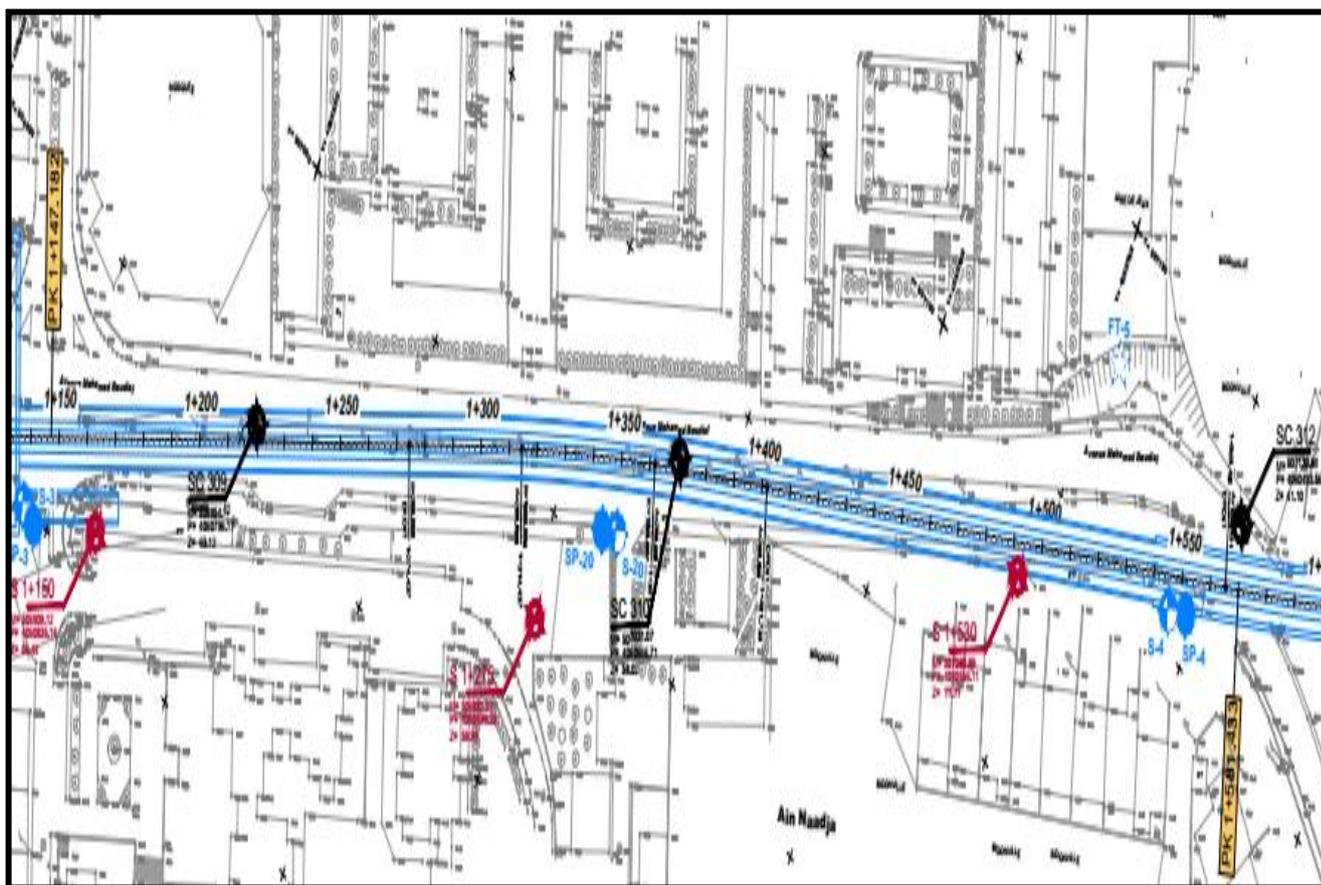


Figure II.4 : plan en vue de différent sondage et la localisation des essais in situ. [11]

II.3.3. Résultats des sondages carottés

Les sondages carottés réalisés le long du tracé ont mis en évidence les différentes couches traversées par le tunnel (tableau II.3) :

N° couches	Nom géologique	Profondeurs (m)	Epaisseurs (m)
01	Argile sableuse rouge (QA _r)	0 – 1	1
02	Argile sableuse jaune (QA)	1 – 5	4
03	Sable fin (QS)	5 – 15	10
04	Marne brune-jaunâtre peu sableuse	15 – 35	20

Tableau II.3 : Différentes couches effectués.

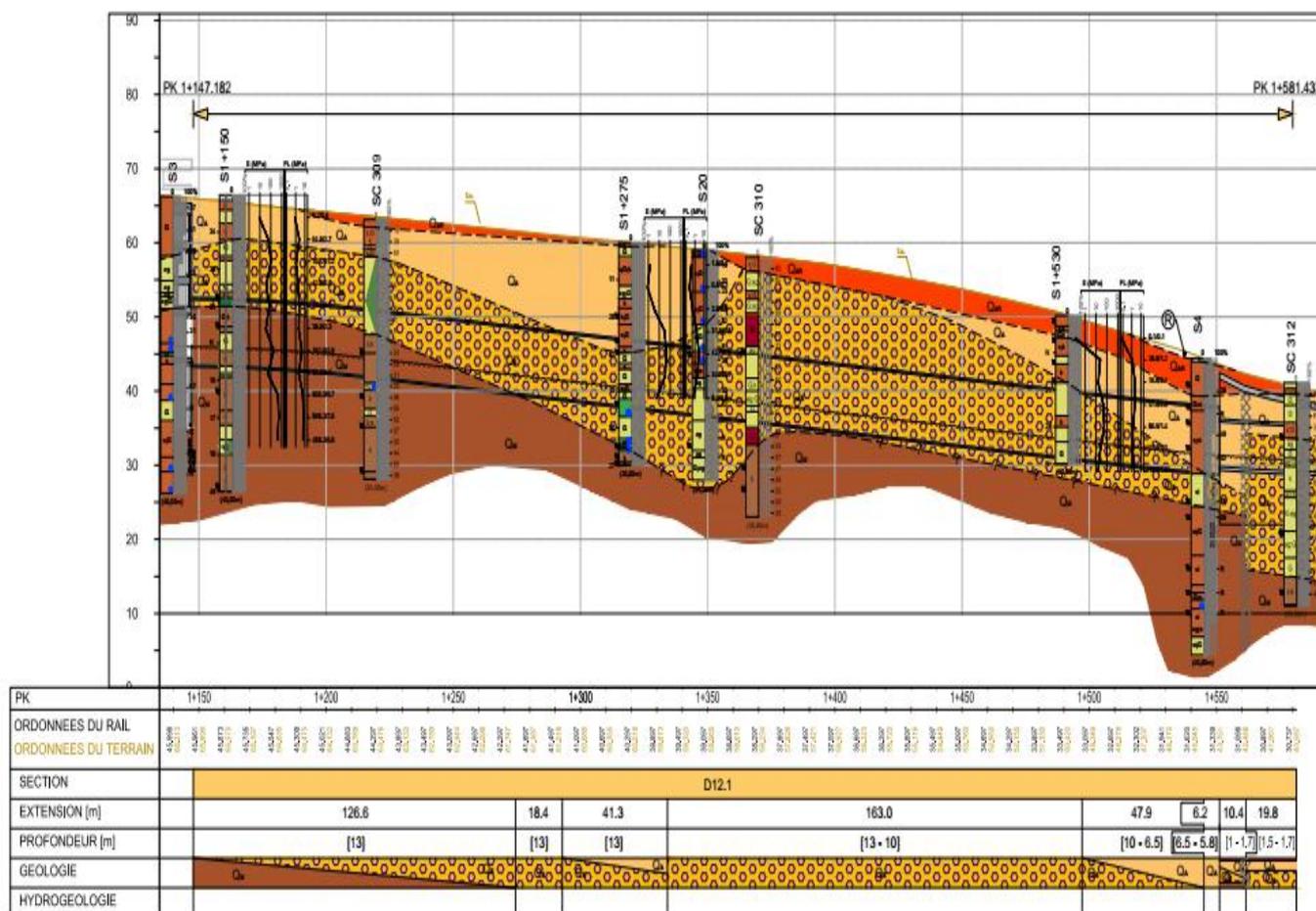


Figure II.5 : coupe longitudinale du tronçon a étudié. [11]

II.3.4. La sismicité de la région d'Alger

La région d'Alger est connue pour être une zone sismique très active. La moyenne des séismes sont documentés dans une cadence de 10 ans à 20ans pour les forts séismes et de 5ans à 10ans pour les répliques.

D'après la norme **RPA 99 -2003** (Règles parasismiques algériennes) l'extension C de la ligne1 du métro d'Alger est situé dans la zone sismique III (sismicité élevée). En accord avec cette norme, les valeurs de l'accélération sismique doivent être adoptées sont :

- La valeur d'accélération sismique est de $a_h = 0,40 g$.
- Le facteur de la réduction par profondeur ne sera pas inférieur à **0,8**.
- La composante verticale du séisme peut être estimée de $a_v = 2/3 a_h$.
- Le sol est de classe **S3** selon (**RPOA**). [11]

II.3.5. Reconnaissances géotechniques

II.3.5.1. Essais in situ

Les résultats des essais in situ retenus dans les sondages (SC309 et SC310) sont résumés dans le tableau (II.4) :

Les couches	Sondages	Profondeurs (m)	Nspt	Préssiomètre	
				E(MPa)	PL(MPa)
Argile (QA)	SC309	3.45	39	9.158	0.86
	SC310		60	102.729	1.176
Sable fin (QS)	SC309	16	60	35.80	2.295
	SC310		60	74.997	2.575
Marne sableuse (QM)	SC309	34.95	39	455.199	6.799
	SC310		32	9.158	0.86

Tableau II.4 : Résultats des essais in situ retenus dans les sondages SC309 et SC310. [11]

II.3.5.2. Essais en laboratoire

Plusieurs essais en laboratoire sur les échantillons issus des sondages carottés ont été effectués :

- Teneur en eau,
- Densité sèche et humide,
- Limites d'Atterberg,
- Analyse Chimique du Sol,
- Compressibilité à l'œdomètre,
- Analyse Granulométrique,
- Cisaillement rectiligne à la boîte,
- Gonflement à l'œdomètre.

Description du tronçon D12.1 de tunnel du métro d'Alger et étude géotechnique.

Les résultats des essais de laboratoire retenus dans le sondage SC310 sont résumés dans le tableau (II.5) :

Unité	Profondeur	A. Granulométrique						Limites d'Atterberg			γ_s (kN/m ³)	γ_h (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	W(%)
		2m m	<0.0 8	<0.06 3	sable %	limo %	argile %	WP %	WL %	IP %				
QA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
QS	9	97.7	29.77	-	76	14	8	-	-	-	-	-	-	-
QM	31	-	100	-	15	30	55	30	55	25	26.10	20.88	16.99	22.85

Tableau II.5 : Résumés des essais de laboratoire. Essais d'identification retenus dans le sondage SC310. [11]

Unité	sondage	Profondeur(m)	Cisaillement rectiligne UU		Cisaillement rectiligne CU		Résistance à la compression
			Cu (kPa)	Φ U (°)	Cu (kPa)	Φ U (°)	σ_c (kPa)
QA	SC310	-	-	-	-	-	-
QS		12.43	89	0.54	75	10.2	308
QM		31	188	0.50	40	29	360

Tableau II.6: Résumés des essais de laboratoire. Essais de résistance retenus dans le sondage SC310. [11]

Conclusion

Aux fins de dimensionnement de différents tronçons, en fonction des conditions existantes comme, le profil géologique géotechnique ...etc. à été sélectionné les caractéristiques des diverses sections sélectionnées sont présentées dans les tableaux (II.7).

Horizon géotechnique	Argile sableuse (QA))	Sables limoneux argileux (QS)	Argiles marneuses (QM)
Poids vol. humide γ_h (kN/m ³)	20	21	21
Poids vol. sec γ_d (kN/m ³)	17	18	17
Cohésion non drainée s_u (kPa)	100	-	150
Module de déformabilité non drainé E_u (MPa)	31	-	36
Angle de frottement effectif ϕ'	26	30	22
Cohésion effective c' (kPa)	30	10	35
Module de déformabilité drainé E' (MPa)	27	-	30

Tableau II.7 : Paramètres géotechniques de calcul – sols.

II.4. Choix de la méthode de creusement et la classe d'excavation

Les méthodes d'exécution possibles en fonction de la nature du terrain sont données dans le tableau d'après :

CATEGORIE DE TERRAIN	NATURE DU SOUTÈNEMENT	METHODE D'EXECUTION
Très bon terrain	Aucun soutènement (rare)	Plein section
Terrain difficile	Cintre + plateaux ou béton projeté ou boulonnage. Pas de blindage du front.	Plein section ou Demi – section
Mauvais terrain	Cintres + micro-pieux battus ou béton projeté avec treillis + boulons. Blindage du front	Section divisée
Très mauvais terrain	Traitement préalable du terrain. Blindage complet	Méthode spéciale

La méthode adoptée pour le creusement du notre tunnel vers le tunnel cadre est la méthode traditionnelle, aussi appelée de Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM). La classe qui consiste à l'excavation considérée est la classe CE3 (section divisée). Aussi que les autres classes concernées par le projet pour le dimensionnement du soutènement provisoire du tunnel.

Le creusement du tronçon **D12.1** doit être fait en section divisée, à savoir :

- La Calotte : elle correspond à la demi-section supérieure, avec une hauteur de 5 m, et une largeur d'environ 10 m, avec la même géométrie de la voûte du tunnel ;
- Le Stross : c'est la fraction inférieure de la section, avec une géométrie approximativement rectangulaire de largeur de l'ordre de 10 m et de hauteur de 1,6 m ;
- Le Radier : qui a la forme de contre voûte avec une hauteur variable de 2,2 m maximum et une largeur d'environ 10 m.

Dans les terrains de mauvaise qualité, on doit adopter la division de la calotte en deux zones, avec l'exécution d'un « sidedrift » et un radier provisoire entre calotte et stross.

II.4.1. Les étapes de creusement sont comme suite

1. Section divisé

L'excavation se commencent par la calotte 1 soutenue par les cintres HEB160 ainsi que deux lits de treille soudé et de béton projeté de 30cm d'épaisseur, l'étape suivante est l'excavation du radier provisoire 1 creusement puis la mise en place de treille soudé et le béton projeté. Le deuxième parti se réalise de la même façon que le premier.

Après la réalisation de la calotte 1+2 et de radier provisoire 1+2 la localisation centrale sera démolie pour finir la partie inférieure. Un cintre HEB160 sera monté dans la partie stress avec un béton projeté 20cm. Finalement on exécuté le radier définitif toujours avec du treille soudé et du béton projeté.

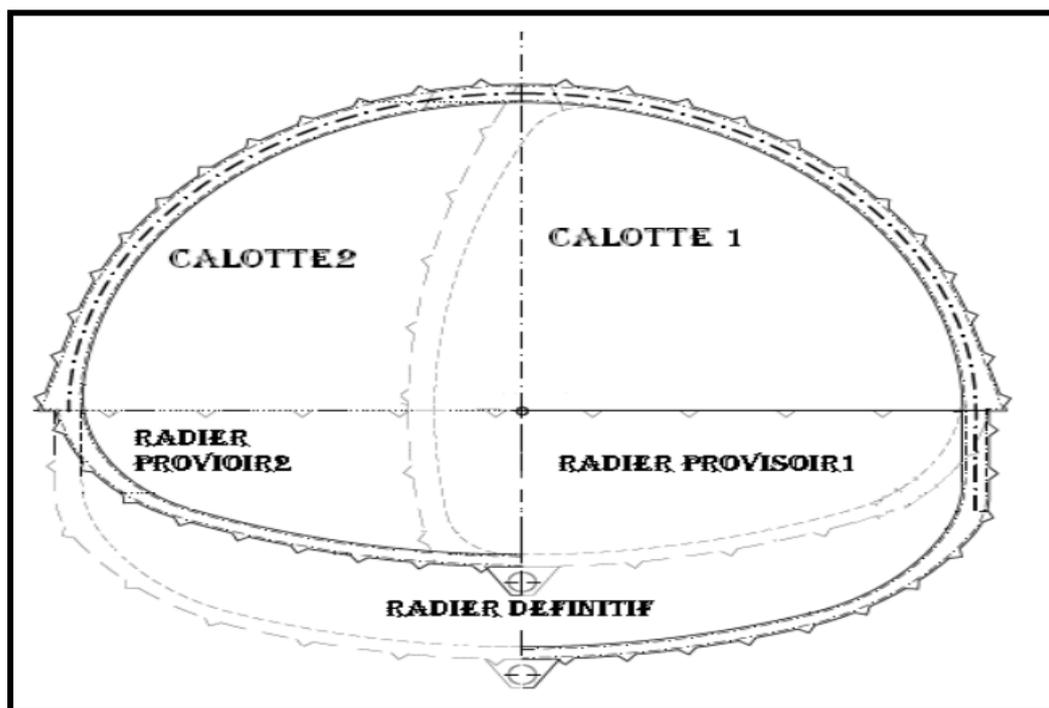


Figure II.6 : Les étapes de réalisation de section divisée.

2. Voute- parapluies

La mise en place de la voute-parapluie est la première étape à faire avant le creusement afin de stabiliser le front de taille et minimiser le tassement à 0.3mm. L'opération consiste à faire pénétrer 29 tubes AT-127 de 12m espacés de 40cm tout le long du contour du front, l'opération sera répétée

4 fois pour arriver à la fin du bêtement traversée au-dessous. On utilise les tubes AT dans les terrains hétérogènes pour assuré le soutènement de front de taille.



Figure II.7 : Matériels utilisé pour réalisation des tubes AT-127.

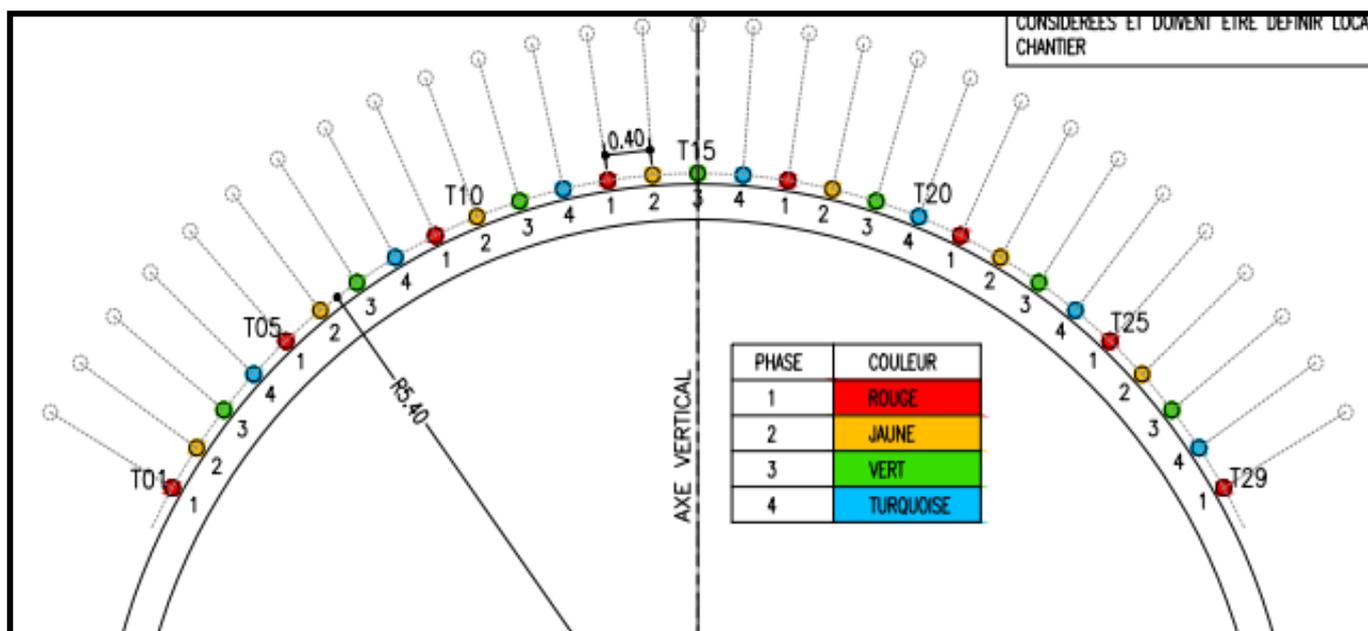


Figure II .8: voute-parapluie. [11]

3 .Creusement à demi-section

Cette méthode sera adoptée à partir de tunnel cadre jusqu'à 17.4m de long, le creusement de la calotte s'effectue par volé d'un mètre on lissant un merlon qui participe à l'équilibre de front de taille , le premier cintre HEB sera posée à rot des pieux puis en excave par pat de 1m. On installé les cintres chaque 80cm, les cintres seront surmonter par des IBO de longueur 4m.

Puis installé le trillé soudée avec de béton projeté (C25/30) d'une épaisseur 30cm.



Figure II.9 : traçage de merlon.

La stabilité de front de taille es assurée par le merlon centrale et boulon d'ancrage IBO qui sont injecter avec coulis de ciment. [3]



Figure II.10: IBO de 4m en long.

Le radier provisoire est excaver soigneusement avec une longueur de volé de 2m, le trille soudé avec le béton projeté (20cm) forme le radier provisoire.

L'exécution du radier-stross commence par l'excavation par pot de 2m puis assemble les deux cintres de la calotte enrober par du béton projeté (20cm radier -30cm stross) et deux lit de trille soudé.

II.5. Le monitoring et suivi topographique

Le programme de monitoring et suivi topographique comprend les tapes suivantes :

- Suivi du tassement en surface tout le long du tracé par mesures topographiques.
- Suivi de la convergence, divergence et tassement dans le tunnel, cavette et rameau par mesures topographiques.
- Suivi de la déformation aux ouvrages ouverts par mesures topographiques.
- Suivi de la force effective des tirants d'ancrage dans les ouvrages ouverts par des cellules de pression.
- Suivi des déformations sur les immeubles tout le long du tracé et surtout dans la zone d'influence.
- Suivi piézométrique du changement de la nappe phréatique.
- Suivi inclinométrique, pour vérifier la déformation du sous sol.
- Suivi des vibrations dans les bâtiments dans la zone d'influence, concernée par les travaux exécutés.

II.5.1. Processus d'exécution du monitoring et suivi topographique

II.5.1.1. Suivi topographique du tassement en surface

Le tassement en surface le long du tracé du tunnel et dans l'environnement des stations et des ouvrages souterrains est mesuré avec des repères de nivellement et/ou des tiges de mesure conventionnelles.

II.5.1.1.1. Implantation de points de mesure

Des profils transversaux composés de 3 à 5 points de mesure sont implante chaque 25m le long du tracé du tunnel (figure II.11).

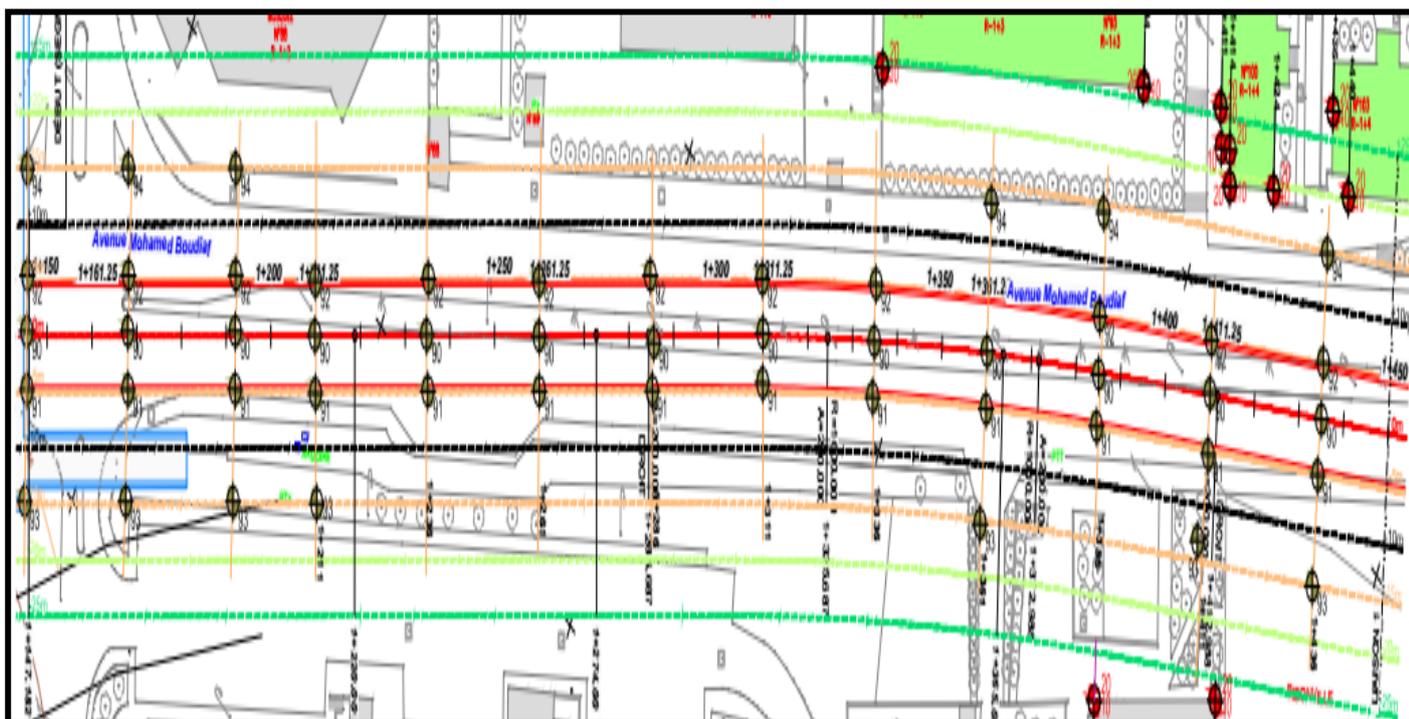


Figure II.11 : Implantation de points de mesure. Le long de tracé du tunnel. [11]

II.5.1.1.2. Critères d'alerte et critères d'alarme

Les critères d'alerte et les critères d'alarme sont déterminés d'après les calculs de chaque ouvrage et / ou tronçon de tunnel à exécuter, et conformément à l'ordre de la déformabilité des conduites qui sera indiqué par le concessionnaire (Sonalgaz, SEAL...). La détermination des critères d'alerte et d'alarme est liée au cas qui sert de référence pour les calculs. Ils sont spécifiques selon l'environnement de chaque ouvrage.

II.5.1.2. Suivi topographique de la déformation du soutènement

Le suivi topographique de la déformation du soutènement concerne les mesures du déplacement horizontal et vertical des parois. La déformation du soutènement dans tous les ouvrages souterrains est déterminée avec des repères de nivellement par cibles rétro réfléchissantes. Le suivi topographique de la déformation du soutènement est réalisé par l'utilisation d'un tachéomètre à lecture digitale (LEICA TC 1100, LEICA TC 1200, LEICA TC1800). Les coordonnées déterminées sont en trois dimensions (x/y/z).

II.5.1.3. Monitoring sur les immeubles

Le monitoring sur les constructions tout le long du tracé du projet du METRO D'ALGER est effectué dans le but de mesurer les déformations possibles des immeubles localisés en surface le long du tracé du tunnel, et afin d'éviter des dommages durant l'exécution des travaux en se référant au rapport du CTC pour la classification de l'état des bâtiments dans la zone d'influence.

Le suivi de monitoring sur les immeubles le long du tracé comprend les mesures suivantes :

- Suivi topographique de tassement ;
- Suivi topographique de l'inclinaison des immeubles ;
- Suivi de fissuration ;
- Suivi des vibrations.

II.5.1.3.1. Suivi de tassement des immeubles

Le suivi de tassement des immeubles est exécuté avec des cibles rétro réfléchissantes, par l'utilisation d'un niveau de lecture digitale (LEICA DNA 03) ou un niveau automatique (LEICA NA 728).

II.5.1.3.2. Suivi d'inclinaison des immeubles

Le suivi d'inclinaison des immeubles est exécuté avec des rétro réfléchissantes, par l'utilisation d'un tachéomètre à lecture digitale (LEICA TC 1100, LEICA TC 1200, LEICA TC 1800).

II.5.1.3.3. Suivi des vibrations dans les immeubles

Le suivi des vibrations dans les immeubles est exécuté avec des vibromètres mobiles. La mesure de vibration est effectuée selon des travaux de creusement de la ligne C1.

II.5.1.3.4. Critères d'alerte et critères d'alarme pour des immeubles

Les critères d'alerte et les critères d'alarme sont déterminés à base d'une classification des immeubles. La classification a été définie à partir de l'état actuel des immeubles (selon constat des lieux établi par le CTC) et à la base d'une méthode reconnue « Cramer 1985 ».

La classification dépend des facteurs suivants :

- Type de structure ;
- Type de fondation ;
- Largeur de la structure ;
- Ordre de grandeur du tassement admissible en vue des dommages probables.

Pour déterminer les critères d'alerte pour le monitoring des bâtiments il va falloir :

- Se référer au constat des lieux établi par le CTC qui décrit la situation actuelle des bâtiments.
- Définir l'impact du projet sur les bâtiments.
- Comparer l'état actuel des dégâts au calcul établi et définir un critère d'alerte.

Les dégâts probables sont déterminés en fonction de la largeur de la structure et de l'ordre de grandeur du tassement différentiel admissible (Kramer 1985).

CAL	critère d'alarme	* Application du plan d'urgence * arrêt des travaux
	Démarrage de l'application des mesures	* Exécution des mesures supplémentaires * Réunion de spécialiste - proposition des mesures supplémentaires et préparation du plan d'urgence Voir Tableaux 11- 12 et 13
	décision des mesures à adopter	* Mise en application des mesures (voir Tableaux 11 - 12 et 13) * Préparation des mesures à adopter * prendre les décisions pour les mesures
	critère d'alerte	* Discussion des mesures à adopter avec tous le personnel responsable entrepreneur/MOE/MOD/Concessionnaire) * Informer le personnel responsable (Entrepreneur,MOE/MOD/Concessionnaire) * Augmentation de la cadence des lectures ; * Sécurisation des sections concernées – pour éviter une surcharge cause par des grues mobile, engin etc. ; * Recherche des causes ;
CA		* Vérification des résultats des différentes lectures ; * Un stock de matériel, et matériau sera mis en place au chantier afin d'agir rapidement lors d'anomalie ou dépassement de critère d'alerte et d'alarme * lecture d'instrumentation de monitoring selon la fréquence prévu ;

Tableau II.8 : Mesure à adopter pour différentes instrumentation lorsqu'on atteint un niveau d'alerte ou alarme. [11]

CA : critère d'alerte.

CAL : critère d'alarme.

II.6. Caractéristique des matériaux de construction

a) Béton projeté

Béton projeté C25/30

Poids volumique $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$

Résistance à la compression $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ (MPa)

Résistance à la traction $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$

Module d'élasticité $E = 10.000 \text{ N/mm}^2$ (béton projeté)

b) Acier de ferrailage

Treillis soudé $B_{st} 500$

Enrobage $c = 3 \text{ cm}$

Limite d'élasticité $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Module d'élasticité $E_{ym} = 200.000 \text{ N/mm}^2$

c) Acier des cintres

Acier S235

Limite d'élasticité $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$

Module d'élasticité $E_{ym} = 210.000 \text{ N/mm}^2$

II.7. Conclusion

Dans ce chapitre, Nous constatons que le terrain comporte essentiellement de l'argile sableuse, qui est un sol médiocre de mauvaise tenue, ce qui pose des problèmes lors du creusement et pour cela il faut prendre des précautions nécessaires pour éviter l'effondrement systématique.

Chapitre III

Pré-dimensionnement du
soutènement et calcul des
tassements.

Introduction

Au stade des études préliminaires, les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir de classifications des massifs rocheux. En effet, l'art des tunnels est demeuré jusqu'à ces vingt dernières années une science essentiellement empirique et semi-empirique dont les spécialistes se constituaient un savoir-faire au travers d'expériences passées.

Pour essayer de structurer ce savoir et de fournir des outils d'aide à la conception, certains auteurs ont très tôt proposé des synthèses sous forme de classifications. Ces méthodes, rapides d'emploi et donc économiques, reposent sur différents paramètres géotechniques. C'est donc le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font la différence entre une méthode et une autre.

Nous exposons les méthodes empiriques et semi-empiriques actuellement les plus utilisées, à savoir :

- Méthode de TERZAGHI,
- Méthode de LAUFFER,
- Méthode de BIENIAWSKI,
- Méthode de N. BARTON,
- Recommandations de l'AFTES.

III.1 Méthode de TERZAGHI

La méthode de TERZAGHI (1946) classe les milieux rocheux en neuf catégories en fonction d'observations qualitatives. La hauteur (H_p) de terrain décomprimé pesant sur le soutènement est ensuite donnée par la formule générale :

$$H_p = K (B + H_t)$$

B : largeur de la galerie

H_t : hauteur de la galerie

K : coefficient variable avec la nature et la texture du terrain

Cette méthode est théoriquement applicable aux tunnels à moyenne profondeur pour lesquels la hauteur de couverture H_p est supérieure à $1,5(B+H_t)$.

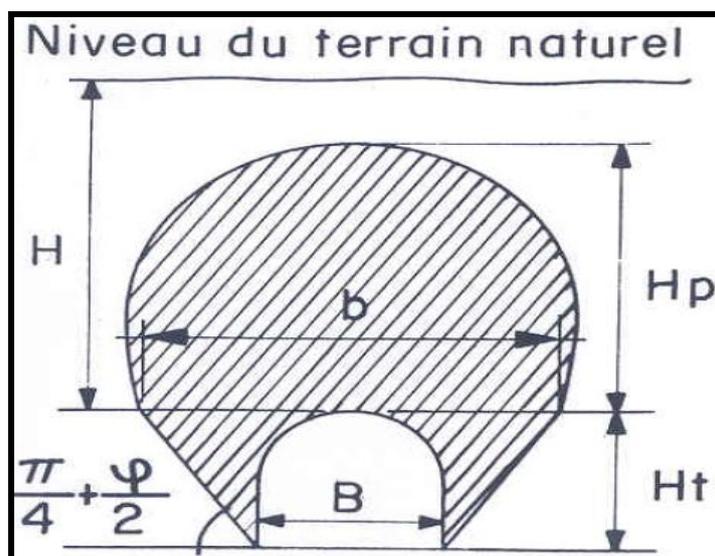


Figure III.1 : zone décompressée au-dessus d'une cavité.

III.2 Méthode de LAUFFER

En 1958 LAUFFER apporta une amélioration importante à ce type de méthode. La classification du terrain qu'il propose considère deux paramètres fondamentaux pour la conception d'un ouvrage souterrain, à savoir :

- La portée active, c'est-à-dire la plus petite longueur suivante que l'on peut laisser sans soutènement:

- Soit la dimension maximale de l'excavation,
- Soit la distance entre le front de taille et le soutènement,

-Le temps de tenue de terrain sur cette portée.

La classification des ouvrages souterrains dans cette méthode est basée sur un certain nombre de paramètres quantifiables. Le paramètre le plus utilisé est l'indice de carottage modifié RQD (Rock Quality Designation). [12]

Le R.Q.D. fut proposé par DEERE en 1964. Il est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté et défini comme pourcentage de morceaux intacts de longueur supérieure à 10 cm.

$$\text{R.Q.D} = \frac{\text{longueur totale des morceaux} > 10 \text{ cm}}{\text{longueur totale du forage}} * 100 \text{ [7]}$$

Le type de soutènement est donné en fonction de RQD et de la portée du tunnel (figure III.2).

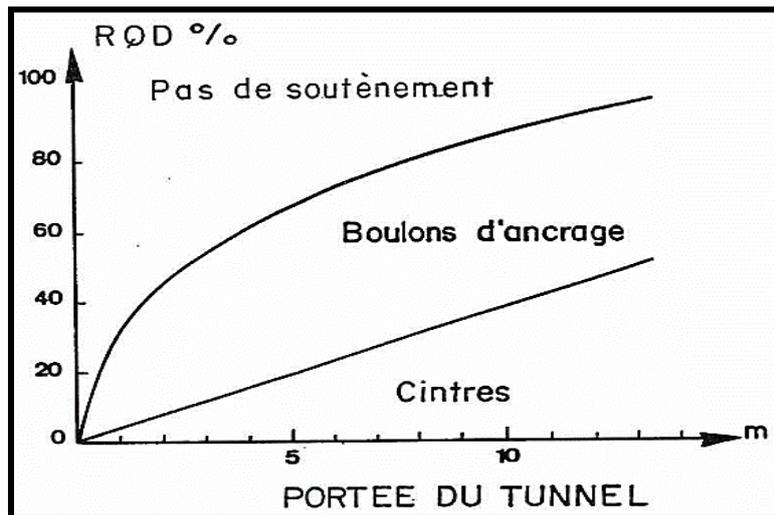


Figure III.2 : Type de soutènement en fonction du RQD et de la portée du tunnel.

III.3. Méthode de BIENIAWSKI

BIENIAWSKI a présenté sa classification du massif en 1976 en vue du dimensionnement des ouvrages souterrains, combinant cinq paramètres qui sont :

1. la résistance à la compression simple ou essai Franklin (pour les roches dures),
2. le R.Q.D. pour caractériser la qualité du rocher,
3. l'espacement des joints. Le terme joint comprend tous les types de discontinuités (stratification, schistosité, fractures, diaclases),
4. la nature des joints,
5. les venues d'eau.

Chaque paramètre reçoit une note tels que indiqué dans le tableau.5 (annexe 1).

L'indice **RMR** est la somme de cinq notes représentant la quantification de cinq paramètres caractérisant le roché et d'une note d'ajustement dépendant de l'orientation des discontinuités vis-à-vis de l'ouvrage. (Tableau.5 annexe I). [12]

III.4. Méthode de BARTON

Le principe de cette classification est le même que celui de la classification de BIENIAWSKI, c'est à dire "noter la qualité du massif rocheux par l'intermédiaire de paramètres". La qualité du massif rocheux est représentée par l'indice Q, calculé en fonction de six paramètres d'après l'expression suivante :

$$Q = \frac{R.Q.D}{J_n} \cdot \frac{J_r \cdot J_w}{J_a \cdot SRF}$$

- ✓ **R.Q.D**: Rock Quality Designation Deere.
- ✓ **J_n** : nombre de familles principales de discontinuités.
- ✓ **J_r** : rugosité des faces des joints.
- ✓ **J_w** : spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau et pression.
- ✓ **J_a** : d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage).
- ✓ **SRF** : (Stress Reduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif.

Les 5 paramètres sont donnés dans les tableaux 8, 9 et 10. (Annexe I).

Afin de pouvoir relier leur indice Q à des recommandations de soutènement dans les ouvrages souterrains, Barton & al ont défini une grandeur supplémentaire qui est la dimension équivalente (*De*) de l'excavation :

$$De = \frac{\text{largeur, diamètre ou hauteur (en m)}}{ESR}$$

De : dimension équivalente de l'ouvrage.

ESR : (Excavations Support Ratio, qui joue le rôle d'un coefficient de sécurité.

Les dimensions et la destination de l'ouvrage aboutissant à l'un des 38 numéros de catégories d'ouvrages et leurs soutènements (utilisation de la figure III.3). [12]

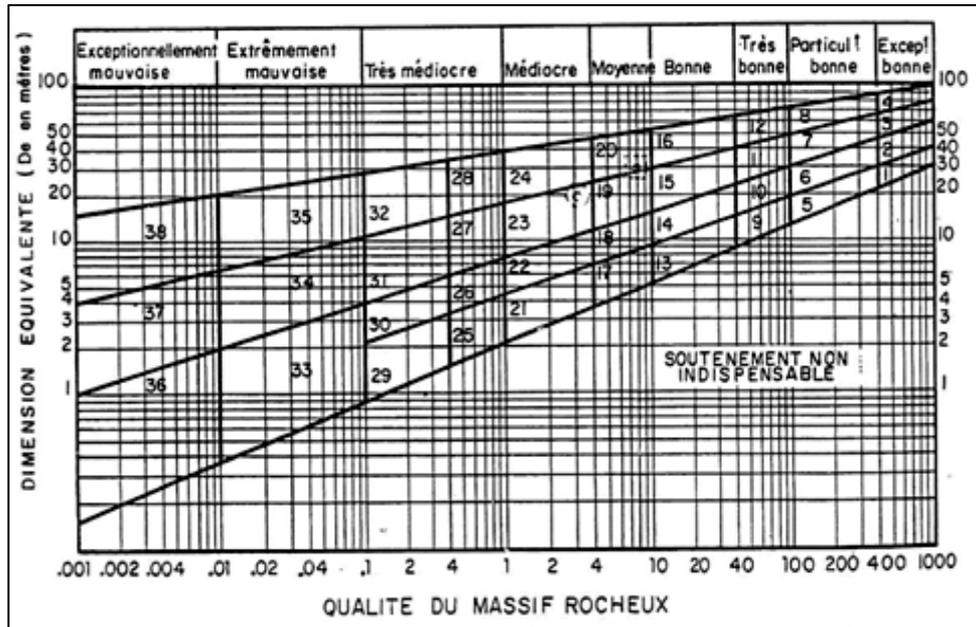


Figure III.3 : Classification de N.BARTON Relation entre Q et les catégories de soutènement.[13]

III.5. Recommandations de L’AFTES

L'Association Française des Travaux en Souterrain (L'A.F.T.E.S) a établi en 1976 des recommandations relatives au choix du type de soutènement en galerie.

Les critères retenus pour le choix du soutènement sont :

- la résistance de la roche.
- les discontinuités.
- l'altérabilité.
- les conditions hydrologiques.
- les contraintes naturelles.

Pour chaque critère de classification et pour tous les types de soutènement. Un tableau indique en fonction de la valeur du paramètre qui caractérise le critère en question, chacun des critères doit permettre de sélectionner le type de soutènement le plus approprié. **Tableau.1 et tableau.2) l'annexe(I)**, pour déterminer le type de soutènement. [14]

III.6. les résultats retenus

Les méthodes	Conditions de méthode	Type de soutènement proposé
TERZAGHI	<p>$H = (3 \text{ à } 13 \text{ m}) < 1.5 (B + H_t)$ la condition n'est pas vérifiée donc cette méthode n'est pas applicable.</p>	/
LAUFER	<p>-RQD < 25% la roche est très médiocre d'après le (tableau III.2 - annexe II). -la portée de notre tunnel est $B = 9.82 \text{ m}$.</p>	<p>D'après la figure (III.2) le soutènement proposé est des cintres.</p>
BIENIAWSKI	<p>D'après les tableaux (III. – annexe II) on trouvera que :</p> <ul style="list-style-type: none"> -$\sigma_c = (1-3 \text{ MPA}) \rightarrow N = 0$ - RQD < 25% $\rightarrow N = 3$ -Nature des joints $\leftrightarrow 1 \text{ mm}$ $N = 12$ -venues d'eau $\rightarrow N = 7$ -Espacement entre les joints $N = 5 \rightarrow$ *$N_g = 27$ entre [40-21] donc la roche est de (classe 4) roche médiocre 	<p>D'après le tableau (III.7 – annexe II) le type de soutènement est :</p> <p>Des cintres d'espacement de (0.7 – 1.5m) + béton projeté</p>
BARTON	<p>D'après les tableaux (III. – annexe II) on trouvera que :</p> <p>RQD = 10%, $J_n = 2$, $J_a = 1$, $J_w = 0.66$, $J_r = 3$, SRF = 5 donc $Q = 2$, ESR = 1.3 et $D_e = 7.7 \text{ m}$ Donc d'après la figure III.3 on</p>	<p>Le soutènement proposé d'après la catégorie 22 est :</p> <p>des cintres et le béton projeté.</p>

Les méthodes	Conditions de méthode	Type de soutènement proposé
	a détermine que le soutènement de catégorie 22 .	
Recommandation de l'AFES	D'après le tableau III. On trouvera que la roche est de classe R_{5a} puis que σ_c entre (0.5 a 6 MPA).	Donc d'après le tableau III.le soutènement proposé est cintres lourd et béton projeté .

Tableau III.1 : Résultats retenue.

III.7. Conclusion

Nous avons cerné les différentes méthodes empiriques reconnues et leurs conditions d'applications. D'après analyse des résultats de ces différents méthodes empirique, le soutènement qu'on a proposé été le choix des cintre métallique d'espacement de 0.80m et béton projeté avec un complément de treillis soudé.

III.8. Calcule des tassements de surface

Lors de l'excavation des tunnels peu profonds, des perturbations vont déséquilibrer le comportement interne du massif, créant des déformations et des déplacements du sol. Il en résulte des tassements en surface plus ou moins significatifs qui peuvent affecter la stabilité des constructions voisines (bâtiments et ouvrages d'art). L'importance de ces tassements est en relation étroite avec les conditions géologiques et hydrologiques, la profondeur de l'ouvrage souterrain et la méthode de réalisation retenue.

III.8.1. Description générale des mouvements de sol

L'origine des tassements est complexe et, comme le précise Leblais (1991) dans 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 :

- Perte de sol au front de taille.
- Déformation du soutènement du tunnel qui vient d'être exécuté suite à sa mise en charge.

A cet ensemble de mouvements de sol correspond un volume de terrain perdu que l'on nomme V_0 . En surface, on constate l'apparition d'une dépression appelée cuvette de tassement qui progresse avec l'avancement du tunnel et qui peut être reliée au volume de sol perdu V_0 . Dans la littérature, le volume de terrain perdu au niveau du tunnel V_0 est fréquemment désigné par V_s .

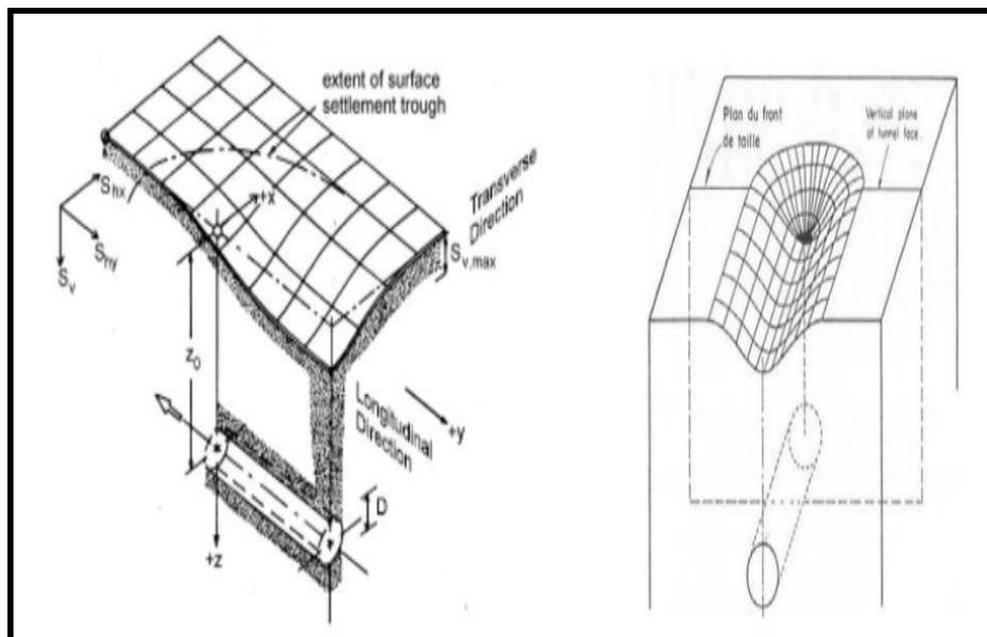


Figure III.4 : cuvette de tassement tridimensionnelle.

III.8.2. Calcul du tassement

Le calcul des tassements concerne principalement les tunnels réalisés à faible profondeur, en site urbain, ce qui est le cas du métro d'Alger. Afin de prédire les mouvements dans le sol engendrés par la construction du tunnel, les méthodes de prévision dont dispose l'ingénieur sont les suivantes :

- Méthodes empiriques basées sur de nombreuses mesures détaillées (chantiers réels, modèles réduits).
- Méthodes analytiques qui utilisent les formulations analytiques basées sur l'équation de la mécanique.
- Méthodes numériques.

III.8.2.1. Méthodes empiriques et semi-empiriques

Ces méthodes, en général, visent à estimer principalement les tassements en surface à partir d'un faible nombre de paramètres, tels que la profondeur du tunnel, son diamètre, la nature du massif et la perte de volume ou la convergence engendrée par l'excavation.

Les cuvettes de tassement sont correctement décrites par une courbe de Gauss (Peck, 1969) (Figure VII.3). La formule de Peck (1969) est la plus utilisée est comme suite :

$$s(x) = S_{max} e^{\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right)}$$

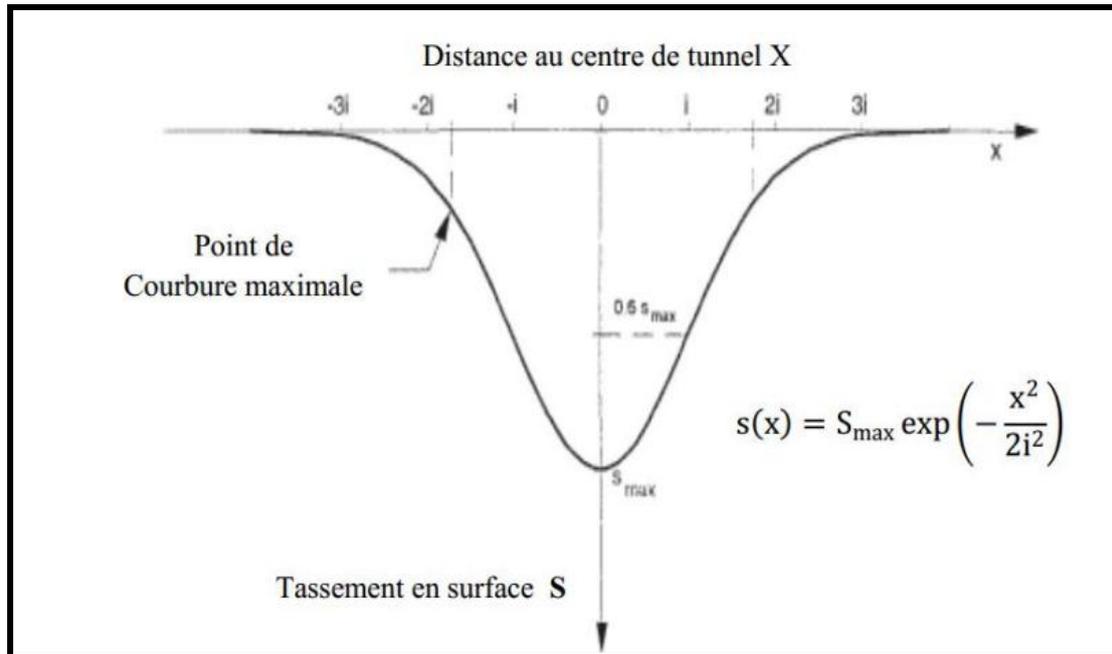


Figure III.5 : profil gaussien de la cuvette de tassement en surface.

x : représente la distance au centre de la cuvette.

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

S_{\max} : tassement maximum en surface.

i : point d'inflexion.

III.8.2.1.2. Estimation de i et de S_{\max}

La relation définissant la cuvette de tassement ne fait intervenir que les deux paramètres S_{\max} et i , lesquels suffisent en général à recaler la courbe de Gauss sur des mesures expérimentales.

Des lois empiriques reliant le paramètre « i » et les paramètres géométriques C , D , H en fonction du sol excavé. Ont été proposées par plusieurs auteurs, ces auteurs et leurs expressions est sont résumé dans un **tableau 1 (annexe II)**.

Et pour estimation de S_{\max} on utilise le **tableau 2 (annexe II)**.

III.8.2.1.3. Relation entre le déplacement en clef de tunnel et le tassement en surface

Le tassement maximum S_{\max} à la surface du sol est plus petit que celui au point supérieur du tunnel appelé $S_{\text{clé}}$. On constate donc un amortissement du déplacement entre la clé du tunnel et la surface du sol qui s'exprime par le rapport d'amortissement $S_{\max}/S_{\text{clé}}$.

- Le C.E.T.U propose une formule linéaire de :

$$\frac{S_{\max}}{S_{\text{clé}}} = k * \left(\frac{R}{H}\right)$$

Où :

R : rayon initial et **H** : profondeur du tunnel.

K est la constante d'amortissement :

$$0,1 < \mathbf{R/H} < 0,25 \quad \longrightarrow \mathbf{k} = 3$$

$$0,33 < \mathbf{R/H} < 0,5 \quad \longrightarrow \mathbf{k} = 2$$

-Atkinson(1977) propose une formule en fonction de la hauteur 0 de la couverture du sol et du diamètre du tunnel :

$$\frac{S_{\max}}{S_{\text{clé}}} = 1 - k \frac{C}{D}$$

Avec :

K= 0.57 pour les sables denses.

K= 0.13 pour l'argile surconsolidée.

III.8.4.1. Calcul du tassement maximal du terrain

*Méthode de SAGASETA (1980) :

Estimation de i :

$$i = 0.575H \quad \longrightarrow \quad \mathbf{i = 8.57m}$$

Calcul de S_{max} :

$$S_{max} = \frac{\gamma D^2}{E} (0.85 - \nu) = \frac{21 \cdot 10^2}{45 \cdot 10^3} (0.85 - 0.3) = 0.025m$$

Calcul de $S(x)$:

$$S(x) = S_{max} \exp(-x^2/2i^2)$$

Pour:

X (m)	S(x) (m)
0	0.025
5	0.021
10	0.012
15	0.0054
20	0.0016
25	0.00035
30	0.00005

Tableau III.2 : Résultats pour graphe

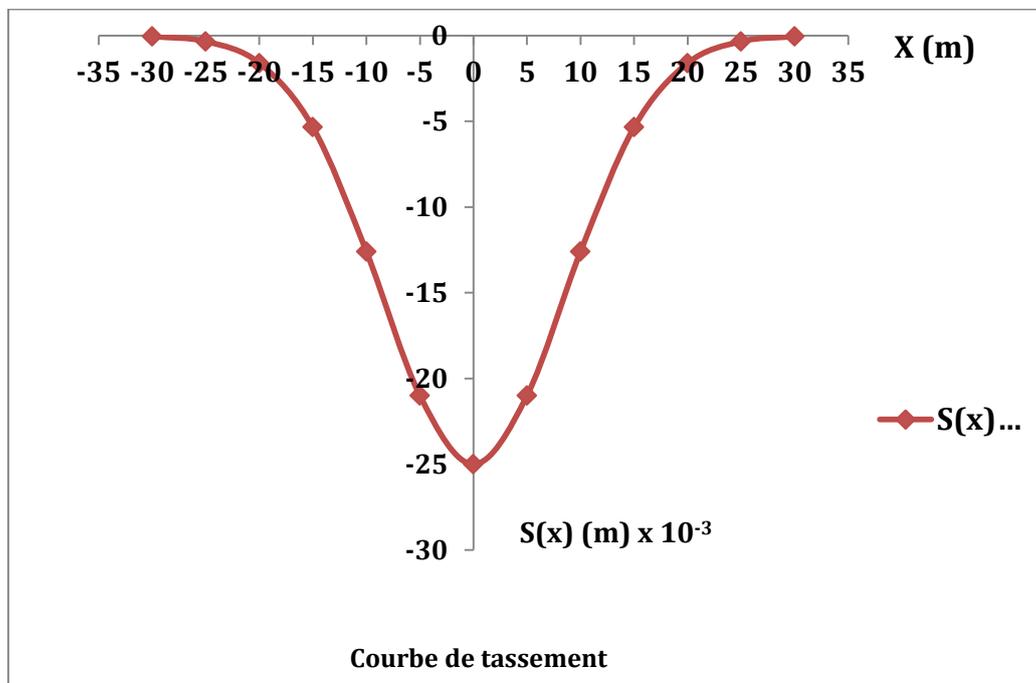


Figure III.6 : La courbe de tassement.

III.4.2. Déplacement clé de voute

Selon de CETU :

$$F_{\text{clé}} = f.T/K.R \quad [3]$$

Donc le rapport R/H est de 0.51 donc le $k = 2$

$$F_{\text{clé}} = 1.5 \cdot 10 / (2 \cdot 5.1) = 1.47 \text{ cm} = \mathbf{0.0147 \text{ m}}$$

Conclusion

On a conclu d'après les calculs analytiques et que le tassement $S_{\text{max}} = 0.025 \text{ m}$ au niveau de la clé de voute.

Chapitre IV

Calcul des sollicitations et
vérification du soutènement.

Introduction

Dans ce chapitre nous allons procéder au calcul des différentes charges agissantes sur le soutènement. Il existe plusieurs méthodes. Qui diffèrent suivant le domaine d'application, les hypothèses de base. Le calcul des réactions aux appuis et des sollicitations se fera par la méthode de la RDM qui concerne l'étude des barres courbées hyperstatiques.

IV.1. Différentes méthodes de détermination des pressions souterraines

IV.1.1. Evaluation des pressions verticales σ_v

Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la prise en compte ou non de la zone de détente. Cette zone dépend en premier lieu de la nature du terrain. Pour les terrains meubles ou peu résistants, cette zone de détente est intimement liée à la profondeur du tunnel. Dans ce cas, on utilise des méthodes qui tiennent compte de l'influence de la profondeur. Par contre dans les terrains résistants, la zone de détente est indépendante de la profondeur de l'ouvrage. Dans ce cas on utilise des méthodes qui ne tiennent pas compte de la profondeur du tunnel.

Nous aborderons dans ce qui suit quatre de ces méthodes :

IV.1.1.1. Théorie de BIERBAUMER

BIERBAUMER admet que la masse du sol chargeant le profil est délimité par une parabole de hauteur $h = \alpha.H$ et que le sol a tendance de glisser suivant un angle de $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ par rapport à l'horizontal. (Voir figure IV.1).

La contrainte verticale est égale à : $\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$

Avec :

- H : Couverture du terrain
- h : Hauteur de la parabole de charge
- α : Coefficient de réduction [15]

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{Si } H \text{ est faible (} H < 15 \text{ m).} \\ 1 - \frac{H \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{B} & \text{Si } 16m \leq H \leq 200m. \\ \tan^4 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) & \text{Si } H \text{ est très grand (} H > 200 \text{ m).} \end{cases}$$

$$B = \begin{cases} b + 2 * m * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) & \text{Section fer à cheval.} \\ 2 * R * \tan \left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4} \right) & \text{Section circulaire.} \end{cases}$$

- R : rayon de la section circulaire de la parabole de charge.
- b : la largeur de l'excavation.
- m : hauteur de l'excavation.

Notons que la pratique n'a pas confirmé l'exactitude de la théorie de **BIERBAUMER** sauf aux tunnels situés à une grande profondeur.

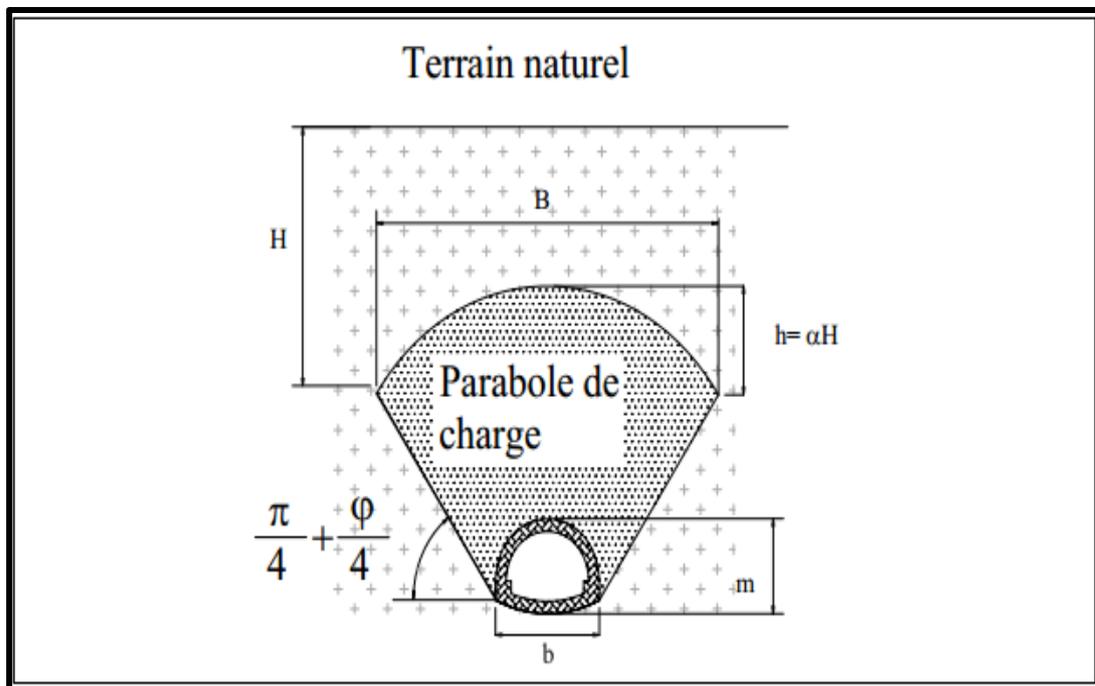


Figure IV.1 : Répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAUMER. [15]

IV.1.1.2. Théorie de TERZAGHI

Cette théorie a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux secs et pour des tunnels à moyenne profondeur et sans cohésion, mais sa validité est étendue pour des terrains cohérents. Selon la théorie de **TERZAGHI**, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravé par l'effet de voûte faisant un angle de $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ agissant le long des plans de glissement.

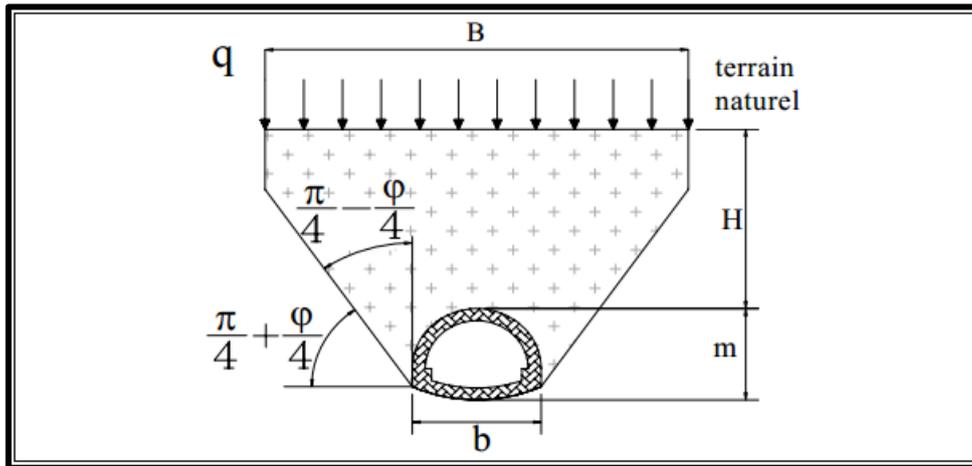


Figure IV.2 : Hypothèse de théorie de TERZAGHI.

- q : surcharge en surface.
- H : couverture de terre.
- m : hauteur de l'excavation.
- b : largeur de l'excavation.

$$\text{Avec } B = b + 2 \cdot m \cdot \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma - 2C)}{2K \tan \varphi} \left[1 - \exp\left(\frac{-2KH \tan \varphi}{B}\right) \right] + q \cdot \exp\left(\frac{-2KH \tan \varphi}{B}\right)$$

Avec :

- C : cohésion du terrain.
- φ : angle de frottement interne.
- K : Coefficient correction généralement égal à 1.

IV.1.1.3. Théorie des poids des terres

La charge verticale qui surmonte la voûte du tunnel est déterminée par une descente totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage. L'expression de la pression verticale est :

$$\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q$$

- γ_i : poids de la couche i.
- h_i : hauteur de la couche i.
- q : surcharge.

Notons que cette méthode est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prend pas en compte l'effet de voûte, d'où un surdimensionnement de l'ouvrage. (Voir figure IV.3)

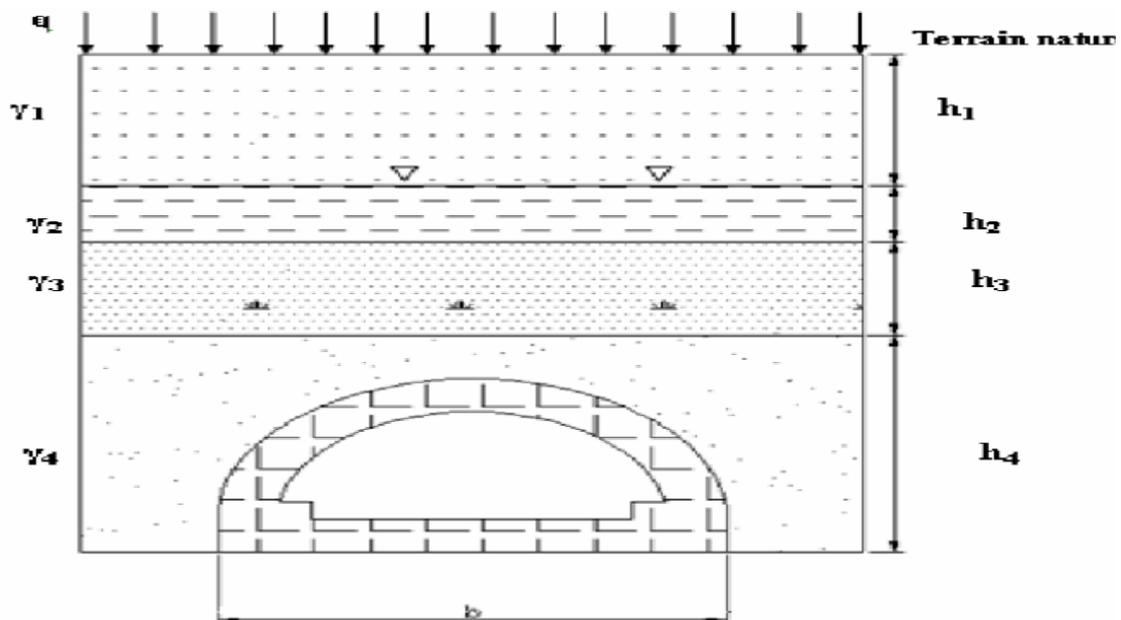


Figure IV.3: Théorie des poids des terres.

IV.1.2. Evaluation des pressions horizontales σ_h

IV.1.2.1. Méthode de TERZAGHI

Selon TERZAGHI la poussée peut être calculée approximativement par la formule :

$$\sigma_h = \begin{cases} 0.3\gamma (0.5m + H_p) & \text{Pour le cas général.} \\ \gamma * H * \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) & \text{Pour les terrains granuleux ou éboulis.} \\ \sigma_v * \frac{\nu}{1-\nu} & \text{Pour les roches de bonne tenue. (\nu : coefficient de poisson)} \end{cases}$$

H: étant la hauteur du noyau de détente, donné par :

$$H = \frac{b}{2\sin\varphi}$$

IV.1.2.2. Théorie des poids des terres

La contrainte (poussée) horizontale est donnée par :

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$$

Avec :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right] : \text{coefficient de poussée des terres.}$$

IV.1.2.3. Méthode de COULOUMB-RANKINE

Ces deux chercheurs admettent que la poussée horizontale est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale, elle est donnée par les formules suivantes :

Au niveau de la calotte :

- $\sigma_{h1} = K_a \sigma_v$ A court terme, (C'est le cas du soutènement provisoire).
- $\sigma_{h1} = K_0 \sigma_v$ A long terme, (C'est le cas du revêtement définitif).

Avec : σ_v Contrainte verticale de **TERZAGHI**.

- $K_a = \operatorname{tg}^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right]$
- $K_0 = (1 - \sin\varphi) X_1 X_2 X_3.$

Où :

X1 : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain.

X2 : Coefficient d'influence de la genèse du terrain.

X3 : Coefficient rhéologique.

Nature de terrain	X ₁	X ₂	X ₃
remblai	1.00	1.00	1.00
Argile	0.70	1.00	0.50
Sable	1.00	1.00	1.00
Marne	0.70	1.00	0.70

Tableau IV.1 : Coefficient d'influence.

Au niveau du radier :

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$$

Tels que :

$$\sigma_{h2} = \gamma m \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

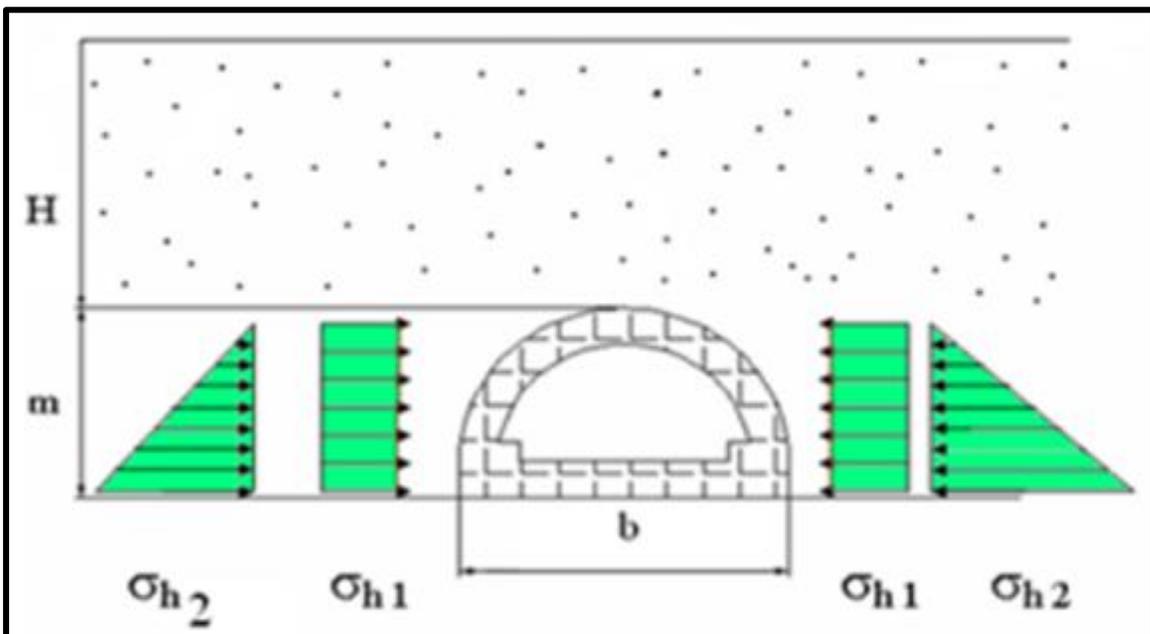


Figure IV.4: Théorie de COULOUMB-RANKINE.

IV.2. Application des différentes méthodes dans notre tunnel

IV.2.1. Charge des bâtiments résidentiels

Dans la première section du tunnel (creuse en demi-section) il n'ya pas de surcharge. Contrairement à la deuxième partie du tunnel, les édifices voisins sont pris en compte avec une surcharge de $q=40 \text{ KN/m}^2$.

IV.2.2. Charge d'installation du chantier et de trafic

Une surcharge de 20 KN/m^2 (charge trafic) sera prise en compte dans le calcul du soutènement provisoire de la première section du tunnel, la deuxième partie sera influencé é par la présence des bâtiments.

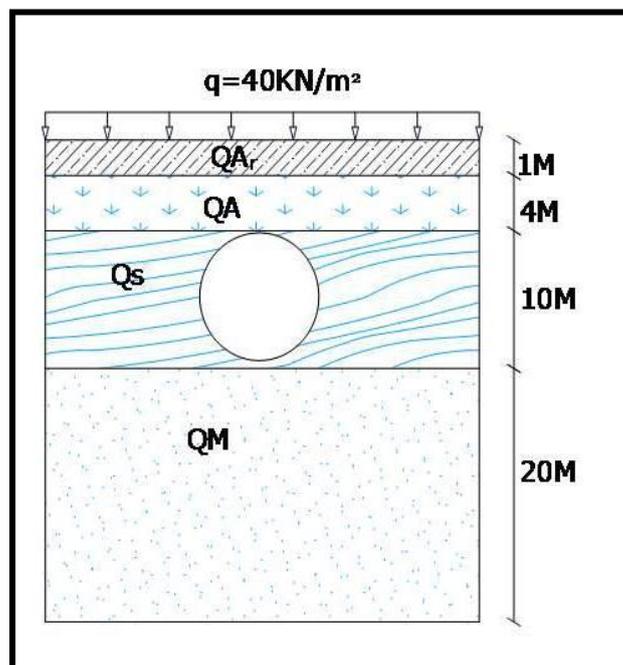


Figure IV.5 : Coupe transversale du tunnel (tronçon 2 avec présence de la surcharge des bâtiments).

Avec : Q_{Ar} : Argile sableuse rouge.

Q_A : Argile sableuse jaune.

Q_S : Sable fin.

Q_M : Marne.

IV.2.3. Méthode de TERZAGHI

Charge verticale :

La largeur de la voûte de décharge est :

$$B = b + 2 * m * \tan\left(45 - \frac{30}{2}\right)$$

Avec : $b=9.82\text{m}$, $m= 10\text{m}$, $\varphi=30^\circ$

$$B= 9.82+2*10*\tan(30)= \mathbf{21.37\text{m}}$$

➤ 1^{ère} couche QAr :

On a: $B=21.37\text{m}$, $\gamma_1= 20\text{KN/m}^3$, $\varphi_1= 26^\circ$, $C_1= 30$, $h_1=1\text{m}$, $K_1=1$

$$\sigma_{v1} = \frac{21.37*20-2*30}{2*1*\tan 26} \left[1 - \exp\left(\frac{-2*1*1*\tan 26}{21.37}\right) \right] * 1.35 + 40 \exp\left(\frac{-2*1*1*\tan 26}{21.37}\right) * 1.5$$

$$\implies \sigma_{v1} = \mathbf{80.16\text{KN/m}^2}.$$

Tel que le 1.35 et 1.5 sont des coefficients de majoration des charges.

1.35G+1.5Q

➤ 2^{ème} couche Quaternaire argileux (QA) :

$B=21.37\text{m}$; $\gamma_2= 20\text{KN/m}^3$; $\varphi_2= 26^\circ$; $C_2= 30$; $h_2=4\text{m}$; $K_2=1$

$$\sigma_{v2} = \frac{21.37*20-2*30}{2*1*\tan 26} \left[1 - \exp\left(\frac{-2*1*4*\tan 26}{21.37}\right) \right] * 1.35 + 80.16 * \exp\left(\frac{-2*1*4*\tan 26}{21.37}\right) * 1.5$$

$$\implies \sigma_{v2} = \mathbf{185.10\text{KN/m}^2}$$

$$\implies \sigma_v = \mathbf{185.10\text{KN/m}^2}$$

Charges horizontale :

Dans notre cas on utilise la formule suivante :

$$\sigma_h = 0.3\gamma (0.5\text{m} + H)$$

$$\text{Avec : } H = \frac{b}{2\sin\varphi} \implies H = \frac{9.82}{2\sin 30} = 9.82\text{m}$$

$$\sigma_h = 0.3*20(0.5*10 + 9.82)$$

$$\sigma_h = 88.92 \text{KN/m}^2.$$

IV.2.4. Théorie des poids des terres

Charge verticale :

La pression verticale selon cette méthode est :

$$\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q$$

$$\sigma_v = [(20 \cdot 1) + (20 \cdot 4)] + 40 \longrightarrow \sigma_v = 140 \text{KN/m}^2$$

Charges horizontale :

Selon la théorie des poids de terres la pression horizontale est donnée par :

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$$

$$K_a : \text{coefficient de poussée donné par : } K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.333$$

$$\sigma_h = 140 \cdot 0.333 = 46.6 \text{KN/m}^2$$

IV.2.5. Théorie de COULOMB-RANKINE

➤ Sur la calotte :

$$\sigma_{h1} = k_a \cdot \sigma_v \text{ avec } K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.333$$

σ_v : la contrainte verticale de TERZAGHI sur la voûte (calculée déjà)

$$\sigma_{h1} = 0.33 \cdot 185.10 = 61.10 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{h1} = 61.10 \text{KN/m}^2$$

➤ Sur le radier :

$$\sigma_{h2} = \gamma \cdot m \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \cdot C \cdot \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Pour plus de sécurité on néglige la cohésion ($C=0$)

$$\sigma_{h2} = 20 \cdot 10 \cdot 0.33 = 66 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{h2} = 66 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_h = 61.10 + 66 = 121.10 \text{ KN/m}^2$$

VI.2.6. Méthode retenue

Pour la charge verticale :

On opte pour la méthode de TERZAGHI vu sa fiabilité dans tous les cas possibles et sa considération de plusieurs paramètres géotechniques et géologiques, ce qui n'est pas le cas pour la théorie de BIERBAUMER applicable qu'au tunnel à grande profondeur et la théorie des poids des terres car elle ne prend pas en considération l'effet de voûte induisant un sur dimensionnement de l'ouvrage.

Pour la charge horizontale :

La méthode de TERZAGHI ne tient pas compte du terme de cohésion «C» donc un gain important en sécurité.

La méthode de coulomb-rankine utilise la pression verticale de TERZAGHI qui est la plus adapté à notre cas.

On résume les résultats calculés dans le tableau suivant :

Tronçon 2	TERZAGHI (KN/m ²)		POIDS DES TERRES (KN/m ²)		COULOMB (KN/m ²)	
	σ_v	σ_h	σ_v	σ_h	σ_v	σ_h
	185.10	88.92	140	46.6	-	$\sigma_{h1}=61.1$ $\sigma_{h2}=66$

Tableau VI.2 : Contraintes verticale et horizontale calculées avec différents méthodes.

IV.3. Calcul des réactions aux appuis

La voûte supérieure est calculée comme un arc porteur encastré à ses extrémités.

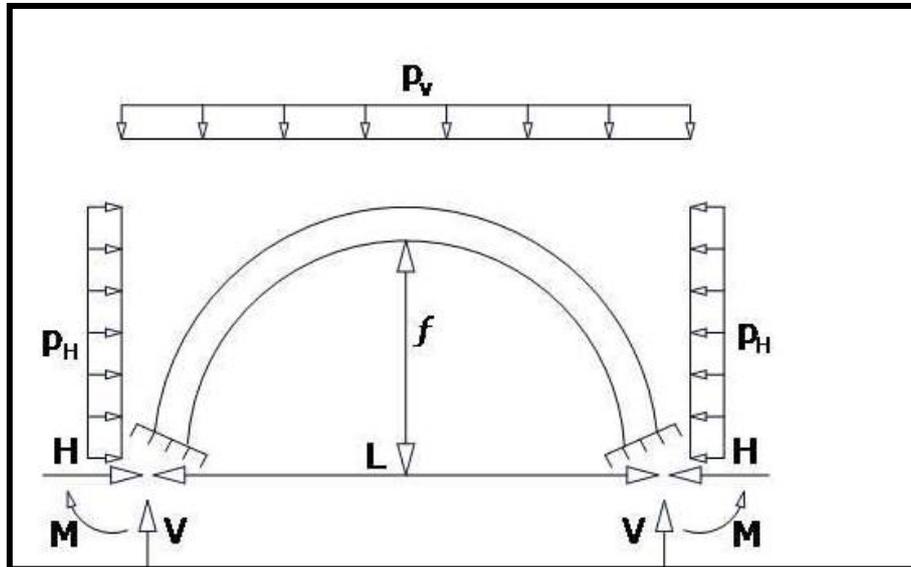


Figure IV.6 : Voûte assimilée à un arc bi-encastré.

Les réactions au niveau de la naissance seront calculées en fonction du rapport : $\frac{f}{L}$

Ce rapport nous permet de calculer les coefficients (α_M , α_H , β_M , β_H) à partir du tableau de l'annexe III.

Les réactions (H , V et M) sont données en fonction de ces coefficients comme suit :

-sous charge verticale :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_v = \alpha_M \cdot P_v \cdot L^2 \\ H_v = \alpha_H \cdot P_v \cdot L \\ V_v = P_v \cdot \frac{L}{2} \end{array} \right.$$

-sous charge horizontale :

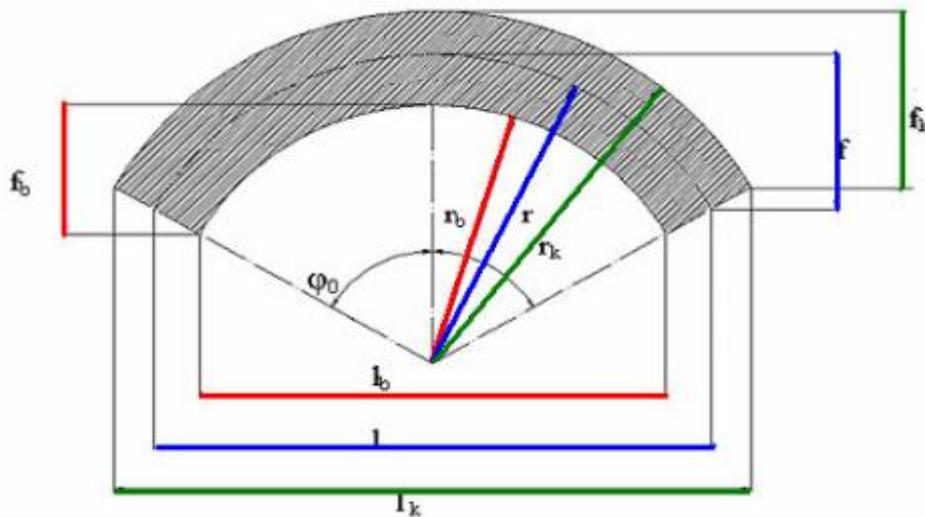
$$\left\{ \begin{array}{l} M_H = \beta_M \cdot P_H \cdot f^2 \\ H_H = \beta_H \cdot P_H \cdot f \\ V_H = 0 \end{array} \right.$$

- les sollicitations cumulées sont :

$$\begin{cases} \mathbf{M}_f = \mathbf{M}_v + \mathbf{M}_H \\ \mathbf{H}_f = \mathbf{H}_v + \mathbf{H}_H \\ \mathbf{V}_f = \mathbf{V}_v + \mathbf{V}_H \end{cases}$$

Les différentes dimensions sont :

$$r_k = 5.40\text{m}, r_b = 5.10\text{m}, r = 5.25\text{m}.$$



$$f = r (1 - \cos\varphi) = 2.63\text{m}.$$

$$f_k = r_k (1 - \cos\varphi) = 2.7\text{m}.$$

$$f_b = r_b (1 - \cos\varphi) = 2.55\text{m}.$$

$$L = 9.10 \text{ m et } f = 2.63 \text{ m} \longrightarrow \frac{f}{L} = 0.28 \approx 0.30$$

Les réactions au niveau de la naissance seront calculées en fonction du rapport « f / l » en utilisant le tableau.3 (annexe II).

D'après le tableau.3 (annexe II) on a :

$$\alpha_M = 0.01010$$

$$\alpha_H = 0.4415$$

$$\beta_M = -0.01010$$

$$\beta_H = -0.4415$$

p_v (KPa)	p_h (KPa)	Sous la charge verticale (KPa)			Sous la charge horizontale (KPa)			Sollicitations cumulées(KPa)		
		M_v	H_v	V_v	M_H	H_H	V_H	M_f	H_f	V_f
185.1	127.1	154.81	743.67	842.2	-	-510.64	0	48.51	233.03	842.2

IV.4. Ecriture de l'équation de l'arc

L'arc est une parabole d'équation donnée par : $y(x) = ax^2 + bx + c$

A partir de condition aux limites, on détermine les constants a, b et c de l'équation ci-dessus :

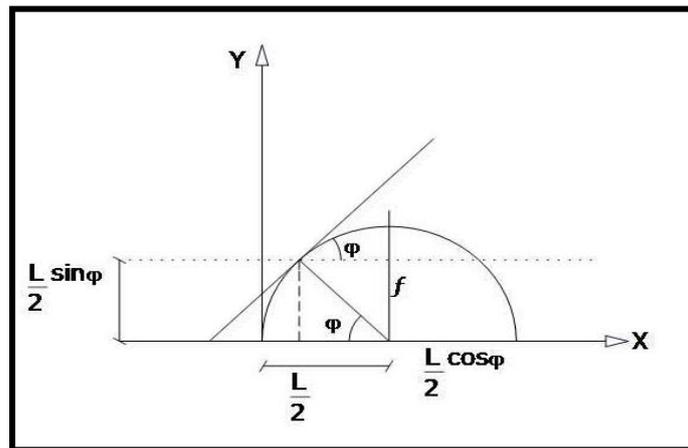


Figure IV.7 : Variation de α en fonction de θ .

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{Pour } x = \frac{L}{2} \implies y\left(\frac{L}{2}\right) = f \iff a\left(\frac{L^2}{4}\right) + b\left(\frac{L}{2}\right) = f \\
 \text{Pour } x = L \implies y(L) = 0 \iff aL^2 + bL = 0 \\
 \iff a = \frac{-b}{L}
 \end{array} \right\} \implies \mathbf{b = \frac{4f}{L} \text{ et } a = -\frac{4f}{L^2}}$$

Donc on peut définir l'équation d'arc comme suit :

$$y(x) = \left(-\frac{4f}{L^2}\right) \cdot x^2 + \left(\frac{4f}{L}\right) \cdot x \iff \mathbf{y(x) = \left(\frac{4f}{L^2}\right) \cdot x \cdot (x-L)} \dots \dots \dots \mathbf{(I)}$$

On cherche x et y en fonction de θ : on a

$$\begin{cases} y(\alpha) = \frac{L}{2} \sin\alpha \\ x(\alpha) = \frac{L}{2} (1 - \cos\alpha) \end{cases} \quad \text{Il résulte} \quad \begin{cases} y(\theta) = \frac{L}{2} \cos\theta \\ x(\theta) = \frac{L}{2} (1 - \sin\theta) \end{cases}$$

Avec
$$\begin{cases} \cos\alpha = \cos(\pi/2 - \theta) = \sin\theta \\ \sin\alpha = \sin(\pi/2 - \theta) = \cos\theta \end{cases}$$

On remplace dans l'équation(I) l'expression de x(θ), on aura l'expression de y(θ) suivante :

$$Y(\theta) = 2f/L \cdot L/2(1 - \sin\theta) \left[\frac{L}{2} + \sin\theta \right] \implies y(\theta) = \frac{2f}{L} \left[\frac{L}{2} + \left(\frac{L}{2} - \sin\theta \right) \cdot \sin\theta \right]$$

Donc les expressions de y(θ) et x(θ) sont données par :

$$\begin{cases} y(\theta) = \frac{2f}{L} \left[\frac{L}{2} + \left(\frac{L}{2} - \sin\theta \right) \cdot \sin\theta \right] \\ x(\theta) = \frac{L}{2} (1 - \sin\theta) \end{cases}$$

x(θ) et y(θ) sont calculés d'une manière automatique en utilisant l'Excel.

α	Θ	cos θ	sin θ	X(θ)	Y(θ)
0	90	0	1	0	4.70
15	75	0.2588	0.9659	0.1551	4.65
30	60	0.5	0.8660	0.6097	4.49
45	45	0.7071	0.7071	1.3327	4.22
60	30	0.8660	0.5	2.28	3.81
90	0	1	0	4.55	2.64

Tableau IV.3: Résultats de x(θ) et y(θ).

IV.5. Calcul des efforts internes

On procède dans cette méthode au calcul des efforts internes (les diagrammes N, M, T) sous la charge verticale et horizontale séparément pour enfin trouver les diagrammes finaux (cumulés) par

l'utilisation du principe de la superposition, c'est-à-dire, on combine par sommation les diagrammes de N, M, T qui résultent des charges verticale et horizontale.

Pour des raisons de symétrie, on se limitera à considérer qu'une demi-section de l'arc dans les calculs.

-Sous charge verticale :

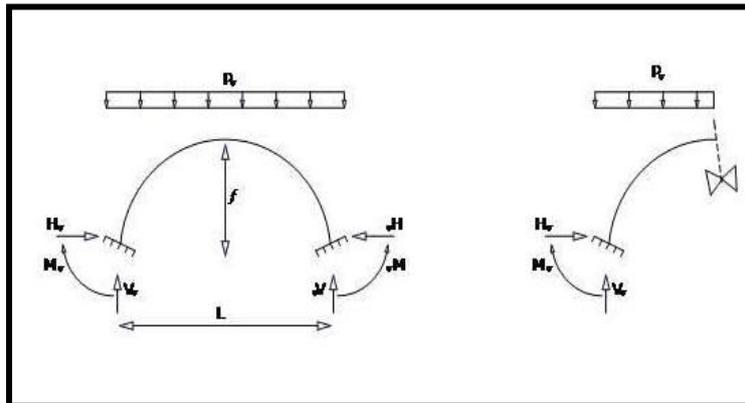


Figure IV. 8: Arc sous charge verticale (P_v).

Pour déterminer les efforts internes, on utilise la méthode des sections. Dans les poutres et portique on utilise les coordonnées cartésiennes, et dans les arcs (barres courbées) on utilise les coordonnées polaires.

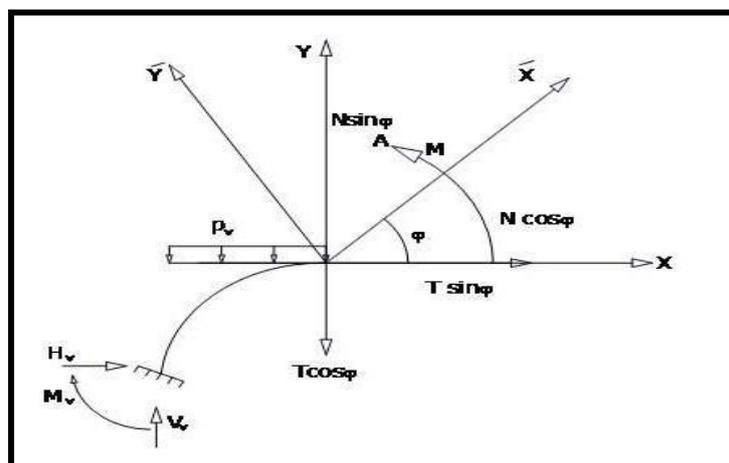


Figure IV. 9: Détermination des efforts internes sous charge verticale.

Il résulte d'après le principe fondamental de la statique :

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \implies H_v + N \cdot \cos\theta + T \cdot \sin\theta = 0 \dots\dots\dots(1) \\ \sum F_y = 0 \implies V_v + N \cdot \sin\theta + T \cdot \cos\theta - P_v \cdot x = 0 \dots\dots\dots(2) \\ \sum M/G = 0 \implies M - M_v - V_v \cdot x + H_v \cdot y + P_v \cdot x^2/2 = 0 \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\begin{cases} (1) \cdot \cos\theta \implies H_v \cdot \cos\theta + N \cdot \cos\theta \cdot \cos\theta + T \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta = 0 \dots\dots\dots(1)' \\ (2) \cdot \sin\theta \implies V_v \cdot \sin\theta + N \cdot \sin\theta \cdot \sin\theta + T \cdot \cos\theta \cdot \sin\theta - P_v \cdot x \cdot \sin\theta = 0 \dots\dots\dots(2)' \end{cases}$$

$$(1)' + (2)' \implies H_v \cdot \cos\theta + V_v \cdot \sin\theta + N (\cos^2\theta + \sin^2\theta) - P_v \cdot x \cdot \sin\theta = 0$$

Donc
$$N = -H_v \cdot \cos\theta - V_v \cdot \sin\theta + P_v \cdot x \cdot \sin\theta$$

$$\begin{cases} (1) \cdot \sin\theta \implies H_v \cdot \sin\theta + N \cdot \cos\theta \cdot \sin\theta + T \cdot \sin\theta \cdot \sin\theta = 0 \dots\dots\dots(1)'' \\ (2) \cdot \cos\theta \implies V_v \cdot \cos\theta + N \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta + T \cdot \cos\theta \cdot \cos\theta - P_v \cdot x \cdot \cos\theta = 0 \dots\dots\dots(2)'' \end{cases}$$

$$(1)'' + (2)'' \implies T = -H_v \cdot \sin\theta + V_v \cdot \cos\theta - P_v \cdot x \cdot \sin\theta$$

Les efforts internes dans une section de l'arc sont données par :

$$\begin{cases} N_v(x,\theta) = -H_v \cdot \cos\theta - V_v \cdot \sin\theta + P_v \cdot x \cdot \sin\theta \\ T_v(x,\theta) = -H_v \cdot \sin\theta + V_v \cdot \cos\theta - P_v \cdot x \cdot \sin\theta \\ M_v(x,\theta) = M_v + V_v \cdot x - H_v \cdot y - P_v \cdot x^2/2 \end{cases}$$

Les résultats obtenues sont résumés dans le tableau suivant :

		$P_v = 185.10 \text{ (KN/m}^2\text{)}$		
α	θ	$N_v \text{ (KN)}$	$T_v \text{ (KN)}$	$M_v \text{ (KN.m)}$
0	90	-842,2	-743,67	-3340.44
15	75	-978,248975	-528,079526	-3174.9
30	60	-1003,51736	-320,651057	-2705.1
45	45	-947,038284	-104,758824	-2025.5
60	30	-854,22546	146,4962	-1239.48
90	0	-743,81	842,2	107.52

Tableau IV.4 : Résultats de N, M et T sous charge verticale.

-Sous charge horizontale :

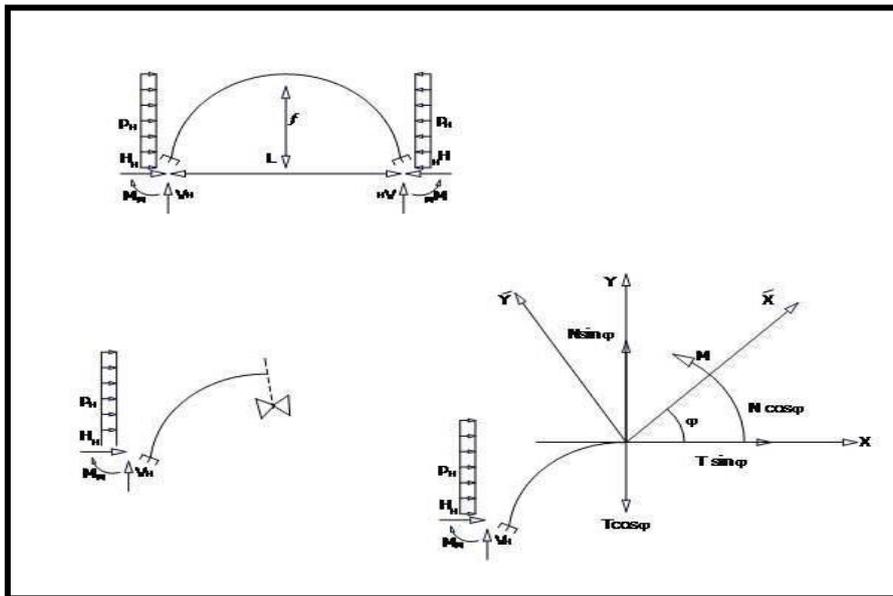


Figure IV.10 : Détermination des efforts internes sous charge horizontale.

En procédant de la même façon sous charge horizontale, on obtient les équations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F_x = 0 \Rightarrow H_H + N \cdot \cos\theta + T \cdot \sin\theta + P_H \cdot y = 0 \dots\dots\dots(1) \\ \sum F_y = 0 \Rightarrow V_H + N \cdot \sin\theta - T \cdot \cos\theta = 0 \dots\dots\dots(2) \\ \sum M/G = 0 \Rightarrow M = -M_H + V_H \cdot x - H_H \cdot y - P_H \cdot y^2/2 = 0 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

En combinant (1) et (2) et en remplaçant H_h , V_h , M_h dans les équations (1), (2) et (3), on obtient les efforts suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_h(x,\theta) = -V_H \cdot \sin\theta - (P_v \cdot y + H_H) \cdot \cos\theta. \\ T_h(x,\theta) = - (H_H + P_H \cdot y) \sin\theta + V_H \cdot \cos\theta. \\ M_h(x,\theta) = M_H + V_H \cdot x + H_H \cdot y - P_H \cdot y^2/2. \end{array} \right.$$

Calcul des sollicitations et vérification du soutènement

Les résultats obtenues sont résumés dans le tableau suivant :

		$P_h = 127.10 \text{ (KN/m}^2\text{)}$		
α	Θ	$N_h \text{ (KN)}$	$T_h \text{ (KN)}$	$M_h \text{ (KN.m)}$
0	90	0	-86,73	-3910.1
15	75	-90,59941	-77,6342125	-3854.88
30	60	-160,2295	-51,993774	-3680.3
45	45	-191,257822	-18,1880262	-3392.9
60	30	-73,940812	13,1945	-2974.33
90	0	21,976	0	-1897.3

Tableau IV.5 : Résultats de M, N et T sous la charge horizontale.

Les sollicitations combinées seront calculées comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_C = N_V + N_H \\ T_C = T_V + T_H \\ M_C = M_V + M_H \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

α	θ	$N_C \text{ (KN)}$	$T_C \text{ (KN)}$	$M_C \text{ (KN.m)}$
0	90	-842,2	-830,4	-7250,5
15	75	-1068,848	-605,7137	-7029,8
30	60	-1163,747	-372,6448	-6385,4
45	45	-1138,296	-122,9469	-5418,4
60	30	-928,1663	159,6907	-4213,8
90	0	-721,834	842,2	-1789,8

IV.6. Evaluation de la pression de soutènement agissant au niveau du radier

La poussée géologique et la poussée de gonflement se manifestant aussi bien au radier qu'aux pieds droits. Plusieurs chercheurs ont tenté de définir ce phénomène .nous en exposerons la plus important méthode à savoir celle donnée par TSIMBARIEVITCH.

IV.6.1. Méthode de TSIMBARIEVITCH

Cette méthode se base sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée. Sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses de terrains latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de butée des terrains situés.

Le phénomène est résumé dans le schéma suivant :

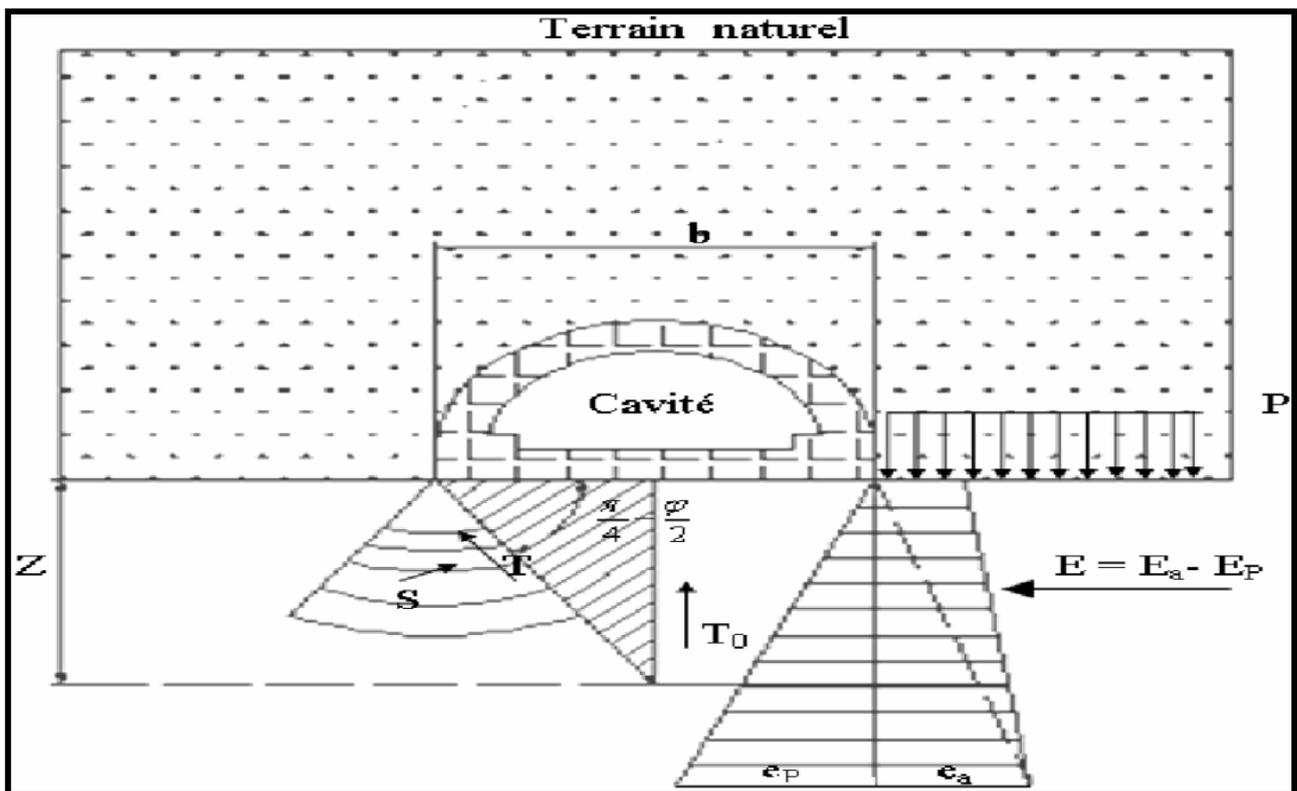


Figure IV.11: Méthode de TSIMBARIEVITCH. [15]

La poussée des terres est égale à la butée ($E_a=E_p$), à une profondeur Z donnée par :

$$Z = \frac{P \times K_a - 2C \times (\sqrt{kp} - \sqrt{ka})}{\gamma \times (kp - ka)}$$

La poussée des terres (poussée active) est :

$$E_a = (P + \gamma \times Z) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Simultanément à la même profondeur Z , la grandeur de la butée des terres (poussée passive) est :

$$E_p = (\gamma \times Z) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{ctg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Avec :

$$\begin{cases} K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \\ K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \end{cases}$$

$$P = \sum h_i \times \gamma_i + q$$

K_a : coefficient de poussée des terres

K_p : coefficient de butée des terres.

$$E = E_a - E_p = \frac{\gamma Z}{2} \times (Z + 2H) \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - (\gamma Z^2 / 2) \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

L'effort horizontal agissant dans le sens de l'excavation peut être décomposé en deux composantes **T** parallèle et **S** perpendiculaire à la série des plans de glissements.

$$T = E \times \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$S = E \times \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts venant des deux cotés on obtient une résultante T_0 :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \times \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

La résultante T_0 exerce son action dans l'axe central et elle est verticale. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée par une surcharge q , soit par une forme en contre voûte du radier, la charge q doit être répartie sur une longueur « Y » calculée par l'équation suivante :

$$Y = \frac{Z}{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

Ainsi la contrainte provoquée sous le radier est :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} = \frac{T_0}{Z} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad [3]$$

IV6.2. Vérification du non soulèvement

Il faut s'assurer aussi que l'on ne doit pas dépasser l'état limite de rupture au niveau du radier donné par la relation suivante :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} \leq \left[\frac{4c}{(1-\sin\varphi)} \right] (2 + \sin\varphi) \cos\varphi \quad [3]$$

Application numérique

On a: $\varphi=30^\circ$, $\gamma=21 \text{ KN/m}^2$, $c= 10$, $H= 5\text{m}$

$$K_a= 0.33, \quad K_p= 3$$

$$P= 140+10*21= 350\text{KN/m}^2 \quad Z= 1.65\text{m} \quad \left. \vphantom{P} \right\} \implies E=19.15 \text{ KN/m}^2$$

$$T_0= \frac{2*19.15}{\cos 30} \times \sin^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) \implies T_0= 11.01\text{KN/m}^2$$

$$Y= \frac{1.65}{\tan\left(45 - \frac{30}{2}\right)} \implies Y= 2.85\text{m}$$

$$\sigma = \frac{11.01}{2.85} \implies \sigma= 3.86\text{KN/m}^2$$

Vérification de non soulèvement:

$$\frac{4*10}{(1-\sin 30)} (2 + \sin 30) \cos 30 = 173.21\text{KN/m}^2$$

3.86 < 173.21 donc pas de soulèvement du radier.

IV.6.3. Calcul de la portance max du cintre :

La portance du cintre HEB160 est calculée par la relation suivante :

$$P_S^{\text{cintre}} = 100 * (f_u * A / R * a)$$

La distance max entre deux cintres est calculée par la formule suivante :

$$a_{\text{max}} = \min \left\{ (1.1 * f_{bu}) / f_{buf}, 1.1 * f_u / f_y \right\}$$

Tels que:

- f_{bu} : contrainte de béton à 28 jours : $f_{bu} = (0.85 * f_{cj}) / Q * \gamma_b = 0.6 * 25 = 15 \text{Mpa}$

- f_{buf} : contrainte béton du au fluage (MPa) : $f_{buf} = (0.85 * f_{cj}) / \gamma_f * \gamma_b = 0.42 * 25 = 10.5$

f_u : résistance à la traction = 360MPa.

f_y : résistance limite élasticité = 235MPa

Donc $a_{\text{max}} = \min (1.57, 1.68)$ donc $a_{\text{max}} = 1.6\text{m}$ c'est la distance entre le cintre et le front de taille donc la largeur du 2^{eme} cintre est compris dans cette distance.

Tel que :

R : rayon du tunnel = 5.10m

a : distance entre cintre qui est de 0.8m

A : section du profilé HEB160 = 0.00543m²

$$P_S = 47.912 \text{t/m}^2 = 479.12 \text{KN/m}^2$$

⇒ Et $P_V = 185.10 \text{KN/m}^2$ (déjà calculer) donc $P_S > P$. Donc le choix du cintre est **vérifié**.

Conclusion

On a procédé aux calculs des charges et des efforts internes (sollicitations). Les charges sont calculées par trois méthodes différentes, et l'estimation des efforts internes dans les cintres à été faite en décomposant de la charge totale (naturelle) en deux charges l'une horizontale et l'autre verticale et qui combinées par la suite.

VI.7. Vérification du soutènement

Le soutènement provisoire doit garantir une stabilité des parois des excavations contre d'éventuels risques d'éboulement pendant l'exécution des travaux de creusement, ainsi il doit reprendre les efforts dus à la libération des contraintes dans le sol.

Chaque élément de soutènement provisoire doit être vérifié (béton projeté et cintres métalliques) avec les sollicitations calculées après l'application des charges horizontales et verticales.

IV.7.1. Constitution du soutènement provisoire

Notre soutènement est constitué de cintres métalliques de type HEB 160 couvert par du béton projeté remplissant l'espace (a) entre les cintres avec une épaisseur (e).

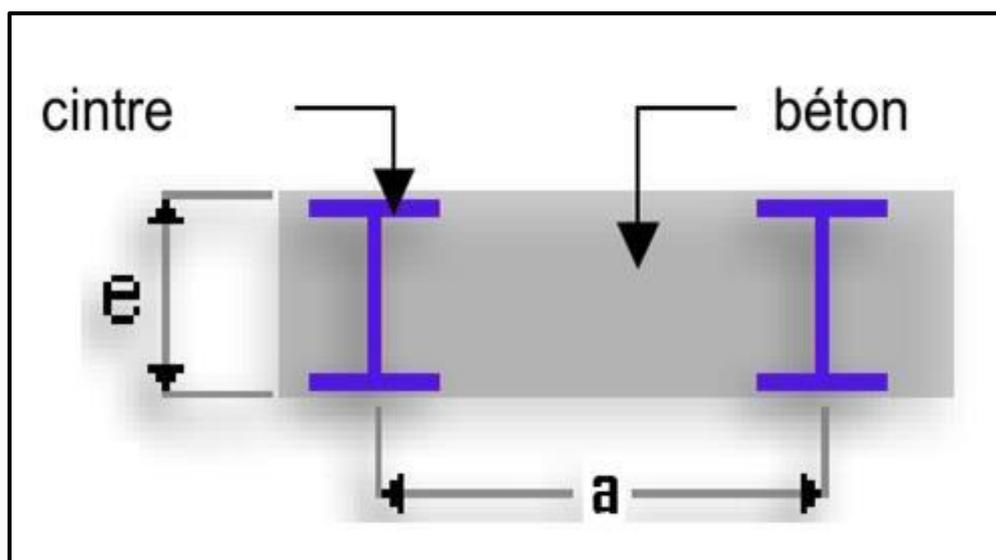


Figure IV.12 : cintre HEB enfuie dans du béton projeté. [16]

- e: L'épaisseur du béton projeté égale à 30cm.
- a: espacement entre axes de deux cintres (ou 0.8m).

IV.7.2. Calcul de la section équivalente

On prend une section de $1\text{m} * e$

Épaisseur du béton projeté : $e = 30\text{ cm}$

▪ **béton projeté :**

$$E = 10^7 \text{ Kpa} \quad S = 0,3 * 1 = 0,3 \text{ m}^2$$

$$E * S = 3.10^6 \text{ KN}$$

$$E * I = E * \frac{L.e^3}{12} = 10^7 * \frac{1*0,3^3}{12} = 75000 \text{ KN.m}^2$$

▪ **Cintre HEB 160:**

$$E = 21.10^7 \text{ Kpa} \quad S = 54.3.10^{-4} \text{ m}^2 \quad I = 2492*10^{-8}$$

$$E * S = 1.11*10^5 \text{ KN}$$

$$EI = 5233.2 \text{ KN.m}^2$$

▪ **La combinaison :**

$$(E*S)_{eq} = \sum E_i * S_i = 3.10^6 + 1,11.10^5 = 3,111.10^6 \text{ KN} \dots\dots(1)$$

$$(E * I)_{eq} = 6666,67 + 5233.2 = 11899.87 \text{ KN.m}^2$$

On a un solide équivalent d'épaisseur et de module élastique équivalent (e_{eq} , E_{eq}) : On aura donc :

$$(E * I)_{eq} = E_{eq} * \frac{L.e_{eq}^3}{12} = 11899.87$$

$$E_{eq} * e_{eq}^3 = 142798.44 \quad \longrightarrow \quad (L=1m) \dots\dots (1)$$

$$\text{D'après l'équation (1) on a : } e_{eq} * 1 * E_{eq} = 2111000 \dots\dots\dots(2)$$

On trouve :

$$e_{eq} = 26,00 \text{ cm} \sim 30 \text{ cm} \text{ et } E_{eq} = 8119230.77 \text{ KPa}$$

La vérification sera faite à l'ELS, en fissuration très préjudiciable.

IV.7.3. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et le béton projeté

IV.7.3.1. Rigidité des cintres métalliques

- A la compression :

$$E_s \cdot A'_s = \frac{E_s \cdot A_s}{a} \quad [16]$$

- A la flexion :

$$E_s \cdot I'_s = \frac{E_s \cdot I_s}{a}$$

Où :

E_s : Module d'élasticité du cintre.

A_s : Section du profilé.

I_s : Moment d'inertie du profilé.

a : distance entre les cintres.

IV.7.3.2. Rigidité du béton projeté

- A la compression :

$$E_{bj} \cdot A'_b = \frac{E_b \cdot A_b}{a} \quad [16]$$

- A la flexion :

$$E_{bj} \cdot I'_b = \frac{E_b \cdot I_b}{a}$$

Où :

E_{bj} : Module d'élasticité du béton.

A_s : Section du béton.

$I_s = \frac{a \cdot e^3}{12}$: Moment d'inertie de la section du béton.

a : distance entre deux cintres.

On aura θ_n et θ_m comme rapport de rigidité entre le béton et l'acier:

$$\theta_n = \frac{E_b * A'_b}{E_s * A'_s} \quad \text{et} \quad \theta_m = \frac{E_b * I'_b}{E_s * I'_s} \quad [16]$$

IV.7.3.3. Rigidité de la combinaison

➤ A la compression :

$$E_z * A'_z = E_s * A'_s + E_b * A'_b = E_s * A'_s (1 + \theta_n)$$

➤ A la flexion:

$$E_z * I'_z = E_s * I'_s + E_b * I'_b = E_s * I'_s (1 + \theta_m)$$

IV.7.3.4. Répartition des efforts pour le béton

$$M_{bt} = \frac{E_b * I'_b}{E_b * I'_b + E_s * I'_s} * M = \frac{\frac{E_b * I'_b}{E_s * I'_s}}{\frac{E_b * I'_b}{E_s * I'_s} + \frac{E_s * I'_s}{E_s * I'_s}} * M = \left[\frac{\theta_m}{\theta_m + 1} \right] M \quad [16]$$

$$N_{bt} = \frac{E_b * A'_b}{E_b * A'_b + E_s * A'_s} * N = \frac{\frac{E_b * A'_b}{E_s * A'_s}}{\frac{E_b * A'_b}{E_s * A'_s} + \frac{E_s * A'_s}{E_s * A'_s}} * N = \left[\frac{\theta_n}{\theta_n + 1} \right] N$$

IV.7.3.5. Répartition des efforts pour l'acier

$$M_s = \frac{E_s * I'_s}{E_b * I'_b + E_s * I'_s} * M = \frac{\frac{E_s * I'_s}{E_s * I'_s}}{\frac{E_b * I'_b}{E_s * I'_s} + \frac{E_s * I'_s}{E_s * I'_s}} * M = \left[\frac{1}{\theta_m + 1} \right] M$$

$$N_{st} = \frac{E_s * A'_s}{E_b * A'_b + E_s * A'_s} * N = \frac{\frac{E_s * A'_s}{E_s * A'_s}}{\frac{E_b * A'_b}{E_s * A'_s} + \frac{E_s * A'_s}{E_s * A'_s}} * N = \left[\frac{1}{\theta_n + 1} \right] N$$

M et N sont les valeurs du moment fléchissant maximum et de l'effort normal correspondant à la section équivalente de soutènement.

IV.8. Vérification des contraintes à L'ELS

IV.8.1. Contrainte normale

- Dans le béton projeté on vérifie :

$$\sigma_b = \gamma_b \frac{N_b}{A'_b} \pm \frac{M_b}{W'_b} < \overline{\sigma_{bc}} \quad [16]$$

$$W'_{b=} \frac{W_b}{a} = W_b = \frac{I}{y} \quad \text{avec } (a = 1\text{m})$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{cj}$$

- Dans l'acier on vérifie :

$$\sigma_s = \gamma_f \left(\frac{N_s}{A'} \pm \frac{M_s}{W'} \right) < \sigma_e$$

A' : section de cintre HEB160.

w' : Module de résistance de cintre HEB160.

$$\sigma_e = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

V.8.2. Vérification du cisaillement du béton projeté

La condition à Vérifier est :

$$\tau = \frac{T_b^{\max}}{a \cdot d} < \tau_{\lim} \quad [16]$$

Avec : $\tau_{\lim} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$ et

IV.8.3. Vérification du cisaillement du cintre

La contrainte tangentielle (τ) due à l'effort tranchant T est donnée par :

$$\tau = \frac{T_s \times S}{I_{x-x} \times \delta} < \tau_{lim}$$

I_{x-x} : Moment d'inertie du profilé

S : Moment statique de la demi-section de cintre.

δ : Épaisseur de l'âme du profilé.

IV.9. Application au tronçon d'étude

V.9.1. Rigidité des cintres métalliques :

- Rigidité à la compression :

$$\begin{aligned} \frac{E_s * A_s}{a} &= \frac{21 \times 10^7 \times 54.3 \times 10^{-4}}{1} \\ &= 1.1403 \times 10^6 \text{KN/m} \end{aligned}$$

- Rigidité à la flexion :

$$\begin{aligned} \frac{E_s * I_s}{a} &= \frac{21 \times 10^7 \times 2492 \times 10^{-8}}{1} \\ &= 5233.2 \text{ KN. m} \end{aligned}$$

V.9.2. Rigidité du béton projeté

Section équivalente béton-projeté + treillis soudé :

$$I_{eq} = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

d : La distance entre l'axe neutre de treillis soudé et la fibre extrême du béton.

A_s : Section d'acier en treillis soudé en cm^2 par mètre linéaire

$$A_s = 6\Phi 8 = 6 \times 0,503 = \mathbf{3.02 \text{ cm}^2}$$

$$I_{eq} = \frac{1 \times 0.3^3}{12} + 15 \times 3.02 \times 10^{-4} \left(\frac{0.3}{2} - 0,27 \right)^2$$

$$I_{eq} = 2.31 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$A_{eq} = bh + 15A_s$$

$$A_{eq} = 1 \times 0.3 + 15 \times 3.02 \times 10^{-4}$$

$$A_{eq} = \mathbf{0.304 \text{ m}^2}$$

- **Rigidité à la compression :**

$$E_b = 11000 \times \sqrt{25}$$

$$E_b = \mathbf{3.22 \times 10^7 \text{ kPa}}$$

$$\frac{E_b A_b}{a} = \frac{3.22 \times 10^7 \times 1 \times 0.304}{1}$$

$$= \mathbf{9,78 \times 10^6 \text{ KN/m}}$$

- **Rigidité à la flexion :**

$$\frac{E_b I_b}{a} = \frac{3.22 \times 10^7 \times 2.31 \times 10^{-3}}{1} = \mathbf{74382 \text{ KN.m}}$$

	à la compression	à la flexion	θ_n	θ_m
Rigidité du béton projeté	$9.78 \times 10^6 \text{ (KN/m)}$	$1.14 \times 10^6 \text{ (KN/m)}$	8.57	14.21
Rigidité de cintre mécanique HEB 160	74382 KN.m	5233.2 KN.m		

Tableau IV.6 : Résultats obtenus.

IV.9.3. Vérification des contraintes

IV.9.3.1. Efforts internes :

D'après le calcul numérique on a :

$$M^{\max} = 235.28 \text{ KN.m} \quad N^{\max} = -383.23 \text{ KN} \quad T^{\max} = 206.65 \text{ KN.}$$

-Béton projeté :

$$W'_b = \frac{2.25 \times 10^{-3}}{0.3/2} = 1.5 \times 10^{-2}$$

M_{bt} (KN. m)	N_{bt} (KN)	σ_b (Kpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Kpa)	Etat des contraintes
219.81	-343.19	-2820.80	15000	Vérifié

-Cintre :

M_s (KN. m)	N_s (KN)	σ_s (Kpa)	σ_e (Kpa)	Etat des contraintes
15.46	-40.04	1646.8	1844.45	Vérifié

$$W' = \frac{W}{a} = W = 311 \times 10^{-6} \text{m}^3 : \text{Module de résistance}$$

VI.9.3.2. Vérification du cisaillement :

$$T = 206.65 \text{ KN}$$

1. Béton projeté

$$\text{Ou } \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa}\right) = \min\left(0.15 \frac{25}{1.5}, 4\text{Mpa}\right) = 2.5\text{Mpa}$$

$$T_b^{\max} = \frac{\theta_n}{3+\theta_n} T = \frac{8.57}{3+8.57} 206.65 = 153.06 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{623.82}{0.30 \times 1} < 2500 \text{ Kpa}$$

510.22 Kpa < 2500 Kpa vérifié

2. Cintre

$$T_b^{\max} = \frac{1}{1+\theta_n} T = \frac{1}{1+8.57} 206.65 = \mathbf{21.60 \text{ KN}} \quad [16]$$

$$\tau = \frac{21.6 \times 177 \times 10^{-6}}{2492 \times 10^{-8} \times 104 \times 10^{-3}} = \mathbf{1475.18 \text{ KN}}$$

$$\tau_{\text{lim}} = \frac{235000}{\sqrt{3}} = \mathbf{135677.31 \text{ KPa}}$$

$\tau < \tau_{\text{lim}}$ **Verifiée**

Conclusion

Toutes les contraintes sont vérifiées, alors on opte pour un soutènement composé de cintre HEB160 enrobés par une couche de béton projeté d'épaisseur de 30 cm, ce béton est ferrailé par un treillis soudé.

Chapitre V

Modélisation du tunnel avec EF (Plaxis 2D)

Introduction

Dans ce chapitre, on va modéliser le tunnel à l'aide du logiciel PLAXIS-2D en utilisant la méthode du déconfinement du sol pour simuler le creusement. On va se baser sur des mesures in situ pour estimer le déconfinement à chaque phase de calcul. On déduit à la fin les efforts dans le soutènement ainsi que les tassements en surface du sol.

V.1. Présentation du logiciel PLAXIS 2D

PLAXIS 2D est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents type d'application géotechnique. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basé sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. [17]

Plaxis 2D est composé de sous programmes suivant :

PLAXIS-Input : le sous programme input appelé aussi le pré-processing programme contient toutes les outils nécessaires à la création et modification des modèles géométrique, à la génération des maillages éléments finis et aux définitions des conditions initiales.

PLAXIS-Calculations : le processing programme ou le sous programme de calculs contient les outils nécessaires à la définition des phases et au lancement de la procédure de calcul des éléments finis.

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

PLAXIS-Curves : le sous programme curve sert à la construction des courbes de chargement-déplacement, des chemins de contraintes,etc.

V.2. Modèle de comportement du sol

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées.

Les modèles disponibles dans PLAXIS 2D sont :

- Modèle élastique linéaire.
- Modèle de Mohr-Coulomb.
- Modèle de sol avec écrouissage.
- Modèle pour sols « mous » (soft soil model .S.S.M).
- Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (soft soil creep model. S.C.M)

La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel de sol. Les difficultés résident dans la détermination des paramètres qu'elles contiennent, c'est pourquoi le modèle simple de Mohr Coulomb reste le plus utilisé par les ingénieurs. Il fait intervenir cinq paramètres : le module de déformation (E), le coefficient de poisson (ν), la cohésion (c), l'angle de frottement (ϕ) et la dilatance (Ψ).

V.3. Modélisation des phases d'un tunnel avec plaxis 2D ($\sum Mstage < 1$)

Il y a différentes méthodes décrites dans la littérature pour l'analyse de tunnels construits selon la « NATM » (nouvelle méthode autrichienne pour la réalisation de tunnels). L'une d'elles s'appelle la méthode β . L'idée est que les contraintes initiales p_k agissant autour de la zone où le tunnel va être construit sont dévisées en une partie $(1-\beta) p_k$ qui est appliquée au tunnel sans soutènement et une partie $\beta^* p_k$ appliquée au tunnel avec soutènement. La valeur de β est une valeur empirique qui, entre autres choses dépend du rapport entre la longueur de tunnel non soutenue et le diamètre équivalent du tunnel. Des suggestions quant à cette valeur peuvent être trouvées dans la littérature. [18]

Dans PLAXIS 2D, au lieu d'entrer une valeur de β , on peut utiliser l'option de construction par étapes avec une valeur finale pour $\sum Mstage$ réduite. En fait, en désactivant les couches de sol dans le tunnel, il apparaît une force initiale qui n'est pas équilibrée ; cette force est comparable à p_k .

Au début du calcul de la construction par étapes, quand $\sum Mstage$ vaut zéro, cette force est pleinement appliquée au maillage actif et elle diminuera pas à pas jusqu'à zéro avec un accroissement simultané de $\sum Mstage$ pour obtenir la valeur de 1, la valeur de $\sum Mstage$ est alors comparable à $1-\beta$. Pour permettre la seconde étape de la méthode β , le niveau ultime de $\sum Mstage$

devrait être limité à la valeur $1-\beta$ pendant la phase de désactivation des couches de sol à l'intérieur du tunnel.

Les étapes de calcul sont résumées comme suit :

- 1- Génération du champ de contraintes initiales et application de charges extérieures éventuelles avant la construction du tunnel.
- 2- Désactivation des couches de sol à l'intérieur du tunnel sans activation du soutènement du tunnel et application de $\sum M_{stage}$ jusqu'à une valeur égale à $1-\beta$.
- 3- Activation du soutènement du tunnel. [18]

V.4. Hypothèses et géométrie

- ✓ Les déformations sont considérées planes.
- ✓ Les soutènements sont modélisés comme des éléments plaques.
- ✓ Définition d'une interface entre les ouvrages et le sol (considérée rigide).
- ✓ Définition des conditions aux limites.

V.5. Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage

La caractéristique des différentes couches de sol à introduire dans le modèle numérique sont résumées dans le tableau (VI.1).

Couches	Epaisseur(m)	γ (KN/m ²)	γ_{sat} (KN/m ²)	E(MPa)	Φ (°)	C(KPa)	ν	K_0
Argile sableuse rouge (QAr)	1	17	20	30	26	30	0.3	0.65
Argile sableuse jaune (QA)	4	17	20	30	26	30	0.3	0.65
Sable fin (QS)	10	18	21	50	30	10	0.3	0.65
Marne (QM)	20	17	21	45	22	35	0.3	0.65

Tableau V.1 : caractéristiques géotechniques des différentes couches.

V.6. Caractéristiques du soutènement

Dans l'analyse bidimensionnelle, la modélisation du béton projeté et des cintres est faite par l'élément « Plate » avec des caractéristiques homogénéisées qui sont données dans le tableau (V.2).

Rigidité	Béton projeté	Cintre HEB 160	Section homogénéisée
Rigidité à la compression (KN/m)	1.14*10 ⁶	9.78*10 ⁶	2.11*10 ⁶
Rigidité à la flexion (KN. m²/m)	5233.2	74382	11899.87

Tableau V.2 : caractéristiques du soutènement.

Les calculs ont été menés en retenant une loi de comportement élastique linéaire pour le soutènement et une loi élasto-plastique avec un critère de rupture Mohr-Coulomb pour les différents terrains.

V.7. limites du modèle

Les limites du modèle sont placées assez loin de l'ouvrage pour imposer les conditions de nullité des déplacements, en particulier pour décrire correctement la cuvette de tassement en surface. D'après la référence(), des distances latérales de 5 à 10 fois le diamètre moyen du tunnel ou de trois fois la profondeur de l'axe de l'ouvrage doivent être respectées. La hauteur du maillage dépend de la position du substratum rigide et, sauf obstacle à considérer ou condition particulière, elle doit être au minimum égale à la profondeur de l'axe de l'ouvrage.

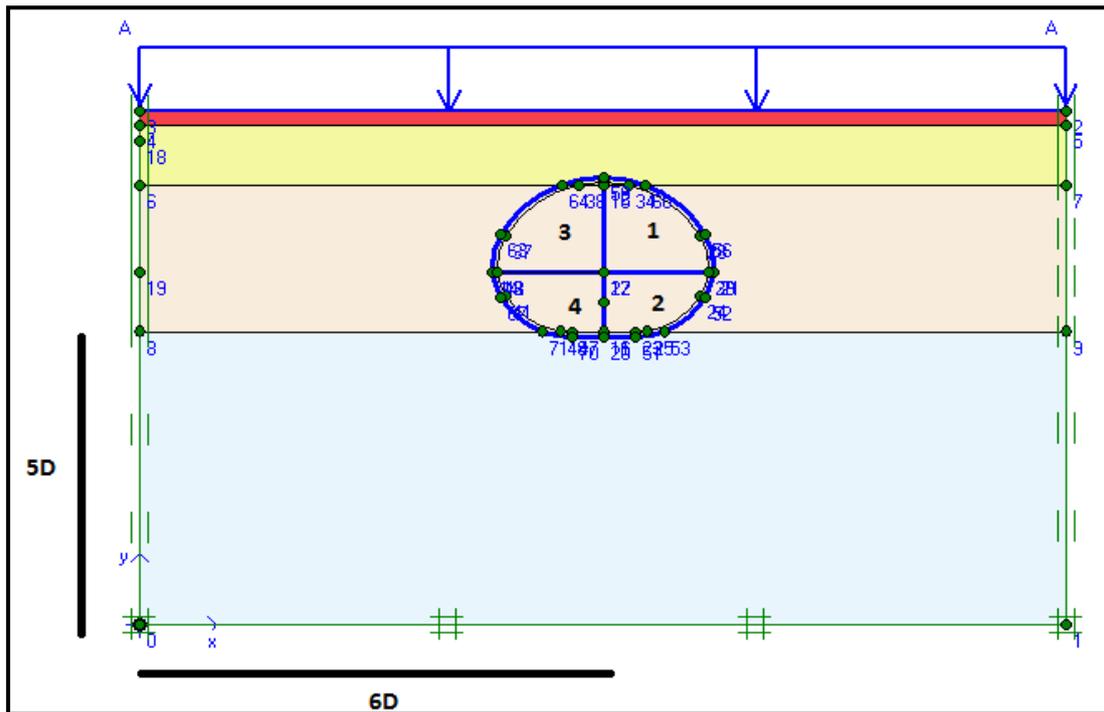


Figure V.1 : Modèle utilisé pour la simulation du tunnel.

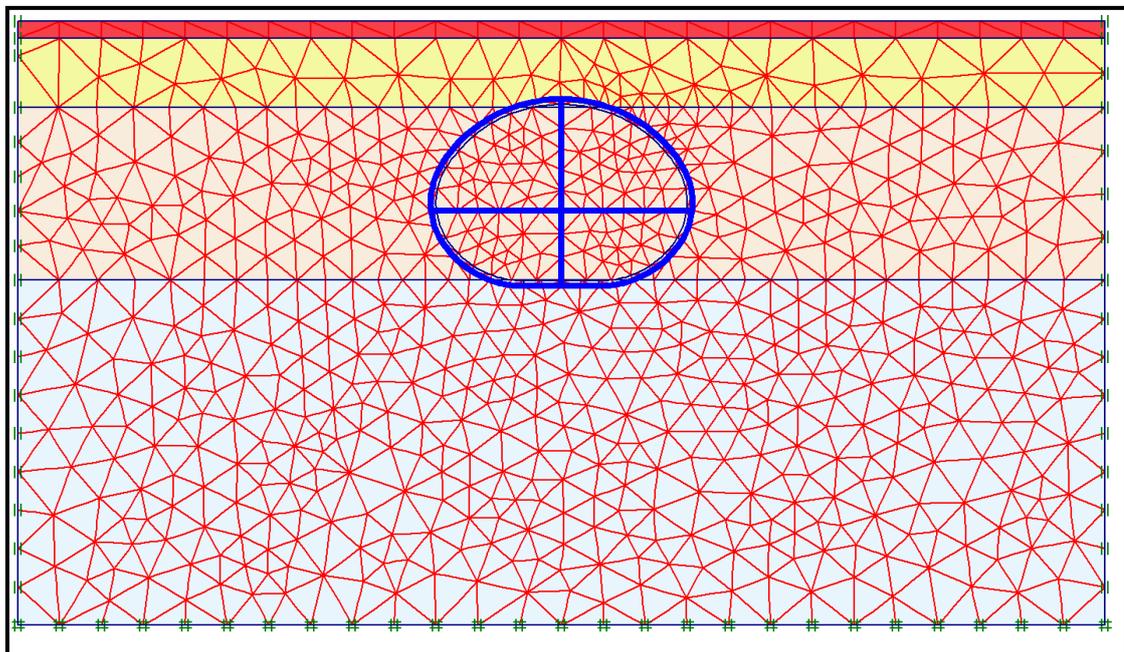


Figure V.2 : Génération du maillage.

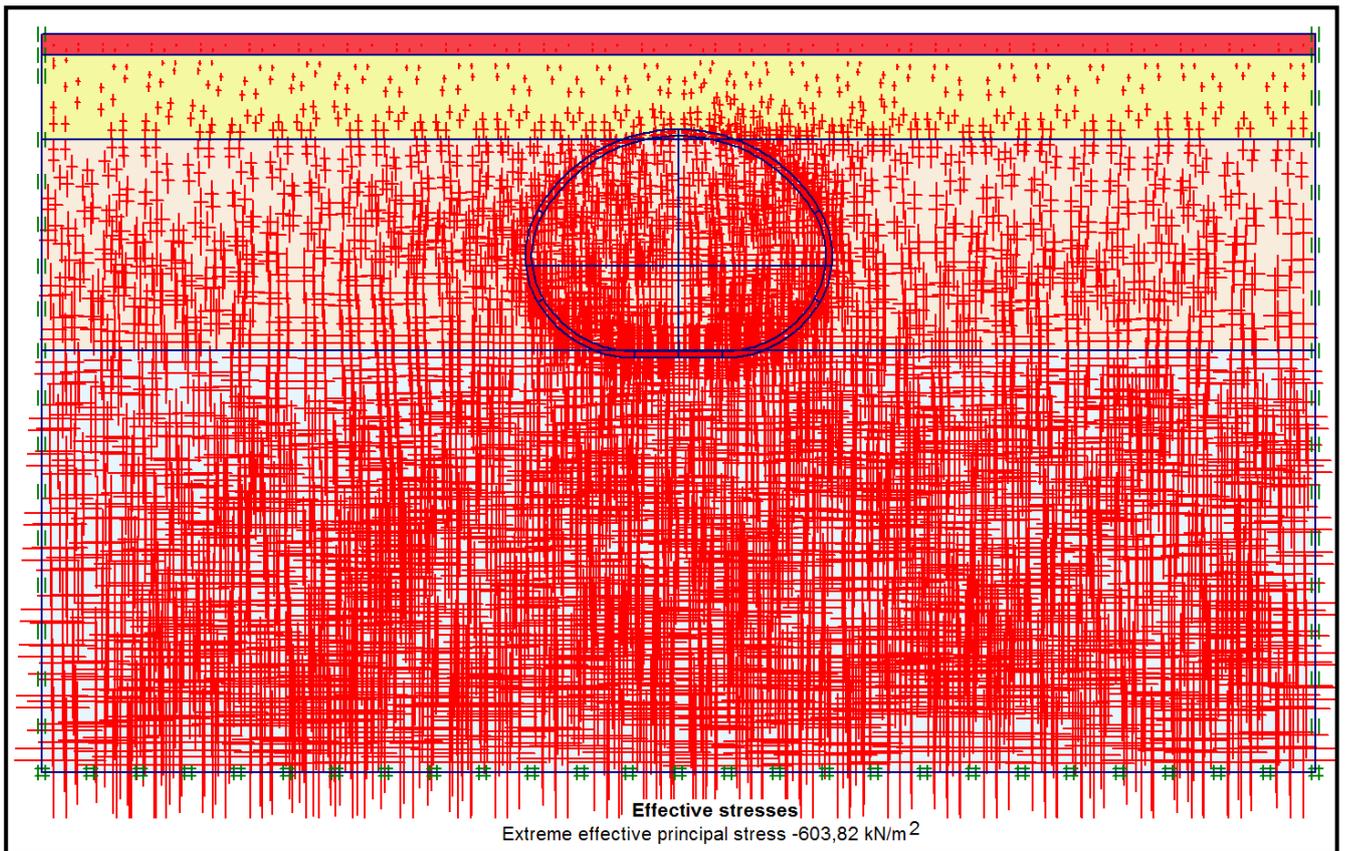


Figure V.3 : Contraintes effectives-(phase initiale).

VI.8. Phases de calcul

Le calcul du modèle de référence est défini en 9 phases dans l'ordre, passant par (04) phases d'excavations comme suit :

Phase 0 : Initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales

Phase 1 : Creusement de la partie 1, selon la figure (V.1), avec un déconfinement β_1 ($\sum M_{stage}=0.5$), et activation de la charge des bâtiments.

Phase 2 : Installation du soutènement provisoire sur les parois de la partie 1.

Phase 3 : Creusement de la partie 2, selon la figure V.1, avec un déconfinement β_2 ($\sum M_{stage}=0.7$) ;

Phase 4 : Installation du soutènement provisoire sur les parois de la partie 2.

Phase 5 : Creusement de la partie 3, selon la figure V.1, avec un déconfinement β_3 ($\sum M_{stage}=0.4$) ;

Phase 6 : Installation du soutènement provisoire sur les parois de la partie 3.

Phase 7 : Creusement de la partie 4, selon la figure, avec un déconfinement β_4 ($\sum M_{stage}=0.7$) ;

Phase 8 : Installation du soutènement provisoire sur les parois de la partie 4,

V.9. Résultats obtenus pour le modèle de référence.

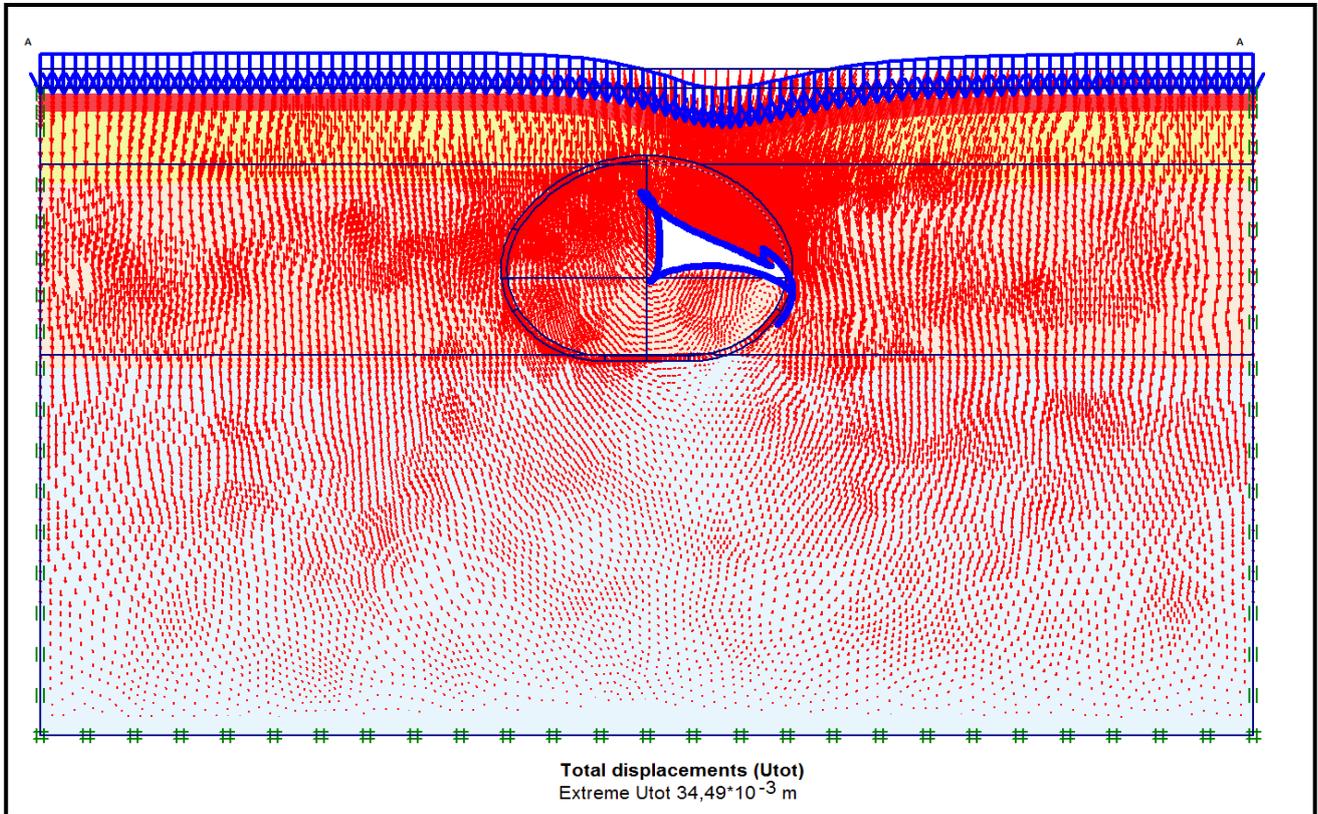


Figure V.4: Déplacement total engendré après le creusement de la partie supérieur 1 du tunnel (Phase 2).

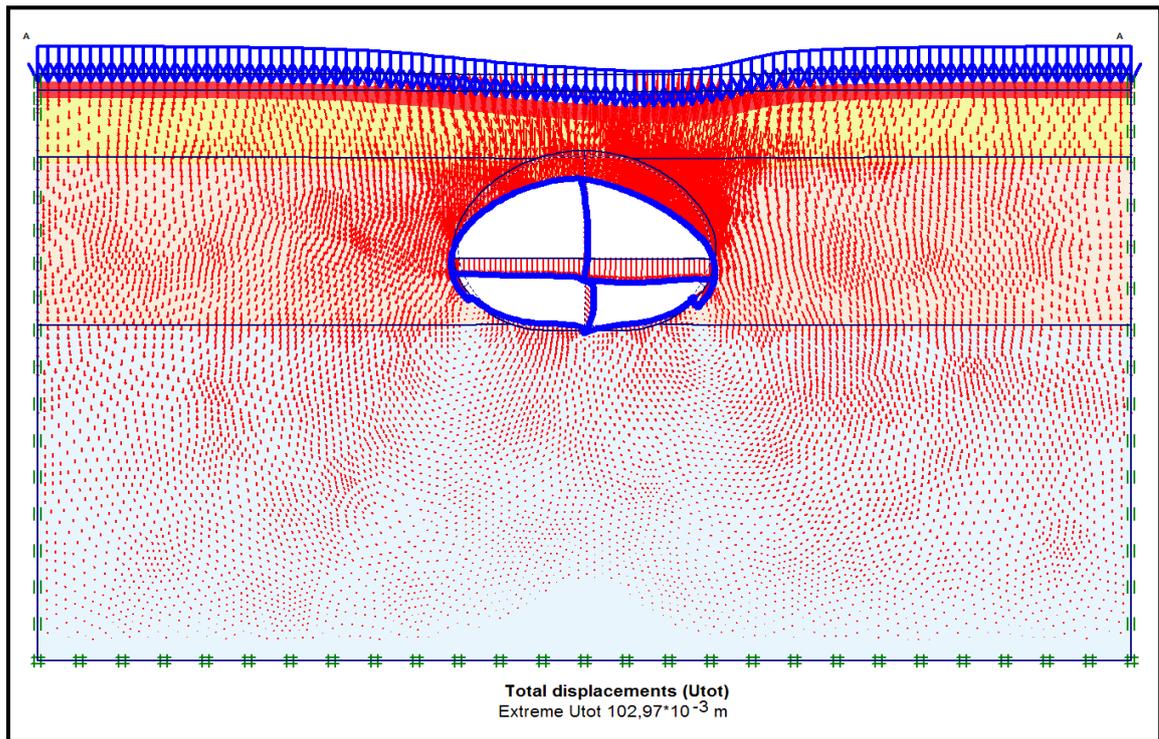
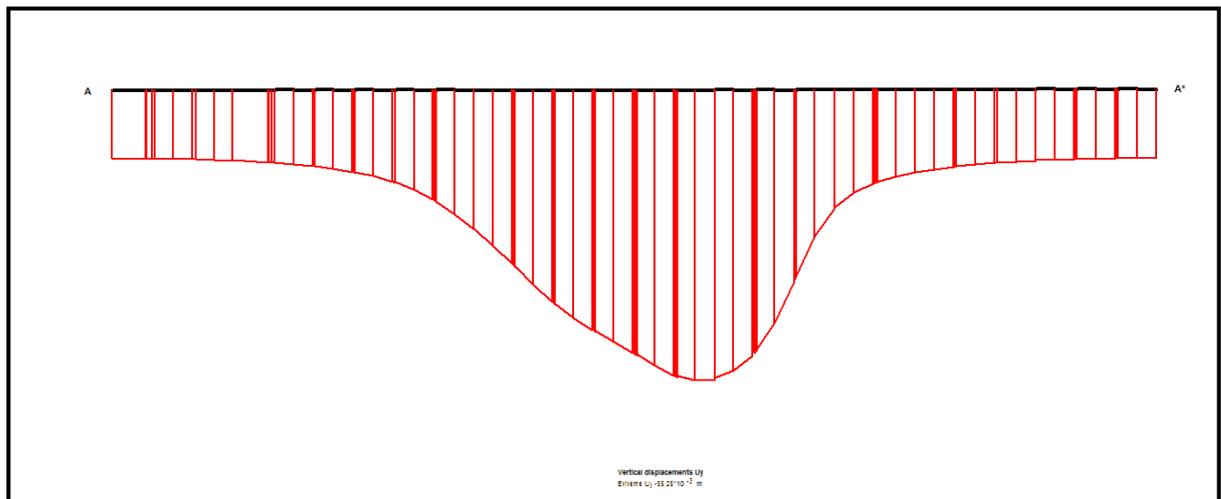


Figure V.5 : Déplacement totale engendré après le creusement final du tunnel (phase 8).

❖ **Contrôle des extensions latérales :**

On prend la coupe A-A' au niveau de la surface pour avoir le déplacement totale (au niveau de la clé de voûte)



$$U(x) = -98.86 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Figure V.6 : Le diagramme de déplacement au niveau de la coupe A-A'.

V.10. Récapitulatif des résultats

	Déplacement (m)	Moment (KN/m)	E. Tranchant (KN)	E. Normale (KN)
Clé de voûte	$102.97 \cdot 10^{-3}$	186.42	206.65	-593.91
raider	$64.71 \cdot 10^{-3}$	-68.80	23.37	-383.23
Piédroit	$72.72 \cdot 10^{-3}$	235.28	148.83	-627.92
Valeur max	$102.97 \cdot 10^{-3}$	235.28	206.65	-383.23

Tableau V.3 : Les résultats retenus avec plaxis.

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé les efforts internes du soutènement provisoire numériquement. Pour comparé avec des résultats numérique qui on a calculée (chapitre IV), ainsi les déplacements du surface et au niveau de clé de la voûte.

Conclusion générale.

Conclusion générale

L'étude menée dans le cadre de ce travail nous a permis d'aborder un problème complexe qui est le calcul et le dimensionnement de soutènement d'un tunnel.

En se basant sur les données du tunnel à Alger qui est en cours de réalisation, on a conclu que cette étude touche plusieurs domaines du génie civil parmi eux on retrouve l'intervention de la mécanique des sols, la mécanique des roches, la géologie, l'hydrogéologie, la topographie, le béton armé, la construction métalliques et la résistance des matériaux. Ce qui a donné naissance à plusieurs méthodes et modèles des calculs définissant chaque situation.

Notre étude argumentée d'un stage pratique sur site nous a permis de remarquer une légère divergence entre l'étude théorique et pratique dont il faut actualiser par un travail d'ingénieur dont seule l'expérience sinon la lucidité pourront prévenir ou bien surpasser les données à chaque fois qu'il en soit nécessaire ou quelque fois imprévisible qu'impose la réalisation.

Nous avons traité dans ce travail : des connaissances et des définitions, des modes de construction et de creusement, surtout l'objet de notre accentuation ; les différentes méthodes de pré-soutènement, pré-dimensionnement, afin de préconiser un soutènement adéquat, le dimensionnement des tronçons qu'on a choisis nécessitant un soutènement (Cintres HEB et béton projeté), notant qu'on a souligné une légère divergence entre dimensionnement prévu qui a été calculé, enfin par le logiciel PLAXIS 2D on a essayé une modélisation qui a donné de bons résultats qu'on a validés par les convergences obtenues sur le terrain.

Il est indispensable de noter que hormis les calculs effectués, toute finalisation de l'étude d'un tunnel doit impérativement inclure les complémentarités suivantes qui ne font pas objet de notre étude.

En conclusion, ce mémoire a été une riche expérience qui nous permettra d'espérer d'accéder à une vie professionnelle réussie pour mettre en pratique nos connaissances.

Références Bibliographique

- [1] : **BENJUI M.** les travaux souterrains en France : Passé, Présent, avenir, Notes de cours, Conservatoire Nationale des arts et Métiers. (1996).
- [2] : **MARTIN F.** Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches, Bonnard et Gardel Ingénieurs Conseil. (2012).
- [3] : **IDRIS J.** Accidents géotechnique des tunnels et des ouvrages souterrains-méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique. Thèse de Doctorat de L'INPL (institut National Polytechnique de lorraine), Nancy (2007).
- [4] : **AFTES.** Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains, (2003).
- [5] : **LUNARDI P.** Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse de la déformation contrôlée dans les roches et dans les sols : proposition d'une nouvelle approche. Revue Française de Géotechnique, (1999).
- [6] : **DREUX G, FESTA J.** Nouveau guide du béton et de ses constituants, Edition Eyrolles, Paris, (1998).
- [7] : **BOUVARD A –LECOANET.** Ouvrages souterrains – Conception, réalisation, entretien. Presses de L'ENPC, Paris, 1992.
- [8] : **PURWODIHARDJO A.** Modélisation des déformations différées lors du creusement des tunnels. Thèse de doctorat de L'ECOLE CENTRALE DE LYON, (Janvier 2004).
- [9] : **PANET M.** Le calcul des tunnels par la méthode convergence- confinement. Presses de L'ENPC, Paris, 1995.
- [10] : **HAMMADI Y.** Etude de calcul d'un tunnel routier. Mémoire d'ingénieur Université (ABDERRHMANE MIRA) de Bejaia.(2007).
- [11] : **TUNNEL EN MINE.** «Hypothèse général et mode opératoire ». Cosidèr. Métro d'Alger.2016.
- [12] : Méthodes de classification des masses rocheuses fracturées.
- [13] : <http://www.outils-cetu.fr/didactur/tunnel/dimensionnement/empiriques/Intro-php.page> consultée le 06/06/2017.

Références Bibliographique

- [14] : **AFTES** « Texte des recommandation relatives au choix d'un type de soutènement en galerie », Groupe de travail n°7. (1993).
- [15] : **CHERCHALI C.** « Etude d'un tunnel en mine sous R+3 ». Projet de fin d'étude .ENSTP. Kuba. 2013.
- [16] : **CHERCHALI C.** TUNNEL- calcul du soutènement provisoire- TOME 1 et TOME 2 (20033).
- [17]:**TOUAMRI S.** Modalisation numérique tridimensionnelle de l'effet du creusement d'un tunnel sur le comportement de la superstructure sus-jacente. Thèse de Magistère Ecole Doctorat en Génie civil- U.Skikda, (2010).
- [18]: **Schikora K, Fink T.** Berechnungs methoden moderner bergmannischer Bauweisenbeim U-Bahn. Bauingenieur, 57,193-198. (1982).
- [19] : **Philippe Mestal et Michal Prat.** Ouvrage en interaction (Emploi des éléments finie en génie civil). Hermésscience publication, Paris. (1999).

Catégorie	Désignation	Exemples	Rc (MPa)
R₁	Roche de résistance très élevée	Quartzites, basaltes de résistance élevée	> 200
R_{2a}	Roche de résistance élevée	Granits très résistants, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	200 à 60 120 à 60
R_{2b}		Granits, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement dolités, marbres, dolomies	
R_{3a}	Roche de résistance moyenne	Dolites, marbres, dolomies, conglomérats compacts, grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	60 à 40 40 à 20
R_{3b}		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne	
R₄	Roche de faible résistance	Marnes compactes, conglomérats peu consistants, schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudingues, craie	20 à 6
R_{5a}	Roche de très faible résistance et Sols cohérents consolidés	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux, gypses ou craies altérées	6 à 0,5 < 0,5
R_{5b}		Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés	
R_{6a}	Sols plastiques ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argileux, limons fins	-
R_{6b}		Tourbes silts, vases peu consolidées, sables fins sans cohésion	

Tableau 1 : Classification de la roche selon la résistance à la compression

Comportement mécanique	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers couissants	plaques métal assemblées	béton			injection	air comprimé	congélation
R1	•		•		×			×	×	×	×		×	×
R2a	•		•		×			×	×	×	×		×	×
R2b		•	•	•	×			×	×	×	×		×	×
R3a		•	•	•	×	•		×	×	×	×		×	
R3b		•		•	×	•		×	×	×				
R4	×	•	×			•	•							
R5a	×	•	×			•	•	•						
R5b	×		×	×		•	•	•	•	•	•	•		
R6a	×	×	×	×	×	•	•	•	•		•	•		
R6b	×	×	×	×	×	Enf	Enf	Enf	Bcl		•	•		•

Tableau.2 : Classification du mode de soutènement selon l'AFTES.

- soit particulièrement recommandé (nettement favorable)
- soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable)
- soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable)
- soit en principe impossible (nettement défavorable)

Nature de la roche	Charge Hp	Remarque
Dure et intacte	0 à 0.25B	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
Dure et stratifiée	0 à 0.25B	Soutènement léger
Massive avec quelques joints	0 à 0.25B	La charge peut changer brusquement d'un point à l'autre
Modérément éboulée	0.25 à 0.35 (B + H _t)	Pas de pression latérale
Très éboulée	0.35 à 1.1 (B + H _t)	Peu ou pas de pression latérale
Complètement broyée	1.1 (B + H _t)	Pression latérale considérable
Chimiquement inerte		
Roche fluente à profondeur modérée	1.1 à 2.1 (B + H _t)	Grande pression latérale cintres circulaires recommandés
Roche fluente à grande profondeur	2.1 à 4.5 (B + H _t)	Grande pression latérale cintres circulaires recommandés
Roche gonflante	Jusqu'à 75m indépendant de (B + H _t)	Cintres circulaires dans les cas extrêmes cintres couissants

Tableau 3 : hauteur de terrain décomprimées au-dessus d'une cavité (Terzaghi).

R.Q.D	Désignation
0 – 25	Très médiocre
25 – 50	Médiocre
50 – 75	Moyen
75 – 90	Bon
90 - 100	Excellent

Tableau .4 : Classification du rocher en fonction du R.Q.D (d'après Dr. DEERE)

PARAMETRES		COEFFICIENTS							
1	Résistance De la roche	Indice Franklin	>8MPa	4-8MPa	2-4MPa	1-2MPa	Indice franklin Non utilisable		
		Résistance a la compression	>200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
		NOTE	15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints		>3m	1-3m	0.3-1m	50-300mm	<50m		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints.		Surfaces très Rugueuses non continues Epontes en contact Epontes non altérées	Surface légèrement Rugueuses Epaisseur < 1 mm Epontes Non altérées	Surface légèrement Rugueuses Epaisseur < 1 mm Epontes altérées	Surfaces Lustrées ou Remplissag e< 5 mm Ou joint Ouvert 1 à 5 mm Joints continus	Remplissage mou >5 mm Ou joint ouvert >5 mm Joints continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10 m	Aucune venue d'eau		25 L / min	25-125 L/min	25 L/min		
		Pression d'eau Contrainte principale	0		0.0 - 0.2	0.2 - 0.5	>0.5		
		Hydrogéologie	Complètement sec		Suintement eau interstitielles	Pression d'eau modérée	Problème sérieux de venues d'eau		
	Note		10		7	4	0		

Tableau .5 : classification du sol selon la méthode de Bieniawski (R.M.R)

Note globale	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
---------------------	-----------------	----------------	----------------	----------------	----------------

Classe et description de rocher	1 Très bon rocher	2 Bons rochers	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4 m de portée	1 semaine pour 3 m de portée	5heures pour 1.5 m de portée	10mn pour 0.5 m de portée

Tableau .6: Classe de rocher suivant la classification de Z. BIENIAWSKI après Application de la note d'ajustement

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrage		Béton projeté			Cintres métalliques	
	espacement	Complément D'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	espacement
1	Généralement pas nécessaire						
2	1,5 – 2,0 m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50 mm	néant	néant	Non rentable	
3	1,0 – 1,5 m	Treillis soudé + 30mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100 mm	50 mm	Occasionnellement Treillis et Boulons si nécessaire	Cintre léger	1,5 – 2,0 m
4	0,5 – 1,0 m	Treillis soudé + 30-50mm de béton projeté en voûte et en Piédroit	150 mm	100 mm	Treillis soudé et boulons d'ancrage de 1,5-3m d'espacement	Cintres Moyens +50mm béton projeté	0,7-1,5 m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	Treillis soudé, boulons et cintres léger	Immédiatement 80mm de béton projeté + cintres lourds	0,7 m

Tableau .7 : Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Z. Bieniawski (Tunnel de 5 à 10 m de portée).

Indice des familles de joints		Jn
A	Rocher massif, joints rares ou absents	0.5 – 1.0
B	Une famille de joints	2
C	Une famille + joints erratiques	3
D	Deux familles	4
E	Deux familles + joints erratiques	6
F	Trois familles	9
G	Trois familles + joints erratiques	12
H	Quatre familles, ou plus, joints erratiques, fracturation très dense, 'morceaux de sucre', etc...	15
J	Rocher broyé, meuble	20

Tableau .8: Paramètres Jn description et indices.

Indice de rugosité des joints		Jr
(a) epontes en contact Et (b) epontes en contact après cisaillement de moins de 10 cm		
A	Joints discontinues	4
B	Joints ondulés, rugueux ou irréguliers	3
C	Joints ondulés, lisses	2
D	Joints ondulés, striés (lisses, tuisants, polis)	1.5
E	Joints plans, rigueux ou irréguliers	1.5
F	Joints plans, lisses	1.0
G	Joints plans, striés	0.5

Note : 2- les descriptions se réfèrent à des éléments de petites ou moyennes dimensions

Indice de rugosité des joints		Jr
H.	(c) Epontes hors contact après cisaillement Zone argileuse d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact	1,0
J.	Zone sableuse, graveleuse ou broyée d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact.	1,0

Note : Majorer la valeur de 1.0 si l'espacement moyen des joints de la famille principale est supérieur à 3m.

Note : Jr = 0.5 si les joints plans est striés comportent des linéations et que ces linéations sont orientées de telle sorte qu'elles peuvent amorcer une rupture

Influence de l'eau en charge		Jw	Pression d'eau approximative (kg/cm ²)
A	Excavation à sec ou faible venue d'eau (<5l/mn localement)	1.00	< 1.0
B	Venues d'eau ou pressions faibles, débouillage occasionnel au droit d'un joint	0.66	1.0 – 2.5
C	Fortes venues d'eau ou pression importante dans du rocher de bonne tenue à joint sans remplissage	0.50	2.5 – 10.0
D	Fortes venues d'eau ou pression importante débouillage fréquents	0.33	2.5 – 10.0
E	Très fortes venues d'eau lors des tirs, diminuant ensuite avec le temps.	0.20 – 0.10	> 10.0
F	Très fortes venues d'eau ou pression très importante sans réduction notable avec le temps.	0.10 – 0.05	> 10.0

Note :

1- les indices **C** à **F** sont des estimations grossières. Prendre une valeur **Jw** plus élevée dans le cas de la mise en place d'un dispositif de drainage.

2- les problèmes particuliers liés à la formation de glace ne sont pas pris en compte.

(a) Ouvrage recoupant des zones de faiblesse provoquant la décompression du rocher lors du percement		SRF
A	Zones de faiblesses fréquentes, contenant de l'argile ou du rocher décomposée chimiquement : rocher environnants très décomprimé (toutes profondeurs)	10.0
B	Zones de faiblesses individuelles, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement (profondeur de l'excavation $\leq 50\text{m}$)	5.0
C	Zones de faiblesses individuelles, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement (profondeur de l'excavation $> 50\text{m}$)	2.5
D	Nombreuses zones de cisaillement en rocher sain, sans argiles ; rocher environnants décomprimés (toutes profondeurs)	7.5
E	Zones de cisaillements individuelles en rocher sain, sans argile (profondeur de l'excavation $\leq 50\text{m}$)	5.0
F	Zones de cisaillements individuelles en rocher sain, sans argile (profondeur de l'excavation $> 50\text{m}$)	2.5
G	Joints couverts rocher très fracturé et décomprimé	5.0

Tableau .9: Paramètre SRF (stress reduction factor) description et indice.

Note :

- 1- Réduire l'indice SRF de 25 à 50 % si les zones cisaillement influent sur l'excavation mais ne la traverse pas.
- 2- Dans les des massifs rocheux contenant de l'argile, convient d'évaluer l'indice SRF pour les charges de décompression. La résistance de la matrice rocheuse est alors peu significative. Par contre dans le cas des massifs très peu fracturés et sans argile. C'est la résistance de la matrice qui peut constituer « le plus faible moyen » la stabilité dépend alors du rapport : contrainte / résistance du rocher.

(b) Rocher sain, problèmes de contraintes in situ		Rc/ σ_1	Rt/ σ_1	SRF
H	Contraintes faibles, excavation peu profonde		> 13	2.5
J	Contraintes moyennes	200 – 10	13 – 0.66	1.0
K	Contraintes importantes, structures très serrée	10 - 5	0.66 – 0.33	0.5 – 2
L	Quelques « coups de toit » (rocher massif)	5 – 2.5	0.33 – 0.16	5 – 10
M	« coups de toit » importants (rocher massif)	< 2.5	< 0.16	10 – 20

(c) Rocher « poussant » (déformation plastique du rocher sous l'action de fortes contraintes naturelles)		SRF
N	Rocher « poussant » à moyenne pression	5 – 10

O	Rocher « poussant » à forte pression	10 – 20
(d)	Rocher gonflant (action chimique en fonction de la présence d'eau)	SRF
P	Pressions de gonflements moyennes	5 – 10
Q	Pressions de gonflement importantes	10 – 15

Nature de l'ouvrage		ESR	N
A	Galerie temporaire de mine	Env 3.5	2
B	Puits verticaux : -Section circulaire	env 2.5	0
	-Section rectangulaire	env 2.0	0
C	Galerie permanente de mines, galeries hydrauliques d'aménagements hydro-électriques	1.6	83
D	Salle de stockage, usine de traitement d'eau, tunnels secondaires routiers et ferroviaires, galeries d'accès.	1.3	25
E	Usine électriques, principaux tunnels routiers et ferroviaires, abris atomiques	1.0	79
F	Usines nucléaires, gares ferroviaires, installations industrielles, aménagements sportifs.	env 0.8	2

Tableau.10 : Coefficient ESR (Excavation Support Ratio) pour divers types d'ouvrage soutènement.

Note : N représente le nombre de ces étudiés dans chaque catégorie. La confiance que l'on peut accorder à la valeurs de ESR est donc fonction de ce nombre.

Barton et al, ont donné les commentaires suivants, qui permettent d'expliquer le regroupement des paramètres par paire :

- Le premier rapport : $\frac{R.Q.D}{J_n}$ caractérise approximativement la taille de blocs.
- Le second rapport : $\frac{J_r}{J_a}$ caractérise la résistance au cisaillement des blocs entre eux.
- Le troisième rapport : $\frac{J_w}{SRF}$ caractérise les contraintes et forces actives.

Annexe II

Auteur	Expression proposée	Type de sol
Mair et Taylor (1993)	$i = 0,175 * H + 0,325 H * (1 - h/H)$	Sols argileux
Dyer et al (1996)	$i = 0,29 * H$	Sable lâche à moyennement dense.
Al Abram (1998)	$i = 0,15 * H + 0,5 * H$	Sol analogique
Sagiyama (1999)	$i = 0,75 * h^{0,8} * D$ ou $i = 0,5 * H$ $i = 0,5 * h^{0,7} * D^{0,3}$	Argile , Sable et gravier
O'reilly et New (1982)	$i = 0,43 * H + 1,1$	Sol cohérent
	$i = 0,28 * H - 0,1$	Sol pulvérulent
Attewell (1977)	$i = 0,5 * H$	Argiles
Atkinson & Potts (1977)	$i = 0,25 (C + D)$	Sable lâche sans surcharge
	$i = 0,25 (1,5C + D)$	Sable denses avec surcharge
Clough & Schmidt (1981)	$i = 0,5 * H^{0,8} * D^{0,2}$	Argiles
Oteo & Sagaseta (1982)	$i = 0,525 * H - 0,42 * R$	Facteur correctif de 0.7 à 1.3 Selon la nature du terrain
Chapeau (1991)	$i = 0,45 * H$	Argiles
Chapeau (1991)	$i = 0,2 * H$	Sables
Rankine (1987)	$i = 0,5 * H$	En première approximation
Sagaseta (1987)	$i = 0,575 * H$	Argiles

Tableau .1 : Estimation de i à partir des relations empiriques.

D : diamètre du tunnel.

H : hauteur de la couverture. **h** : hauteur du tunnel.

Annexe II

Auteurs	Formule proposé	Remarques
Farmer , Attewell (1977)	$S_{\max} = \frac{D}{1000} \left(\frac{KD}{H} \right)^{\frac{1}{n}}$	K voisin de 10 et n de 0.67
Sagaseta (1980)	$S_{\max} = \frac{\gamma D^2}{E} (0.85 - \nu)$	E : module d'Young, ν : coefficient de poisson γ : poids volumique du sol
Oteo et al (1982)	$S_{\max} = \frac{1}{1+k\frac{D}{h}} S_{\text{clé}}$	K = 0.25 à 0.5 sol argileux, K = 0.7 à 0.8 sol maintenu et K = 1 à 2 sols granulaire frottant
Poupelloz (1984)	$S_{\max} = S_{\max} = \frac{R}{1000} \left(\frac{KD}{H} \right)^{\frac{1}{n}}$	K = 9.35 n = 0.41 argile raide plastique K = 3.22 n = 0.078 argile plastique saturée K = 2.325 n = 0.057 sol granuleux
CETU (1993)	$S_{\max} = 1.5 \left(\frac{2H}{D} \right)^{0.6}$ $S_{\max} = k \frac{D}{2H} S_{\text{clé}}$	K = 3 si $0.1 < \frac{D}{2H} < 0.25$ K = 2 si $0.33 \frac{D}{2H} < 0.5$
AFTES (1999)	$S_{\max} = k \lambda \frac{\lambda R^2}{E}$	K dépend de l'état de contraintes dans le sol et de sa nature (K = 2) λ : taux de déconfinement

Tableau.2 : Estimation de « S_{\max} » à partir des relations empiriques.

Rapport f/l	α_m	β_m	α_h	β_h
0,10	0,00120	-0,00120	1,2750	-1,2750
0,20	0,00452	-0,00452	0,6335	-0,6335
0,30	0,01010	-0,01010	0,4415	-0,4415
0,40	0,01748	-0,01748	0,3385	-0,3385
0,50	0,02668	-0,02668	0,2801	-0,2801

Tableau.3 : Rapport f/l en fonction de α et β .

Résumé :

La réalisation d'un tunnel pour métro constitue la solution souterraine pour résoudre le problème d'encombrement de la circulation auquel sont confrontées les grandes villes telles que la capitale Alger.

L'étude d'un tronçon de ce tunnel qui relie la station **AIN-NAADJA** et **BRAKI** utilisant la nouvelle méthode autrichienne est l'objectif de notre travail.

Notre étude a comporté deux parties, l'une bibliographique concernant la reconnaissance, le creusement, le soutènement, les méthodes d'évaluation des charges et du dimensionnement ; tandis que la deuxième partie traite du calcul et du dimensionnement à l'aide du logiciel PLAXIS 2D.

Mots clé :

Tunnel, creusement, revêtement, modélisation, dimensionnement et reconnaissance.

Abstract :

The realisation of tunnel for subway constitutes the underground solution to solve the problem of overcrowding of traffic major cities like Algiers capital.

The study of a section of this tunnel that connects the station of **AIN-NAADJA** and **BARAKI** using the new Austrian method is the goal of our work.

Our study included two parts, one bibliographical concerning the recognition, the digging, supporting. The evaluation methods of the loads and dimensioning; while the second milked part of calculation and dimensioning using software PLAXIS 2D.

Key word

Tunnel, excavation, coating, modeling, dimensioning, scouting