

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure  
des Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

# Projet de Fin d'Etudes

*Afin d'obtenir le diplôme*

*D'Ingénieur d'Etat en Travaux Publics*

## Thème

**Etude d'un tunnel sur l'extension du  
Métro d'Alger  
LOT2 : AIN NAADJA-BARAKI  
PK3+700-PK3+800**

**Proposé et encadré par :**

**Dr AKCHICHE**

**Présenté par :**

**AFETTOUCHE Nora**

***Proposé par :***

***Cosider TP de la wilaya d'Alger***

**Promotion 2018**

***Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.***

## *Dédicaces*

*A La mémoire de Ma mère*

*A mon très cher papa*

*A ma tante Dahbia*

*A mes sœurs Samouche , tapouche et Nora*

*A mes frères Rachid , Hamid et Bob*

*A mes mignons neveux et nièces : Massinas , illyan , Adam , Noona et Nadin*

*A mes belles sœurs : Doly et Wafia*

*A ma copine : Assia*

# Remerciements

*Après avoir rendu grâce à Dieu le Tout Puissant, il apparaît opportun de commencer ce mémoire par des remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce modeste projet de fin d'étude.*

*En premier lieu, je tiens à remercier vivement le **Docteur AKCHICHE Mustapha**, notre professeur et encadreur, pour son suivi et son énorme soutien qu'il m'a prodigués tout au long de la période du projet.*

*Je remercie également **Monsieur AMINI** pour son accueil au sein de l'entreprise Cosider.*

*Je remercie particulièrement **MONSIEUR FOUDED** pour son soutien, sa patience et son encouragement.*

*Je remercie aussi par avance les respectables membres du jury pour bien vouloir m'accorder de leur temps précieux pour commenter, discuter et juger mon travail.*

*Enfin, J'exprime ma gratitude à tout l'ensemble de l'**ENSTP**.*

## NOTATION ET SYMBOLE

$C_u$  : Cohésion non drainée.

$P_l$  : pression limite de rupture.

$\sigma_{Hs}$  : Tension horizontale du terrain.

$\sigma_v$  : Contrainte verticale du terrain.

$\sigma_v'$  : Contrainte effective du sol.

$\gamma_h$  : densité du terrain.

$K_0$  : Coefficient des poussées de terre.

$C'$  : cohésion drainé.

$\Phi'$  : angle de frottement.

$E$  : module d'élasticité des matériaux.

$\nu$  : coefficient de Poisson.

$K$  : perméabilité du sol.

$\lambda$  : Taux de déconfinement du terrain.

$N$  : Facteur de charge.

$\sigma_s$  : Surcharge en surface.

$\sigma_t$  : Pression du soutènement.

$K_s$  : rigidité de la section équivalente .

$R_c$  : Résistance à la compression.

$u$  : Déplacement du terrain

$r_p$  : Rayon plastique

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

$S$  : surface du cintre.

$e$  : espacement longitudinale des cintres

$H_s$  : Profondeur de la portée de soulèvement du radier

$P_c \text{ max}$  : pression limite de soutènement

$P_b \text{ max}$  : pression limite du béton projeté.

$S_b$  : allongement du boulon moins allongement élastique de la tige

$F_{bu}$  : contraintes du béton

$F_{buf}$  : contrainte du béton due au fluage

$F_{cj}$  : résistance caractéristique du béton .

$M_{PL,RD}$  : Moment résistant de calcul

$F_{buf}$  : contrainte du béton due au fluage

$\Theta_m$  : coefficient d'équivalence du moment de flexion

$\Theta_n$  : coefficient d'équivalence de l'effort normal

$d$  : distance entre l'axe neutre du treillis soudés et la fibre extrême du béton

$\rho$  : rapport de la section d'armature à celle du béton

$f_{t28}$  : résistance caractéristique du béton à la traction

$f_e$  : limite d'élasticité des armatures

$n$  : nombre de boulons

$A$  : section du boulon

$S$  : surface excavée

$S_L$  : surface latérale d'ancrage

$\sigma_{adm}$  : contrainte maximale en traction admissible dans un boulon

$\tau_{adm}$  : contrainte maximale admissible à l'interface boulon /terrain

$\gamma_G$  et  $\gamma_Q$  : coefficient de majoration

$E_b$  : module d'élasticité du béton projeté

$A_b$  : section du béton projeté



## ملخص

يتطلب بناء نفق حضري سطحي في أرض خصبة علاجات خاصة لضمان الاستقرار وعدم المساس بالمباني المجاورة، والذي هو الهدف من مشروع التخرج بعنوان "دراسة نفق على امتداد مترو الجزائر العاصمة عين النعجة براقي من PK3 + 700 إلى «PK3 + 800»  
يتم إجراء الدراسة باستخدام نوعين من الطرق؛ طرق تجريبية وطرق رقمية ثنائية الأبعاد لحساب النزوح السطحي واختيار تسلسل الحفر.  
أدى تطبيق هذين النوعين من الأساليب إلى اقتراح تطبيق قبو مظلة ما قبل الحفر وتقوية جبهة النفق بمسامير الألياف الزجاجية، ثم حفر مقسم مع تطبيق دعم فوري يتكون من HEB160 والخرسانة المرشوشة.

الكلمات المفتاحية: نفق، استقرار، النزوح السطحي، حفر، دعم فوري

## Résumé

La construction d'un tunnel urbain peu profond dans un terrain meuble nécessite des traitements spéciaux pour pouvoir assurer la stabilité et ne pas toucher aux constructions avoisinantes, ce qui est l'objectif de ce mémoire de fin d'étude intitulé « Etude d'un tunnel sur l'extension du métro d'Alger Ain Naadja Beraki du PK3+700 au PK3+800 »

L'étude est faite en utilisant deux types de méthode ; les méthodes empiriques pour le prédimensionnement de l'ouvrage et la simulation numérique bidimensionnelles pour le calcul des tassements en surface et le choix de séquence de creusement.

L'application de Ces deux types de méthodes nous ont conduit à proposer le présoutènement par voute parapluie et le renforcement du front avec des boulons en fibres de verre, ensuite le creusement en section divisée avec l'application d'un soutènement immédiat constitués des HEB160 et du béton projeté.

**Mots clé :** tunnel, stabilité, tassements, présoutènement, creusement, soutènement immédiat

## Abstract

The construction of a shallow urban tunnel in soft ground requires special treatments to ensure stability and not to touch neighboring buildings, which is the goal of this final dissertation entitled "Study of a tunnel on the extension of the Algiers metro Ain Naadja Beraki from PK3 + 700 to PK3 + 800 »

The study is done using method types; empirical methods for two-dimensional numerical predimensioning and numerical simulation for calculating surface settlement and digging sequence selection.

The application of these two types of methods led us to propose the pre-support umbrella vault and the strengthening of the front with bolts in fiberglass, then the digging in divided section with the application of an immediate support consisting of HEB160 and shotcrete

**Key words:** tunnel, stability, settlement, presupport, digging, immediate support

## LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Extension Ain Naadja Baraki .....	2
Figure I.2. Plan de la zone d'implantation .....	3
Figure III.1. Geologie du tracé Ain Naadja Beraki .....	12
Figure III.2. Profil geotechnique .....	13
Figure IV.1. Processus d'affaissement du coin de voute .....	19
Figure IV. 2. Theorie de BIERBAUMER .....	21
Figure IV.4. Theorie de TERZAGHI .....	22
Figure IV.5. Theorie de PROTODIAKONOV .....	23
Figure IV.6. Poussee du souterrain selon TERZAGHI .....	24
Figure IV.7. Methode de COLUMB –RANKINE .....	25
Figure IV.8 .Poussee du radier selon TISMBARIEVITCH .....	26
Figure V.1. Deformations provoquées par le creusement .....	29
Figure V.2. Deplacements des contours de l'excavation .....	30
Figure V.3. Cuvette de tassement 3D .....	30
Figure V.4. Distribution transversale des tassements .....	31
Figure V.5. Principes de la methode des cuvettes instantanées .....	33
Figure V.6. Facteurs de charge en fonction de la profondeur .....	34
Figure V.7. Schema de mecanisme de rupture selon Horn .....	35
Figure V.8. Section du front de taille du tunnel .....	36
Figure V.9. Coin du glissement .....	37
Figure V.10. Renforcement du front par des boulons en fibre de verre .....	36
Figure V.11. Presoutenement par voute parapluie .....	37
Figure VI.1. Courbe caracteristique du terrain .....	47
Figure. VI.2. Variation du taux de deconfinement en fonction de la distance x du front .....	48
Figure. VI.3. Courbe convergence-confinement .....	50
Figure X.1. Excavation avec retro-excavatrice .....	66
figure X. 2. Travaux de deblai dans l'interieur du tunnel .....	66
figure X.3. Mise en place du beton projete .....	67
figure X.4. Mise en place d'un cintre .....	68
Figure. XI.1. Chariot de coffrage .....	72

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1.Moyen de creusement en fonction du terrain traversé.....	5
Tableau III.1.Contraintes issues du sondage S-26 .....	14
Tableau III.2.Contraintes issues du sondage S-27 .....	14
Tableau III.3.Caracteristiques geomecaniques du terrain .....	15
Tableau III.4. Permeabilite des sols à base de l'essai Lefranc .....	17
Tableau III.5.Zones sismique de l'algerie .....	17
Tableau III.6.Valeurs des coefficients d'accélération des zones .....	18
Tableau IV.1.Coefficient de resistance des roches « f » d'apres PROTODIAKONOV .....	23
Tableau IV.2. Contraintes horizontales $\sigma_{h1}$ en fonction de la profondeur.....	25
Tableau IV.3.Contraintes horizontales $\sigma_h$ en fonction de la profondeur.....	25
Tableau V.1.Critères de classification de sols purement cohérents .....	35
Tableau V.2.Caractéristiques du terrain .....	36
Tableau V.3.Caracteristiques mecanique des boulons .....	38
Tableau VI.1 .Classe du rocher suivant la classification de BIENAWSKI .....	41
Tableau VI.2 .Recommandations du soutènement d'apres BIENAWSKI.....	42
Tableau VI.3. Recommandations de l'AFTES pour le choix de type de soutènement.....	44
Tableau VIII.1.Proprietes du terrain amelioré .....	52
Tableau VIII.1.Categories des dommages .....	56
Tableau VIII.2. Relation entre la categorie des dommages et les deformations .....	57
Tableau IX.1.Caracteristiques mecaniques des cintres .....	58
Tableau IX.2. Caracteristique mecaniques du beton projeté.....	59
Tableau IX.3.Caracteristiques mecaniques des boulons et enfilages.....	59
Tableau IX.4.Sollicitations de dimensionnement du soutènement provisoire .....	60
Tableau IX.5. Caracteristiques mecaniques des tubes .....	60
Tableau IX.6.Caracteristiques mecaniques des HEB 160.....	61
Tableau IX.7.Deplacement maximal a la surface.....	63
Tableau XI.1. Sollicitations M, N, T (ELS) .....	69
Tableau XI.2.Sollicitations M, N, T (ELU) .....	69
Tableau XI.3.Caracteristiques des treillis à souder .....	71

# SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I : PRPRESENTATION DU PROJET</b>	
I.1. INTRODUCTION.....	2
I.2. DESCRIPTION DU PROJET .....	2
I.3. SECTION TRANSVERSALE .....	3
I.4. CONCLUSION .....	4
<b>CHAPITRE II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE</b>	
II.1. INTRODUCTION.....	5
II.2. MOYENS DE CREUSEMENT .....	5
II.2.1. CREUSEMENT PAR BOUCLIER.....	5
II.2.1.1. TYPE OUVERT.....	6
II.2.1.2. TYPE FERME.....	6
II.2.2. CREUSEMENT PAR ATTAQUE PONCTUELLE.....	6
II.2.3. CREUSEMENT PAR EXPLOSIF.....	6
II.2.4. AUTRE TECHNIQUE DE CREUSEMENT.....	7
II.3. IMETHODES DE CREUSEMENT.....	7
II.3.1. METHODE A PLEINE SECTION .....	7
II.3.2. METHODE DE LA DEMI-SECTION.....	8
II.3.3. METHODE DE LA SECTION DIVISEE.....	8
II.4. TYPES DE SOUTENEMENT .....	8
II.4.1. LES SOUTENEMENTS AGISSANT PAR SUPPORTAGE.....	8
II.4.1. 1. LES CINTRES .....	8
II.4.1.1.1. LES CINTRES METALLIQUES LOURDS .....	8
II.4.1.1.2. LES CINTRES METALLIQUES LEGERS.....	9
II.4.1. 2. TUBES PERFORES.....	9
II.4.2. LES SOUTENEMENTS AGISSANT PAR CONFINEMENT DU TERRAIN ENCAISSANT.....	9
II.4.3. LES SOUTENEMENTS AGISSANT A LA FOIS PAR CONFINEMENT ET COMME ARMATURE DU TERRAIN ENCAISSANT.....	9
II.4.4. LES SOUTENEMENTS AGISSANT PAR CONSOLIDATION DU TERRAIN ET MODIFICATION DE SES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES OU HYDROLOGIQUES.....	9
II.5. INTERACTION SOUTENEMENT-MODE DE CREUSEMENT.....	10
II.6. CONCLUSION .....	10
<b>CHAPITRE III : ASPECT GEOLOGIQUE GEOTECHNIQUE</b>	
III.1. INTRODUCTION.....	11
III.2. RECONAISSANCES GEOLOGIQUES.....	11

III.2.1.	GEOLOGIE REGIONALE.....	11
III.2.2.	GEOLOGIE LOCALE.....	11
III.3.	RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES .....	12
III.3.1.	PROSPECTIONS ET ESSAIS IN SITU.....	12
III.3.1.1.	SONDAGES CAROTTEES .....	12
III.3.1.2.	ESSAIS SPT.....	12
III.3.1.3.	ESSAIS PRESSIOMETRIQUE.....	12
III.3.2.	ESSAIS EN LABORATOIRE .....	13
III.3.3.	CALCUL DES PARAMETRES GEOTECHNIQUES .....	14
III.4.	RECONNAISSANCES HYDROLOGIQUES.....	15
III.4.1.	NIVEAU DE LA NAPPE PHREATIQUE.....	15
III.4.2.	AGRESSIVITE DE L'EAU ET DES SOLS SUR LE BETON .....	15
III.4.3.	PERMEABILITE DES TERRAINS TRAVERSEES.....	16
III.5.	ESSAIS GEOPHYSIQUES .....	16
III.6.	CONDITIONS SISMIQUES .....	16
III.7.	CONCLUSION .....	17
<b>CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES</b>		
X.1.	INTRODUCTION.....	19
X.2.	POUSSEES DU SOUTERRAIN .....	19
IX.1.2.	POUSSEES DE DETENTE.....	19
IX.2.2.	POUSSEES GEOLOGIQUE .....	20
IX.2.3.	POUSSEES DUES AUX GONFLEMENT .....	21
X.3.	EVALUATION DES CHARGES .....	12
X.3.1.	PRESSIONS VERTICALES .....	21
X.3.1.1.	THEORIES TENANT COMPTE DE L'INFLUENCE DE PROFONDEUR .....	21
X.3.1.1.1.	THEORIE DE BIERBAUMER.....	21
X.3.1.1.2.	THEORIE DE TERZAGHI .....	22
X.3.1.2.	THEORIES NE TENANT PAS COMPTE DE L'INFLUENCE DE LA PROFONDEUR .....	23
X.3.1.2.1.	METHODE DE PROTODIAKONOV .....	25
X.3.2.	POUSSEE LATERALE.....	25
X.3.2.1.	METHODE DE TERZAGHI.....	25
X.3.2.2.	METHODE DE COLUMB RANKINE.....	25
X.4.	POUSSES DU RADIER .....	27
X.4.1.	METHODE DE TISMBARIEVITCH.....	27
X.5.	CHARGE DES BATIMENTS. ....	28
X.6.	CHARGE DUE AU POIDS PROPRE DE L'ANNEAU INTERIEUR FINAL .....	28

X.7.	CONCLUSION .....	28
<b>CHAPITRE V : MOUVEMENTS INDUITS PAR LE CREUSEMENT</b>		
IV.1.	INTRODUCTION.....	29
IV.2.	DESCRIPTION GENERALE DES MOUVEMENT DU SOL .....	29
IV.3.	TASSEMENTS EN SURFACE .....	30
IV.3.1.	TASSEMENTS DANS LE PROFIL EN TRAVERS .....	30
IV.3.1.1.	TASSEMENT VERTICAL.....	30
IV.3.1.2.	TASSEMENT A LONG TERME .....	31
IV.3.1.3.	RELATION ENTRE $\delta v_{max}$ ET LE TAUX DE DECONFINEMENT .....	32
IV.3.1.4.	RELATION ENTRE $\delta v_{max}$ ET $\delta_{clé}$ .....	32
IV.3.2.	TASSEMENT DANS LE PROFIL EN LONG .....	32
IV.4.	STABILITE DU FRONT DE TAILLE.....	33
IV.4.1.	METHODE DE NOMBRE DE STABILITE .....	33
IV.4.2.	METHODE DU « COIN DE TERRAIN » .....	35
IV.5.	RENFORCEMENT DU FRONT .....	38
IV.5.1.	BOULONS EN FIBRES DE VERRE.....	38
IV.5.2.	VOUTE PARAPLUIE .....	39
IV.6.	COCLUSION .....	40
<b>CHAPITRE VI : PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTENEMENTPROVISOIRE</b>		
V.1.	INTRODUCTION.....	41
V.2.	METHODES EMPIRIQUES .....	41
V.2.1.	METHODE DE BIENIAWSKI .....	41
V.2.2.	RECOMENDATIONS DE L’AFTES.....	43
V.3.	CONCLUSION .....	44
<b>CHAPITRE VII : CONVERGENCE-CONFINEMENT</b>		
VI.1.	INTRODUCTION.....	45
VI.2.	COURBE CARACTERISTIQUE DU TERRAIN .....	45
VI.2.1.	CALCUL ANALYTIQUE.....	45
VI.2.2.	TRACE DE LA COURBE.....	47
VI.3.	CONVERGENCE EN FONCTION DE LA DISTANCE DU FRONT.....	47
VI.4.	TRACE DE LA COURBE CARACTERISTIQUE DU SOUTENEMENT .....	48
IV.4.1.	SOUTENEMENT PAR CINTRES CALES A LA PAROI.....	49
IV.4.2.	SOUTENEMENT PAR BETON PROJETE .....	49
IV.4.3.	SOUTENEMENT PAR BOULON D’ANCRAGE .....	49
VI.5.	EQUILIBRE TERRAIN SOUTENEMENT .....	50
VI.6.	CONCLUSION .....	50

## **CHAPITRE VIII : MODELISATION**

VII.1.	INTRODUCTION.....	51
VII.2.	PROGRAMME DE CALCUL.....	51
VII.3.	CONDITIONS AUX LIMITES .....	51
VII.4.	DESCRIPTION DU MODELE.....	51
VII.5.	DONNEES GEOLOGIQUE-GEOTECHNIQUE .....	51
VII.6.	CONSIDERATION DU NIVEAU PHREATIQUE .....	52
VII.7.	MODELISATION.....	52
VII.7.1.	ETAT DE CONTRAINTES INITIAL .....	52
VII.7.2.	EXCAVATION DE LA CALOTTE1+RADIER PROVISOIRE1.....	53
VII.7.3.	EXAVATION DE LA CALOTTE2+RADIER PROVISOIRE2 .....	53
VII.7.4.	ENLEVEMENT DU DIAPHRAGME.....	54
VII.7.5.	EXCAVATION DU RADIER ET CONSTRUCTION DE LA SECTION FINALE.....	54
VII.8.	EVALUATION DES DOMMAGES .....	55
VII.8.1.	TASSEMENTS EN SURFACE.....	55
VII.8.2.	DEFORMATIONS HORIZONTALES .....	55
VII.9.	CONCLUSION .....	57

## **CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL DU SOUTÈNEMENT**

VIII.1.	INTRODUCTION.....	58
VIII.2.	TYPES DE SOUTÈNEMENT.....	58
VIII.2.1.	CINTRES METALLIQUE .....	58
VIII.2.2.	BETON PROJETE.....	59
VIII.2.3.	BOULONS ET ENFILAGE.....	59
VIII.3.	ACTIONS ET COMBINAISONS .....	59
VIII.4.	DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL.....	60
VIII.4.1.	VOUTE PARAPLUIE.....	60
VIII.4.2.	CINTRES METALLIQUE .....	61
VIII.4.3.	BETON PROJETE .....	62
VIII.5.	COMBINAISON SISMIQUE.....	62
VIII.6.	CONCLUSION .....	63

## **CHAPITRE X : CONSTRUCTION**

IX.1.	INTRODUCTION.....	64
IX.2.	METHODE D'EXCAVATION .....	64
IX.3.	MOYEN D'EXCAVATIONS.....	64
IX.3.1.	MACHINE A ATTAQUE PONCTUELLE ROTATIVE.....	64
IX.3.2.	EXCAVATION AVEC RETRO-EXCAVATRICE.....	64
IX.4.	CYCLES DE TRAVAIL.....	65

IX.5.	EFFET DU NIVEAU PHREATIQUE .....	66
IX.6.	MACHINES CONSTRUCTIVES .....	66
	IX.5.1.MACHINE D'EXCAVATION ET DEBLAI .....	66
	IX.5.2.MACHINE DE MISE EN PLACE DE SOUTENEMET .....	67
	IX.5.2.1.BETON PROJETE.....	67
	IX.5.2.2.CINTRES METALLIQUE .....	68
IX.7.	INSTRUMENTATION ET CONTROLE.....	68
IX.8.	CONCLUSION .....	68
<b>CHAPITRE XI : REVETEMENT DEFINITIF</b>		
XI.1.	INTRODUCTION.....	69
XI.2.	REVETEMENT EN BETON ARME .....	69
XI.3.	SOLLICITATIONS.....	69
XI.4.	FERAILLAGE .....	70
	XI.4.1.ETAT LIMITE ULTIME.....	70
	XI.4.2.ETAT LIMITE DE SERVICE.....	70
XI.5.	CHOIX D'ARMATURES .....	71
XI.6.	VERIFICATION AU CISAILLEMENT .....	71
XI.7.	REVETEMENT ET IMPERMEABILISATION .....	71
XI.8.	CONCLUSION .....	72
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>		<b>73</b>



---

# **INTRODUCTION GENERALE**

---



# *Introduction générale*

Alors que L'agglomération urbaine d'Alger se densifie de plus en plus, la réalisation des extensions du métro d'Alger est devenue un enjeu prioritaire dans le cadre de politique de développement des transports en commun. Pour des raisons essentiellement fonctionnelles et économiques ces ouvrages sont généralement creusés à faible profondeur dans des terrains meubles.

Dans ce type de terrain et lors d'un tracé limité, la méthode de creusement avec attaque ponctuelle est préférée à celle mécanisée. L'ingénieur se trouve ainsi face à deux problèmes majeurs : d'une part assurer le bon déroulement des travaux en préservant la stabilité de l'ouvrage et d'autre part, contrôler les déformations du massif encaissant pour éviter l'interaction avec les constructions avoisinantes.

Ce mémoire de fin d'étude traite une part de cette problématique en étudiant la stabilité d'un tronçon de tunnel en mine sur l'extension Ain Naadja Beraki. Ce présent travail est divisé en onze chapitres dans lesquels on expose au fur et à mesure la méthode de creusement, le type de soutènement et les traitements spéciaux qu'on propose pour maintenir la stabilité du tunnel et minimiser les déformations du terrain en surface.

Les cinq premiers chapitres sont consacrés à la présentation du projet et la description des terrains dans lequel sera implanté notre ouvrage en évaluant les contraintes géologiques et fonctionnelles survenant sur sa réalisation , l'estimation des déplacements induits par le creusement de la section complète sans soutènement et l'étude de la stabilité du front de taille ainsi qu'une synthèse bibliographique sur les méthodes de creusement et les types des soutènements existants.

Les chapitres six et sept s'intéressent au prédimensionnement du soutènement provisoires et l'étude de la stabilité de l'excavation soutenue en utilisant des méthodes semi-empiriques , le chapitre huit présente l'analyse par modélisation 2D pour choisir les séquences de creusement-soutènement appropriées et réduire les incertitudes dans l'estimation des tassements en surface ,ensuite, les sections de soutènements utilisés sont justifiées au chapitres neuf en se basant sur les Eurocodes et le BAEL 91.

Ce travail est finalisé par les deux derniers chapitres qui illustrent la méthode d'exécution de l'ouvrage, le matériel utilisé et les précautions à prendre pour le bon déroulement des travaux du creusement et du soutènement, ainsi que l'étude du revêtement définitif et les dispositions d'étanchéité et leur mise en place.



---

# **CHAPITRE I :**

---

# **PRESENTATION DU PROJET**



### I.1. INTRODUCTION

Dans le cadre de l'extension du réseau desservi par le métro d'Alger, l'Entreprise du métro d'Alger a projeté la réalisation d'un tronçon liant les deux localités Ain Naadja et Baraki. Il s'agit d'une ligne d'environ 06 Km, comportant 06 stations, dont la réalisation est partagée en deux phases.

Le but de notre projet est l'étude de stabilité d'un tronçon de 100 m, se trouvant sur cette ligne que nous allons amplement décrire dans ce chapitre.

### I.2. DESCRIPTION DU PROJET

Le réseau du métro d'Alger est actuellement constitué en quatre lignes en service :

Hai El Badr - Tafourah - Grande poste.

Hai El Badr - El Harrach.

Place de Martyrs - El Harrach Centre.

Hai El Badr - Ain Naadja.

Et pour satisfaire la demande en transport croissantes, trois extensions sont envisagées :

EL Harrach Centre - Bâb Ezzouar.

Chevalley -la Place des Martyrs .

Ain Naadja - Baraki.

Le tronçon étudié dans ce projet se trouve dans l'extension reliant Ain Naadja à Baraki en un temps de parcours de 9min 47s passant par six stations avec une distance moyenne inter station de 1010m. Le tracé s'étend sur 06 Km avec un rayon de courbure minimum de 350m, une pente maximum de 4% et une profondeur moyenne de 16.7m.

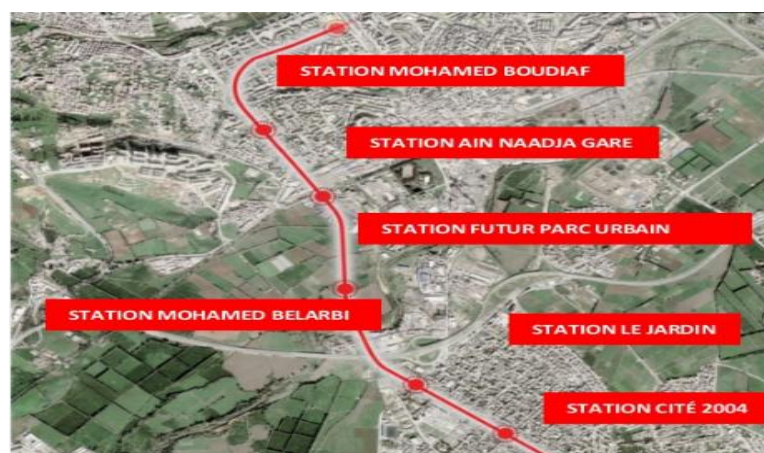


Figure I.1. Extension Ain Naadja Baraki

L'exécution de cette extension est divisés en deux phases ; la première débute du PK0+000 et se termine au PK3+515 et le la deuxième s'étend du PK3+515 au Pk6+174 avec 2,659 km de tronçon souterrain.

Dans le lot 2, au PK 3+690 la typologie du tronçon souterrain passe d'un tunnel cadre en un tunnel mine qui s'étend jusqu'au PK3+865 en raison de l'impossibilité d'exécuter les cadres car le tracé se situe sous quelques bâtiments. En cette partie entre le Pk3+700 et le Pk 3+800 se trouve Le tronçon sujet de notre étude. Il s'agit d'un tunnel en mine superficiel d'une profondeur de 8m implanté sous des bâtiments qui sera exécuté à partir d'un puits de ventilation.

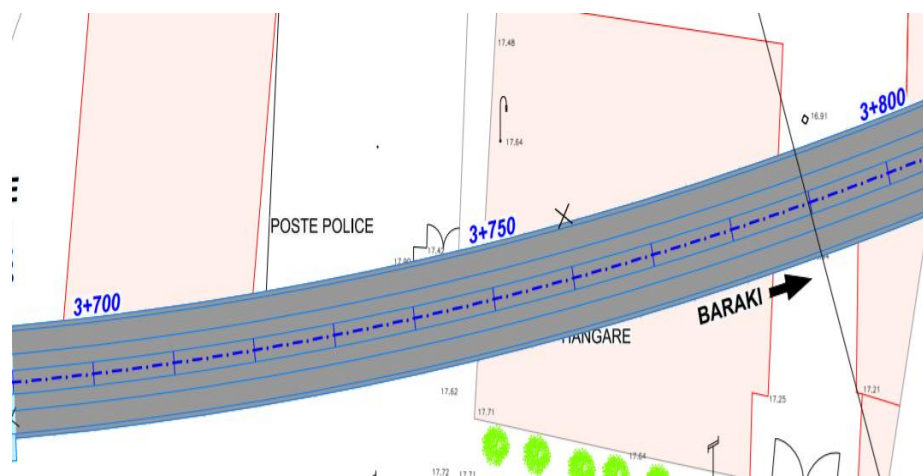


Figure I.2.Plan de la zone d'implantation

### I.3. SECTION TRANSVERSALE

Ce tunnel est destiné pour le transport urbain, la section transversale est conçue pour permettre la circulation du métro en toute fluidité.

La section du tunnel est composée de voutes de trois rayons, le supérieur R1 de 4.46m, les latéraux R2 de 2m et le rayon intérieur de la contre voute ayant 9m.

La section choisi doit pouvoir permettre le passage de deux métros avec un chemin d'évacuation de chaque côté.

L'entraxe des voies qui sont en courbe est de 3480mm.

La disponibilité de l'espace au-dessus du gabarit permet l'installation des équipements du tunnel. De même, des réservations sont prévues telles que le passage des câbles (télécommunication et autres), les drains et les bouches d'incendie. Une prise d'eau est également prévue pour alimenter la bouche d'incendie.

La section du tunnel a été choisie en fonction des caractéristiques géométriques, des données géologiques et géotechniques du terrain traversé, ainsi que la hauteur de la couverture.

La largeur de l'excavation est de 10m de largeur et sa hauteur est de 9m ce qui équivaut à une section circulaire de 9.45m de diamètre.

Au niveau du radier, on a retenu une forme en voûte car on est en présence d'un mauvais terrain. Cette forme permet de reprendre correctement les éventuelles forces de poussée

### **I.4. CONCLUSION**

L'enjeu de ce projet est de réaliser un tunnel en mine pour lequel il existe seulement 8m de terrain entre l'entrée du tunnel et la surface sous la verticale de bâtiments, c'est pour cela qu'il faut prévoir la réalisation de traitements spéciaux de protection lors de creusement.



---

# **CHAPITRE II : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE**

---



## **II.1. INTRODUCTION**

Parmi les principaux objectifs d'étude dans le cadre de projet d'un ouvrage souterrains on cite le choix des procédés d'excavation et de marinage qui est étant technique qu'économique et le choix de dimensionnement de soutènement à court terme.

Pour pouvoir choisir, il faut d'abord bien connaitre les différentes méthodes de creusement, les divers types de soutènement qui existent et les facteurs qui nous permettront de sélectionner le type convenant à notre ouvrage, ceci sera définit brièvement dans cette chapitre.

## **II.2. MOYENS DE CREUSEMENT**

Les moyens de creusement sont actuellement formidablement progressés que ça soit dans la méthode traditionnelle (explosif) par la mécanisation et la robotisation de certaines phases ou bien dans les méthodes mécanisées avec l'apparition des tunneliers qui nous ont permis de franchir des zones très instables ,tout en limitant les déplacement dus au creusement et en augmentant les vitesses d'avancement et la sécurité du personnel.[1]

Selon la nature et la résistance du terrain à traverser, l'excavation d'un souterrain exige les moyens suivant :

**Tableau II.1.Moyens de creusement en fonction du terrain traversé**

Type du terrain	Moyen de creusement
<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Roche dur compacte</li> <li>➤ Roche fissurée</li> <li>➤ Roche tendre</li> <li>➤ Terrain compacte aggloméré</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Explosif</li> <li>➤ Machine foreuse moderne</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Roche broyé</li> <li>➤ Terrain moyennement compacte</li> <li>➤ Terrain meuble graveleux ou argileux</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Pelles hydrauliques de galerie</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Terrain mou</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Bouclier</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Terrai fluant</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Bouclier à air comprimé, procédés spéciaux</li> </ul>

### **II.2.1. CREUSEMENT PAR BOUCLIER.**

Le tunnelier attaque en une seule passe la totalité de la section du tunnel, la machine possède le plus souvent à l'avant un plateau circulaire d'un diamètre sensiblement égale à celui de la galerie, équipé d'outils de creusement. Cet engin assure le découpage parfait du contour de l'excavation et ne provoque pas d'ébranlement ce qui entraine une bonne tenue du terrain, toutefois son utilisation exige une main d'œuvre hautement qualifiée et son rendement peut être faible en cas de petite portée du tunnel.

Ce mode de creusement est utilisé pour les terrains à faible résistance, quand le front de taille ne peut pas assurer l'équilibre des pressions hydrostatiques ou de la pression des terres sans soutènement.

La désagrégation du terrain lors de la progression de la machine nécessite le développement de poussées importante sur les outils d'où l'appui constitué par des patins s'appuyant directement contre les parois du tunnel, l'appui est constitué généralement par des voussoirs et l'évacuation des déblais s'effectue par rail.

### II.2.1.1. TYPE OUVERT

Le bouclier type ouvert se distingue à son tour en trois catégories en fonction du type d'appuis :

#### **A appui longitudinal.**

**A appui radial** : utilisables lorsque la stabilité du front est assurée naturellement dans des conditions satisfaisantes.

**A appui mixte** : machine est équipée à la fois d'appuis radiaux et d'appuis longitudinaux utilisés en fonction des terrains rencontrés.

### II.2.1.2. TYPE FERME

Ce type se caractérise par son creusement avec confinement qui peut être :

**Confinement mécanique** : Successeurs mécanisés des boucliers anciens, ce sont des machines à forer pleine section, le plus souvent à tête rotative, qui assurent le creusement, l'évacuation des déblais et la pose d'un revêtement préfabriqué.

**Confinement par air comprimé** : Le confinement est réalisé par mise en pression de l'air contenu dans la chambre d'abattage.

**Confinement de boue** : Le confinement est réalisé par la mise en pression d'un fluide de forage dans la chambre d'abattage. La circulation du fluide dans celle-ci permet d'extraire les déblais et de maintenir une pression constante par régulation directe ou indirecte des débits.[2]

**Confinement de terre** : Le confinement est réalisé par la mise en pression dans la chambre de coupe des matériaux excavés

**Confinement mixte** : On utilise des machines équipées d'une tête d'abattage à attaque globale qui peuvent fonctionner soit en mode ouvert ou fermé, soit selon plusieurs modes de confinement.

### II.2.2. CREUSEMENT PAR ATTAQUE PONCTUELLE.

C'est une techniques utilisée très fréquemment pour l'excavation de tunnels en roches molles et moyennes, les avantages des machines à attaque ponctuelle sont principalement liés à leur mobilité, flexibilité et sélectivité ce qui leur donne la possibilité d'adaptation de la section du tunnel à n'importe quelle forme comme elle permet de diviser l'excavation en plusieurs phases. Ces machines sont largement utilisées dans les travaux du souterrain compte tenu de leurs couts.

### **II.2.3. CREUSEMENT PAR EXPLOSIF.**

Le creusement à l'explosif est une méthode très ancienne mais elle est en constante évolution. Par opposition à la perforation mécanique, elle est dite traditionnelle puisque elle était employée dans les premiers travaux souterrains miniers.

La méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée, et pour lesquelles un abattage manuel ou mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique

### **II.2.4. AUTRE TECHNIQUE DE CREUSEMENT.**

#### **• La percussion lourde**

Consiste à lancer sur le front de taille un projectile dont l'impact provoque la fissuration et l'éclatement de la roche. Le Bureau des Mines des USA a fait procéder à des expériences intéressantes dans cette voie en utilisant un canon de 10 m à 15 m du front et des projectiles en béton d'environ 5 kg percutant le front à la vitesse de 1500 m/s. La fissuration dans le granit intéresse une profondeur de 30 à 50 cm et il faut 8 coups pour permettre de progresser de 30 cm sur un front de 15 m<sup>2</sup>.

#### **• Le jet hydraulique**

A haute pression (jet-cutting), il consiste à réaliser des saignées dans la roche à l'aide d'un jet d'eau concentré à faible débit, mais à très forte pression. Ainsi, en Allemagne, avec une buse de 0,5 mm, un débit de 18 L/min et une pression de 3800 bars, le granit est réalisé des saignées de 6 mm de profondeur à la vitesse de 10 cm/s. En combinant, sur une machine à attaque globale, l'action des outils et celle d'un nombre équivalent de buses à haute pression de ce type.

#### **• La vibration**

Elle a été également expérimentée et appliquée aux molettes d'un tunnelier. Les résultats sont assez encourageants, mais l'usure de telles machines risque d'être très rapide.

#### **• Le gradient thermique et la fusion**

L'action de la chaleur est plutôt réservée aux forages de petits diamètres, en raison de son très faible rendement énergétique. D'une façon générale, si l'on compare les bilans énergétiques de ces différentes méthodes, on vérifie que les méthodes le plus économiques sont celles dans lesquelles le matériau est découpé en morceaux aussi gros que possible. De ce point de vue, l'abattage mécanique exige globalement, deux fois plus d'énergie que l'explosif. Mais d'autres critères interviennent de façon décisive en faveur de la mécanisation. [3]

L'avenir est probablement la combinaison de méthodes classiques et de certaines de ces méthodes utilisées à dose homéopathique pour tendre à limiter la fragmentation de la roche.

## **II.3. IMETHODES DE CREUSEMENT**

### **II.3.1. METHODE A PLEINE SECTION**

Cette technique de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale de tunnel en une seule phase, elle est préconisé beaucoup plus pour les terrains de bonne tenue lorsque la section à creuser n'est pas très importante.

Cette méthode se caractérise par sa rapidité ce qui facilite l'organisation du chantier car elle permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles de revêtement

Les déblais sont exécutés par tranche horizontale en commençant par le haut, et l'inconvénient est que leur évacuation nécessite plusieurs reprises .En cas de rencontre d'un accident de terrain sérieux, cette technique reprit une adaptation très difficile.

### **II.3.2. METHODE DE LA DEMI-SECTION**

Cette méthode est particulièrement conseillé pour les terrains hétérogènes de qualité moyenne .Elle permet de mieux maitriser les problèmes de stabilité vu la dimension réduite du front de taille .Généralement, on creuse la demi-section supérieure de tunnel ensuite on excave la demi-section inférieur (stross)

### **II.3.3. METHODE DE LA SECTION DIVISEE**

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excaver est importante, ou dans le cas d'un mauvais terrain qui ne permet pas d'assurer la stabilité de front de taille avec une ouverture en demi section. [4]

Cette technique a un inconvénient d'ordre économique parce qu'elle est très couteuse et sa durée d'application relativement longue .Elle ne se justifie que lorsqu'il n y a pas de possibilité d'utiliser une autre méthode .Il existe plusieurs variantes de cette méthode ; on peut citer :

- ✓ Méthode de la galerie de faite (méthode belge française)
- ✓ Méthode des deux galeries
- ✓ Méthode des trois galeries (allemande)
- ✓ Méthode contre voute (italienne)
- ✓ Méthode de creusement à plein calotte

## **II.4. TYPES DE SOUTÈNEMENT**

Selon le mode de fonctionnement du tunnel, les soutènements sont classés en quatre catégories principales :

### **II.4.1. LES SOUTÈNEMENTS AGISSANT PAR SUPPORTAGE.**

Les éléments employés dans ce genre de soutènement reportent les charges du terrain ,il sont essentiellement :

### **II.4.1. 1. LES 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 placées le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une peau de blindage. Suivant le rôle qu'ils assurent, 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) ou de renforcement d'ouvrages anciens. Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, Les cintres peuvent être en bois (rarement utilisés), en béton (à armature réticulé ou préfabriqués en béton armé) ou bien des cintres métalliques lourds ou légers.

#### **II.4.1.1.1. LES CINTRES METALLIQUES LOURDS**

Constitués de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide, ils 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 :** on utilise généralement les profilés courants du commerce, types IPN, IPE ou, plus habituellement, HEA ou HEB.

**Accouplés** Pour augmenter l'inertie des cintres, on utilise deux fers IPN ou IPE que l'on dispose à faible distance l'un de l'autre (10 à 20 cm) et que l'on solidarise à l'aide de plats soudés, ou à l'aide de profilés formant des entretoises.

**Cintre télescopables :** Cintres métalliques, possédant des articulations, qui en les bloquant permettent la pose d'un cintre, et en débloquent la dépose.

#### **II.4.1.1.2. LES CINTRES METALLIQUES LEGERS**

On distingue les profilé légers, les cintres en tôle pliée et les cintres coulissant qui sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de 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

### **II.4.1. 2. TUBES PERFORES.**

Les tubes perforés sont considérés comme un procédé de présoutènement qui sera installé depuis le front, sur une part ou la totalité du développé, pour être efficace en avant du

### **II.4.2. LES SOUTENEMENTS AGISSANT PAR CONFINEMENT DU TERRAIN ENCAISSANT.**

Ce sont essentiellement :

- Le béton projeté seul joue le rôle d'une peau protectrice contre les altérations dues à l'air et à l'humidité.

- Le béton projeté associé à des cintres léger conçus comme une véritable structure capable de reprendre les efforts normaux et les moments.

### **II.4.3. LES SOUTÈNEMENTS AGISSANT A LA FOIS PAR CONFINEMENT ET COMME ARMATURE DU TERRAIN ENCAISSANT.**

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).
- Tirants d'ancrage.

### **II.4.4. LES SOUTÈNEMENTS AGISSANT PAR CONSOLIDATION DU TERRAIN ET MODIFICATION DE SES CARACTÉRISTIQUES GEOTECHNIQUES OU HYDROLOGIQUES**

- Injections de consolidation qui peut être à « trou ouvert », au tube à manchette, avec sacs séparateurs ou au tube crépiné.

- Air comprimé.
- Congélation

## **II.5. INTERACTION SOUTÈNEMENT-MODE DE CREUSEMENT**

Les travaux d'excavation d'un tunnel au rocher, surtout s'ils sont mal conduits ébranlent le massif rocheux et diminuent ses caractéristiques .Le soutènement nécessaire sera d'autant plus important que l'ébranlement est plus violent.

Un autre cas est celui des tunnels forés avec une machine à attaque globale : l'encombrement de la machine et la mécanisation du chantier imposent bien souvent un type de soutènement adapté au type de machine retenu.

## **II.6. CONCLUSION**

Cette synthèse bibliographique nous a donné un aperçu sur les méthodes de creusement et de soutènement qui existent ainsi que les facteurs de sélection, ce qui va nous orienter dans le choix de procédés de construction de notre tunnel prenant en compte l'ensemble des contraintes liées au parti fonctionnel retenu, à l'environnement de l'ouvrage, au terrain encaissant et aux moyens de l'entreprise.



---

## **CHAPITRE III :**

---

# **ASPECT GEOLOGIQUE GEOTECHNIQUE**



### **III.1. INTRODUCTION**

Les conditions géologiques, hydrologiques et géotechniques sont, plus que tout autre, des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Ces conditions ont une très grande influence sur le choix des méthodes d'excavation, du soutènement et du revêtement. Il est donc nécessaire de prévoir, dès l'origine du projet, tous les moyens pour obtenir une image, aussi complète que possible des caractéristiques des terrains à traverser.

Dans ce chapitre on va décrire les terrains qui vont être traversés lors de la réalisation du tunnel en s'appuyant sur la carte géologiques d'Alger et les essais géotechniques et géophysiques réalisés.

### **III.2. RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES**

#### **III.2.1. GEOLOGIE REGIONALE**

D'après la carte géologique de Larbaa à 1/50000, la partie sud-est d'Alger est représentée par les formations suivantes :

**Le primaire** par des roches éruptives (dacitoïde andésitiques à biotite, pyroxène et hornblende), de roches métamorphiques (schistes à aspect lustré), grès micacés rouges et poudingues à galets et quartz blanc (permien).

**Le secondaire** correspond aux brèches dolomitiques et gypseuses de Trias et aux calcaires liasiques.

**Le tertiaire** est représenté par de nombreux termes tel que :

Les flysch albo-aptien.

Les calcaires (cénomaniens).

Les marnes et calcaires de sénonien

Les formations de Takourabett, poudingues, grès, marnes et calcaires de l'éocène.

Marne et argile, grès et poudingues de Cartènien.

Calcaires et tufs (Helvétien).

Marne et argile bleu de Sahel

Marnes jaunes, calcaires, sables, grès et poudingues coquiller de l'Astien

Poudingues, grès et sables de villafranchiens.

**Le quaternaire** correspond aux cailloutis de Maison-Carrée (comblement de la Mitidja) d'âge Pliocène récent et Quaternaire ancien, alluvions récentes et de terrasse de vallées Pléistocène, éboulis et dépôts de pentes et enfin par les alluvions actuelles. [5]

### III.2.2. GEOLOGIE LOCALE

D’après la carte géologique d’Alger à 1/50000, la région Baraki dans laquelle se trouve notre tronçon contient des alluvions caillouteuses et limoneuses, marécageuses, marnes et cailloutis de Maison- Carrée en plus des alluvions récentes. La carte suivante illustre la composition géologique des terrains traversés par le tracé de l’extension.

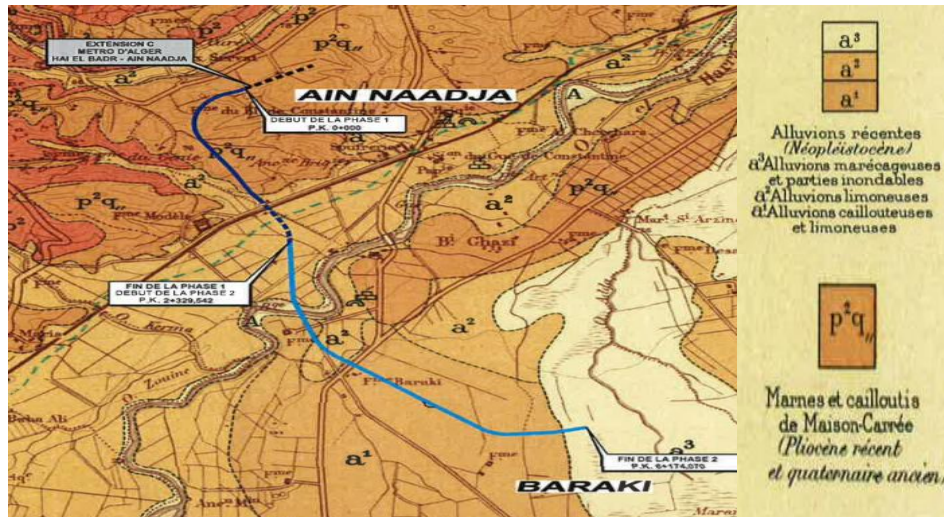


Figure III.1. Géologie du tracé Ain Naadja Beraki

### III.3. RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

Dans le but de mieux s’approcher des caractéristiques et de l’état des sols qui seront traversés lors de la réalisation de notre tunnel, on a effectué deux types d’essais ; des prospections in situ et des essais en laboratoire. [6]

#### III.3.1. PROSPECTIONS ET ESSAIS IN SITU

Les travaux de prospection réalisés dans la zone de la section du tunnel sont :

##### III.3.1.1. SONDAGES CAROTTEES

Afin de réaliser des observations et des essais représentatifs des formations en place des sondages carottés on été réalisés .Aucun sondage n’a été effectué entre le PK3+700 et le PK3+800.C’est pour cette raison qu’on va se baser dans l’étude sur les résultats obtenus à partir de deux sondages avoisinants le premier S1 au PK3+667 et le deuxième S2 est au PK4+010.Ces sondages ont fournit des échantillons permettant à la fois de caractériser la nature et l’état des sols .[ANNEXE A]

##### III.3.1.2. ESSAIS SPT

La résistance à la pénétration des sols a été définie au moyen des essais SPT. Les résultats de ces essais sont représentés dans La résistance à la pénétration est définie comme la somme des coups de la deuxième et la troisième pénétration. Les valeurs les plus élevées de  $N_{spt}$  correspondent aux zones dans lesquelles le matériel possède un plus grand contenu en

sable ou en gravier. Les indices N de l'essai doivent être corrigés par l'effet de la surcharge de terre normalisé à l'énergie standard de 60%.

### III.3.1.3. ESSAIS PRESSIOMETRIQUE

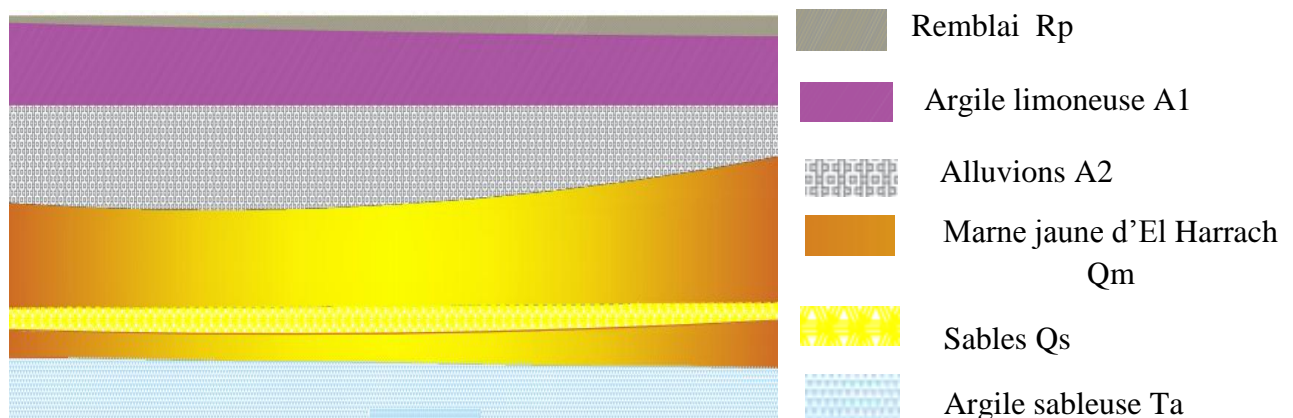
Des essais de chargement in situ ont été effectués au sein du terrain. La table donnée dans montre les résultats de ces essais .Les valeurs moyennes du module pressiométrique définissent le comportement pseudo-élastique du sol et la pression limite caractérise la résistance de la rupture du sol. Il est également possible de voir la valeur du module œdométrique provenant de la relation donnée par MENARD( $E = Ep/\delta$ ).

### III.3.2. ESSAIS EN LABORATOIRE

Plusieurs essais en laboratoire en été effectués sur les échantillons obtenus de sondages carottés, notamment :

- Teneur en eau
- Densité sèche et humide
- Analyse granulométrique
- Limites d'Atterberg
- Cisaillement rectiligne à la boîte
- Compressibilité à l'odomètre
- Analyse chimique du sol.

Grace à tous ses essais on a pu effectuer une coupe géotechnique théorique des terrains qui seront traversés par le creusement de notre tunnel.



**Figure III.2. Profil géotechnique.**

Le terrain est constitué d'une première couche de dépôts de constructions compactés d'une épaisseur variant de 0.5m à 1m.

D'une 2<sup>ème</sup> couche d'argile avec grave limoneuse très ferme. Son épaisseur varie entre 4.90m à 5.4m.

La 3<sup>ème</sup> couche est constituée d'alluvions récentes, sables moyens et grossier avec une épaisseur de 4m à 5.1m. Elle constitue avec l'argile limoneuse les matériaux de couverture du tunnel.

En ce qui concerne la 4 ème couche, c'est la marne jaune d'El Harrach grise en profondeur avec contredon calcaire dans la partie supérieure ayant une épaisseur 10m à 12m.

La 5<sup>ème</sup> couche Qs apparait en tant que intercalation entre les unités géotechniques Qm et Ta et n'a donc aucune continuité latérale. Les essais en laboratoire réalisés sur les échantillons prélevés, ont montré qu'il s'agit d'un sable très argileux .Les grains fins qu'il contient possèdent une plasticité allant de basse à moyenne.

Pour la dernière couche, il s'agit d'une argile jaunâtre légèrement sableuse avec des concrétions de calcaire Pliocène. C'est un matériau ayant un comportement fondamentalement cohésif et une plasticité allant de moyenne à élevée. Cette unité est d'une consistance ferme.

### III.3.3. CALCUL DES PARAMETRES GEOTECHNIQUES

Pour estimer La cohésion sans drainage des matériaux argileux, on a utilisé des lois de corrélations puis on a pris les valeurs minimales en raison de sécurité. A partir des essais pressiométrique avec la corrélation D'Amar et Jezequel 1972

$$Cu \text{ (kPa)} = \frac{Pl - \sigma HS}{5.5} \quad \text{si } Pl - \sigma HS < 300 \text{ kpas}$$

$$Cu \text{ (kPa)} = \frac{Pl - \sigma HS}{10} + 25 \quad \text{si } Pl - \sigma HS > 300 \text{ kpas}$$

**Tableau III.1.Contraintes issues du sondage S-26**

Nature du sol	Profondeur(m)	$\sigma_v$ (Kpas)	$\sigma_v'$ (Kpas)	$\sigma_{HS}$ (kpa)	Pl (bars)	Cu (kPa)
Remblai	0.00-0.50	9.5	9.5	9.5	4.3	-
Sables	0.50-4.00	79.5	59.5	58.75	5.7	-
Argile limoneuse	4.00-6.40	131.1	87.1	87.55	8.6	102
Alluvions	6.40-13.50	283.75	168.75	199.37	15.7	-
Argile peu limoneuse	13.50-21.00	441.25	251.25	315.625	19.5	188
Alluvions	21.00-24.50	511.25	286.25	386.25	32.24	-
Argile vaseuse	24.50-30.00	626.75	364.75	462.375	30.5	283

**Tableau III.2.Contraintes issues du sondage S-27**

Nature du sol	Profondeur (m)	$\sigma_v$ (Kpas)	$\sigma_v'$ (Kpas)	$\sigma_{HS}$ (kpa)	Pl (bars)	Cu(KPa)
Remblai	0.00-1.50	28.5	28.5	14.25	3.6	-
Argile peu limoneuse	1.50-4.00	79.75	59.75	49.875	4.7	67
Argile limoneuse	4.00-27.00	539.75	289.75	394.875	13.2	117
Argile vaseuse	27.00-31.00	623.75	33.75	456.875	25	229

Pour l'estimation de la cohésion drainé  $C'$  et l'angle de frottement  $\Phi'$ , nous avons utilisé les recommandations de Wilun & Starzewski (1975) qui, en fonction de la consistance des sols fins indique les valeurs typiques de  $C'$  et  $\Phi'$ .

La synthèse des deux sondages réalisés et leur corrélations avec les valeurs habituellement rencontrées dans ce type de formations à permet d'établir les caractéristiques du terrain suivantes :

**Tableau III.3.Caractéristiques géomécaniques**

Caractéristiques du terrain	Caractéristiques initiales		Caractéristiques de cisaillement			Caractéristiques élastiques	
	$\gamma_h$ (KN/m <sup>3</sup> )	$K_o$	Cu (Kpa)	$C'$ (kpa)	$\Phi'$ [°]	E(Mpa)	$\nu$
Rp	19	0.53	-	20	28	6	0.33
A1	20	0.47	67	20	24	15	0.33
A2	21	0.55	-	2	35	100	0.33
Qm	20.5	0.62	150	25	24	40	0.33
Qs	20.5	0.50		10	30	35	0.33
Ta	21	0.45	-	10	33	50	0.33

### **III.4. RECONNAISSANCES HYDROLOGIQUES**

#### **III.4.1. NIVEAU PHREATIQUE**

Après l'exécution des sondages, on a réalisé successivement des mesures piézométriques les mois d'Aout, septembre, octobre et Novembre 2013 afin de connaître l'oscillation du niveau phréatique.

Pour le S1 le niveau phréatique oscille entre 13m et 16m. En ce qui concerne le S2 la nappe est entre 6m à 8m de profondeur avec une élévation de 0.6m après la pluie. En analysant ces résultats et pour être en coté de sécurité, dans cette présente étude, on va prendre le niveau phréatique à 5m de profondeur.

#### **III.4.2. AGRESSIVITE DE L'EAU ET DES SOLS SUR LE BETON**

Des tests d'agressivités ont été effectués sur des échantillons d'eau extraits des sondages dans le but de connaître son agressivité sur les bétons ainsi que la nécessité d'utilisation de ciments spéciaux .Suivant la norme UNE EN 206-1 2006 et d'après les résultats obtenus, l'eau n'est pas agressive sur les bétons pour les paramètres analysés. D'autre part on a réalisé une analyse de l'agressivité du terrain car un contenu excessif en sulfates peu occasionner une attaque chimique sur le béton .On a constaté que les valeurs sont inférieures à la limite minimale indiquées dans la norme le sol n'est donc pas agressif sur le béton.

#### **III.4.3. PERMEABILITE DES TERRAINS TRAVERSEES**

Aucun essai de perméabilité in-situ n'a été réalisé. On peut trouver des données de Perméabilité obtenues à partir des essais Lefranc dans quelques unités géotechniques de notre tronçon. Les résultats sont recueillis dans le tableau suivant. Ces valeurs permettent de considérer les unités TA et QM comme des niveaux imperméables (pour le calcul). Cependant, l'unité TS resterait définie comme une unité perméable moyenne (selon TERZAGHI et Peck 1980).

Les données des unités des dépôts alluviaux ne sont pas disponibles, néanmoins, selon les essais granulométriques disponibles et les descriptions des unités il est possible d'estimer ce qui suit:

L'unité A2 décrite comme des graviers, sera perméable à très perméable.

L'unité A1 décrite comme argileuse (# 0,08 UNE  $\approx$  92%), correspondrait à une unité imperméable, même si nous devons prendre en compte les petites intercalations de matériau granulaire augmentant sa perméabilité horizontale car il s'agit d'un dépôt alluvial.

Tableau III.4. Perméabilité des sols à base des essais Lefranc

Valeurs de Perméabilité K (m/s) des couches différentes		
QS	Quaternaire sableux	$1,0 \times 10^{-6}$
QA	Quaternaire argileux	$1,0 \times 10^{-7}$
QM	Quaternaire marneux	$1,0 \times 10^{-8}$
TS	Tertiaire sableux	$1,0 \times 10^{-5}$
TA	Tertiaire argileux	$1,0 \times 10^{-7}$
TG	Tertiaire gréseux	$1,0 \times 10^{-4}$

### III.4. ESSAIS GEOPHYSIQUES

Des travaux de reconnaissance géophysique par sismique réfraction ont été exécutés sur des sections du projet de réalisation du métro d'Alger. Les enregistrements obtenus ont permis de tracer la dromochronique suivant le pointage des premières arrivées des trains d'ondes pour les ondes P. La géométrie du dispositif de reconnaissance adopté a permis de visualiser l'évolution des terrains caractérisés par leur vitesses sismiques sur une profondeur moyenne de 30m. Dans l'ensemble les reconnaissances géophysiques réalisées sur le site a permis de différencier les terrains suivant :

Des recouvrements superficiels, caractérisés par des célérités sismiques variant entre 800 et 1200m/s d'une profondeur variant de 15 à 30m. Ces terrains sont classés par les tables de CATERPILAR comme étant terrains meubles.

Les terrains profonds marginaux, apparaissent avec des vitesses rapides, entre 1600 à 2200 m/s).

### III.5. CONDITIONS SISMIQUES

Le territoire algérien est divisé en cinq zones de sismicité croissante définies sur le tableau suivant :

D'après ce zonage, la région en étude, où est implantée la section est classée en tant que zone sismique III. Le tunnel est considéré comme un ouvrage d'importance stratégique qui correspond au groupe 1.

Tableau III.5.Zones sismique de l'Algérie

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

**Tableau III.6.Valeurs des coefficients d'accélération des zones**

Groupes	Zone sismique			
	I	II a	II b	III
1	0.15	0.25	0.3	0.4
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Sur la base de ces informations, le coefficient d'accélération sismique est égale à  $A=0.4g$ .

Cette valeur de  $0.4g$  sera considéré pour tout les calculs de structures internes .Pour les phases provisoires, selon les indications de l'EMA, une valeur de  $0.1g$  devra être considéré.

### **III.6. CONCLUSION**

Les terrains traversés par le tunnel sont de type alluvions et de type argileux ou marneux, avec une cote de niveau phréatique haute. Le niveau phréatique sera présent le long de tout le tronçon de l'excavation ; on définit donc des mesures de drainage permanentes.



---

## **CHAPITRE IV :**

---

# **EVALUATION DES CHARGES**



## **IV.1. INTRODUCTION**

Afin de dimensionner le profil du tunnel, il est nécessaire de procéder à l'évaluation des charges et poussées s'exerçant sur l'excavation que ça soit en voute ou en piédroit. Pour calculer ces charges, il faudra d'abord définir le genre de pression à laquelle on aura affaire en se basant sur le profil géologique et en considérant les propriétés physiques et mécaniques du rocher.

Dans ce chapitre, on va déterminer les charges qui seront appliquées sur le tunnel en utilisant des théories basées sur des hypothèses statiques.

## **IV.2. PUSSEES DU SOUTERRAIN**

Les principales charges agissantes sur un tunnel sont les poussées du souterrain. [7]  
L'origine de ces poussées est :

- Les contraintes primaires : engendrées par les charges dues au poids propre des couches des roches, et poids des couches supérieures en particulier pour les tunnels profonds.
- Les contraintes secondaires : Contraintes dues aux charges agissantes sur le terrain excavé.

Par la suite de l'excavation du souterrain, les tensions primaires régnant initialement à l'intérieur du terrain céderont leur place à l'état de contraintes secondaires.

Les facteurs principaux qui influent cette pression souterraine sont :

- ✓ Le soulagement de la résistance du rocher et des tensions intérieures suscitées au cours de l'évolution géologique.
- ✓ Les aspects de stratification.
- ✓ La teneur en eau et les conditions de perméabilité.

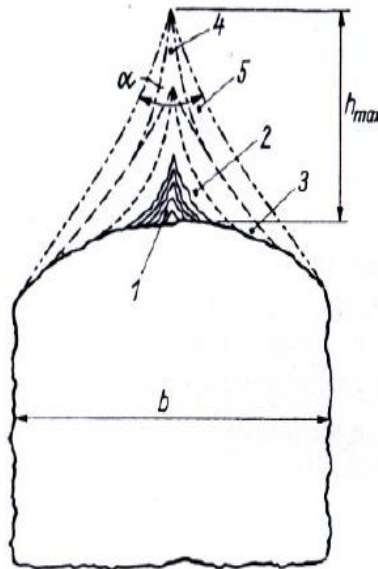
### **IV.2.1. PUSSEES DE DETENTE (DISLOCATION)**

La poussée de détente est la résultante de l'instabilité locale d'un volume de roches situées au dessus du tunnel juste après excavation d'une cavité. La poussée de détente est égale à la poussée naturelle si la forme d'équilibre n'existe pas, et nulle lorsque la forme d'équilibre est stable.

RABCEWICS compare le comportement de la roche située au dessus de l'excavation à celui d'une masse de terre stockées dans un silo muni à sa base d'une couverture dont le couvercle peut se déplacer vers le bas. L'ouverture de l'orifice est immédiatement suivie par une chute de pression à une valeur minimale puis à mesure qu'augmente l'ouverture, la pression augmente à nouveau sans toutefois s'approcher de la pression géostatique initiale.

C'est en effet le détachement d'un coin de roche au dessus du tunnel après l'excavation si un soutènement de la calotte fait défaut.

Pour commencer c'est l'élément 1 qui s'affaisse, le mouvement se poursuit sous forme d'un élargissement en direction des piédroits, puis par une extension vers le haut en forme d'ogive. [2]



**Figure IV.1.Processus d'affaissement du coin de voute**

La hauteur de l'ogive est approximativement donnée par la relation suivante :

$$h_{max} = \frac{h}{2 \operatorname{tg} \alpha / 2} = \frac{b}{2 \sin \rho}$$

$$h_{max} = \frac{10}{2 \sin 26} = 11.40m$$

Pour parer à la conséquence néfastes de la pression de détente, Il convient de choisir la méthode qui permet de mener les excavations avec une grande rapidité, en réduisant le plus possible les risques de mouvements de terrain, le profil devant être muni le plus rapidement possible d'un soutènement provisoire résistant.

#### IV.2.2. POUSEES GEOLOGIQUES OU REELLE

C'est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par les divers effets tectoniques, qui est en relation directe avec la composition géologique .Elle est liée à l'importance des déplacements possibles des masses, elle est évaluée en fonction de la profondeur d'un massif donné.

L'augmentation par rapport à leurs valeurs initiales des contraintes secondaires dans l'entourage du profil atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche pour atteindre la limite de plasticité. Même avant excavation ,il se peut que la roche se trouve déjà dans un état plastique latent .La profondeur à laquelle le rocher passer dans un tel état plastique est déterminée par :

- Le degré de résistance du rocher.
- La pression appliquée (situation en profondeur).

- Le degré de résistance opposée à la déformation transversale (rigidité latérale, coefficient de la poussée latérale).

### **IV.2.3. POUSSÉES DUES AU GONFLEMENT**

Elle est due généralement due à un gonflement dans les argiles soit par effet physique ou chimique .Ce genre de poussée se manifeste avant tout sur les faces non étayées et déchargées du souterrain, comme le front d'attaque ainsi que le radier et quoique dans une plus petite mesure, sur les deux piédroits. Juste après l'excavation, l'influence de cette poussée est négligeable, puis le phénomène s'accroît pour diminuer ensuite de nouveau .Dans les tunnels construits à faible profondeur comme notre cas, son importance peut dépasser celle de la pression géologique

Les déformations intervenant entre-temps diminuent la pression s'exerçant sur les appuis, c'est pourquoi la méthode de défense la plus efficace consiste à laisser dans une certaine mesure, libre cours aux déformations .le revêtement résistant n'étant mis en place qu'après le déroulement de cette phase.

## **IV.3. EVALUATION DES CHARGES**

Il existe plusieurs méthodes d'évaluation de charges au dessus d'un tunnel, chaque une se base sur ses hypothèses propres à elle.

### **IV.3.1. PRESSIONS VERTICALES**

Le dimensionnement pratique des revêtements des tunnels doit se faire selon des points de vue différents, selon qu'on tient compte de l'influence de profondeur ou non .Le choix peut varier, suivant qu'il soit d'un rocher de bonne tenue, ou au contraire, d'un terrain pseudo-stable ou incohérent.

#### **IV.3.1.1. THEORIES TENANT COMPTE DE L'INFLUENCE DE PROFONDEUR**

Dans des roches pseudo-stable ou plastique ,ou bien si l'on a affaire à des tensions qui dépassent la limite plastique , la profondeur à laquelle est implanté l'ouvrage intervient dans la pression géologique ,il convient donc de la calculer à l'aide d'une théorie qui en tient compte .

##### **IV.3.1.1.1. THEORIE DE BIERBAUMER**

BIERBAUMER admet que le profil est chargé par une masse de rocher et délimité par une parabole de hauteur h. La théorie de calcul est basée sur l'effet de frottement de la masse du terrain instable.

$$B = b + 2m \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\pi}{2}\right)$$

$$h = \alpha \cdot H$$

$$P = \alpha \cdot \gamma \cdot H$$

Si la valeur de couverture est faible ce qui est le cas de notre tunnel, le coefficient de réduction  $\alpha$  possède une valeur extrême qui est égale à 1. Dans ce cas, on revient à une descente totale des poids des couches situées au dessus de l'ouvrage.

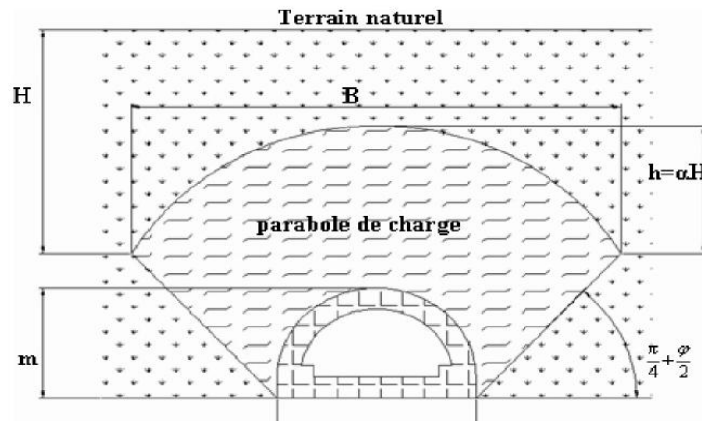


Figure IV. 2. Théorie de BIERBAUMER

La pression verticale qui agit sur notre tunnel selon BIERBAUMER :

$$P = 1 * 20.46 * 12.3$$

$$P = 251.65 \text{Kpas}$$

#### IV.3.1.1.2. THEORIE DE TERZAGH

Les hypothèses de calcul de cette méthode sont :

- ✓ Sol granuleux sec et sans cohésion mais sa validité peut être étendue au cas des terrains cohérents.
- ✓ Applicable généralement à faible profondeur ce qui est le cas de notre tunnel
- ✓ Suppose que les charges agissant sur le tunnel sont uniformément réparties.

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

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

Il convient de définir la largeur de la masse du terrain se déplaçant dans le plan de la calotte de l'évidement, en partant du chiffre  $45^\circ + \rho/2$  donnant l'inclinaison de la surface de glissement de la poussée active des terres.

$$b = 2. \left[ \frac{B}{2} + m. \text{tg} \left( 45 - \frac{\pi}{2} \right) \right]$$

$$b = 2. \left[ \frac{9.27}{2} + 9. \text{tg} \left( 45 - \frac{26}{2} \right) \right]$$

$$b = 20.52\text{m}$$

La contrainte verticale qui agit sur l'excavation pour un terrain saturé selon TERZAGHI est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_v = \gamma * H = 20.46 * 12.3 = 251.658\text{Kpas}$$

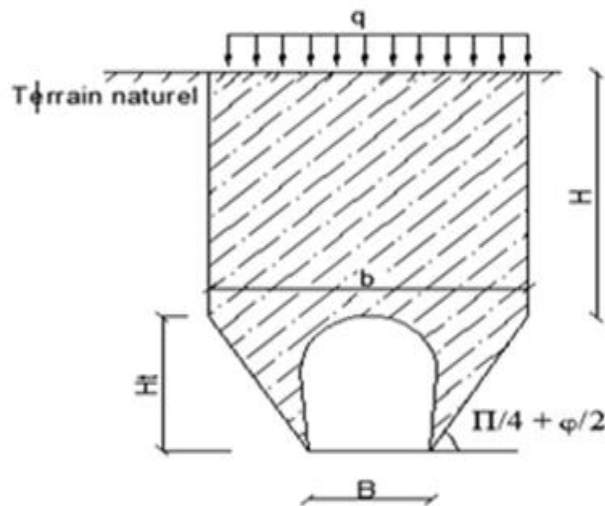


Figure IV.3. Théorie de TERZAGHI

#### IV.3.1.2. THEORIES NE TENANT PAS COMPTE DE L'INFLUENCE DE LA PROFONDEUR

Ces théories nient l'existence d'une relation entre la pression souterraine et l'épaisseur de recouvrement, et se contente de supposer que la charge devant être supportée par le soutènement provisoire ou définitif n'est représenté que par la masse détendue exempte de contraintes, dans l'état est du à l'excavation du terrain.

##### IV.3.1.2.1. METHODE DE PROTODIAKONOV

PROTODIAKONOV se base sur les hypothèses de calcul :

- ✓ On ne tient pas compte de l'influence de la profondeur
- ✓ La recherche de la stabilité statique de la forme de voute naturelle du rocher
- ✓ Terrain granuleux de grande surface, étendus aux sols cohérents.

Selon PROTODIAKONOV la forme de la voute est parabolique .L'expression de la pression verticale est :

$$P_v = \gamma \cdot \frac{b}{2f} = \gamma \cdot hp$$

L'expérience a démontré que les résultats de la théorie de PROTODIAKONOV sont surtout satisfaite pour des profondeurs tel que

$$\frac{b}{2f} < H < \frac{b}{f}$$

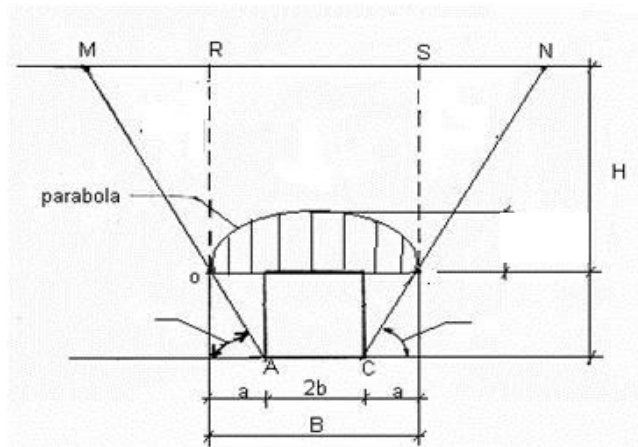


Figure IV.4.Théorie de PROTODIAKONOV

Tableau IV.1.Coefficient de résistance des roches « f » d'après PROTODIAKONOV

Catégorie	Degré de résistance	Résistance à la rupture $\sigma_k$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficient de résistance f	Angle de frottement interne
I	Résistance supérieure	2000	20	87
II	Roche très résistante	1500	15	85.5
III	Roche de bonne tenue	900	8	82
IV	Roche assez résistante	550	6	75
V	Roche de résistance moyenne	350	3	70
VI	Roche assez inconsistante	200	1.5	65
VII	Roche inconsistante	200 à 150	1	50
VIII	Terrain meuble	200 à 150	0.6	30

L'approximation des théories ne tenant pas compte de l'influence de la profondeur est manifestement fautive à proximité de la surface du terrain, ainsi qu'aux faibles profondeurs de recouvrement. [4] C'est pour cette raison qu'on ne va pas utiliser ces méthodes dans l'évaluation des charges verticales au dessus de notre tunnel qui est peu profond.

**IV.3.2. POUSSEE LATERALE**

Pour le dimensionnement de notre ouvrage, on a également besoin de connaître la grandeur des poussées latérales. Pour déterminer ces charges horizontales il faut tenir compte de la pression agissante comme charge active ainsi que de l'effet de la butée des terres engendré par la déformation.

**IV.3.2.1. METHODE DE TERZAGHI**

Selon TERZAGHI la charge horizontale pour les sols granuleux peut être estimée par la formule

$$Ph = Ka. \gamma. H = 0.39 * 20.46 * 12.3 = 98.14Kpas$$

$$Ka = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right) = 0.39$$

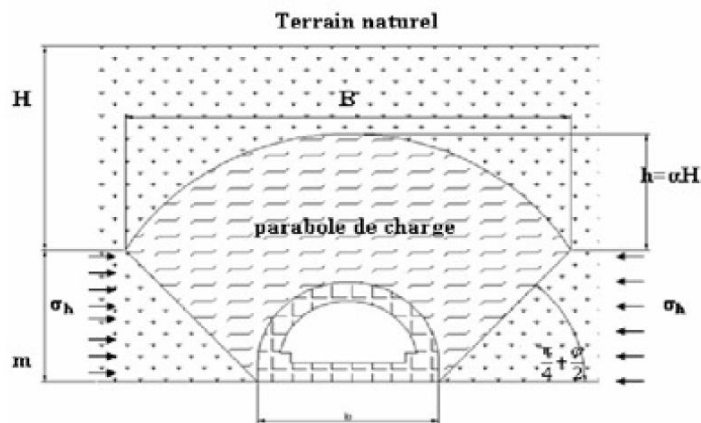


Figure IV.5.Poussée du souterrain selon TERZAGHI

**IV.3.2.2. METHODE DE COLUMB –RANKINE**

Ces deux chercheurs admettent que la poussée horizontale est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale.

On utilise la contrainte verticale calculé par la méthode de TERZAGHI

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

Avec :

$$\sigma_{h1} = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{4} \right) \sigma_v - 2Ctg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{4} \right)$$

$$\sigma_{h1} = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{4} \right) \gamma_h - 2Ctg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{4} \right)$$

Pour plus de sécurité, on néglige la :

$$\sigma_{h1} = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{26}{2} \right) * 251.658 = 98.14Kpas$$

$$\sigma_{h1} = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right) * \gamma_h = 98.14 Kpas$$

Tableau IV.2. Contraintes horizontales  $\sigma_{h1}$  en fonction de la profondeur

Profondeur (m)	Contrainte horizontale $\sigma_{h1}$ (Kpas)
6	48
8	64
10	80
12	96
14	112
16	128

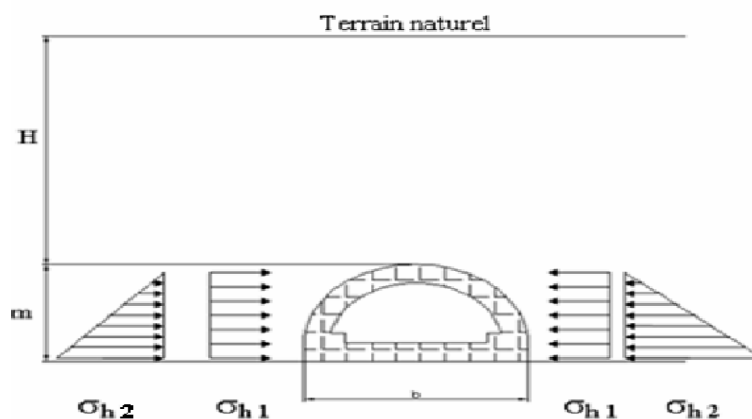


Figure IV.6. Méthode de COLUMB –RANKINE

Tableau IV.3. Contraintes horizontales  $\sigma_h$  en fonction de la profondeur

Profondeur (m)	Contrainte horizontale $\sigma_h$ (Kpas)
6	146
8	162
10	178
12	194
14	210
16	226

**IV.4. POUSES DU RADIER**

Le terrain où est ce que on va implanter notre ouvrage est saturé et contient de l'argile comme on a vu dans le chapitre de reconnaissances géotechniques. Par conséquence, un gonflement pourra se manifester aussi bien au radier qu'aux piédroits. Pour faire face à ces pressions il faut d'abord les évaluer.

**IV.4.1. METHODE DE TISMBARIEVITCH**

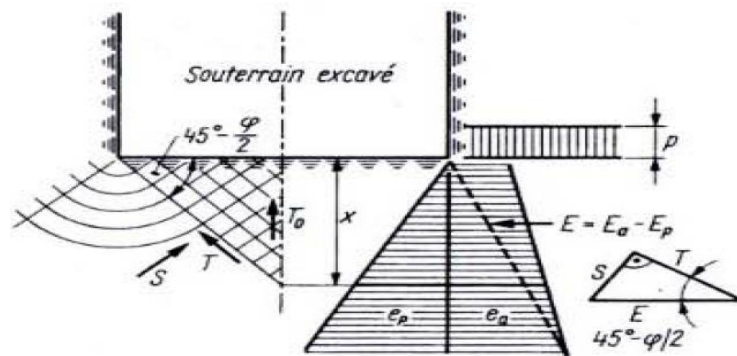
Pour l'étude théorique de la pression du rocher au radier, TISMBARIEVITCH s'est basé sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée .Il part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses de terrain naturel, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation.

A une profondeur  $x$  la valeur de la poussée des terres sera

$$e_a = (p + x\gamma)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}\right) - 2C tg(45^\circ - \frac{\rho}{2})$$

Simultanément, à la même profondeur  $x$ ,la grandeur de la butée des terres (poussée passive) sera

$$e_p = (x\gamma)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}\right) + 2C tg(45^\circ - \frac{\rho}{2})$$



**Figure IV.7 .Poussée du radier selon TISMBARIEVITCH**

La profondeur  $x$  , où  $e_a = e_p$  , peut être obtenue en faisant l'égalité entre les deux équations ci-dessus.

$$x = \frac{p \cdot tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}\right) - 2C [tg\left(45^\circ + \frac{\rho}{2}\right) + tg\left(45^\circ - \frac{\rho}{2}\right)]}{\gamma [tg^2\left(45^\circ + \frac{\rho}{2}\right) - tg^2\left(45^\circ - \frac{\rho}{2}\right)]}$$

Et considérant que la cohésion sera nulle après le creusement :

$$x = \frac{251.56 \cdot tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{26}{2}\right)}{20.46 * [tg^2\left(45^\circ + \frac{26}{2}\right) - tg^2\left(45^\circ - \frac{26}{2}\right)]} = 2.2m$$

L'effort horizontal agissant en direction de l'excavation se trouve au dessus d'une profondeur de 2.2m. Sa grandeur est exprimée par l'équation suivante

$$T^0 = 2E \frac{\sin^2(45^\circ - \frac{\rho}{2})}{\cos\rho}$$

Avec

$$E = E_a - E_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot x(x + 2H)tg^2(45 - \rho / 2) - \frac{1}{2} \gamma \cdot x^2tg^2(45 + \rho/2)$$

$$E = 0.5 * 20.46 * 2.2(2.2 + 24.6)tg^2(32) - 0.5 * 20.46.2.2^2tg^2(58)=108.47Kpas$$

$$T_0 = 2 * 108.47 \frac{\sin^2(32)}{\cos 26} = 95 Kpas$$

$T_0$  Exerce une action dans l'axe centrale comme c'est indiqué dans la figure .Cette pression dirigée vers le haut est équilibré par une surcharge ou par une forme contre voute du radier.

#### **IV.5. CHARGE DES BATIMENTS.**

Conformément à HMO Les charges supplémentaires appliquées en surface dues à l'installation du chantier et au trafic sont limitées à une valeur de 20kN/m<sup>2</sup>. Et ceux de bâtiments, à 20 kN/m<sup>2</sup> rez-de-chaussée + 10 kN/m<sup>2</sup> x numéro d'étage(s). Sachant qu'on a une construction au dessus de l'axe du tunnel au PK3+750 :

$$q = 20 + 20 = 40KN/m^2$$

#### **IV.6. CHARGE DUE AU POIDS PROPRE DE L'ANNEAU INTERIEUR FINAL**

Le poids du béton constituant l'anneau intérieur final résulte de la considération d'un poids volumique de  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

#### **IV.7. CONCLUSION**

Après la définition des différentes méthodes d'évaluation de charges et leur domaine d'application, la méthode la plus convenable pour évaluer les contraintes appliquées sur notre ouvrage est celle de THERZAGHI, et pour équilibrer les effets de gonflement qui peut survenir suite aux terrains argileux traversé par le tracé, on va adopter une forme en contre voute du radier.



---

## **CHAPITRE V :**

---

# **MOUVEMENTS INDUITS PAR LE CREUSEMENT**



## V.1. INTRODUCTION

Le creusement des tunnels engendre des perturbations plus ou moins importantes dans l'équilibre interne du massif environnant, créant ainsi des déformations et des déplacements du sol. En zones urbaines, comme le cas de notre ouvrage, les tassements résultant de ce phénomène peuvent affecter la stabilité des ouvrages avoisinants. Ces désordres peuvent avoir des conséquences humaines et économiques non négligeables. C'est pour cette raison que la limitation des déformations du terrain est un enjeu prioritaire dans la réalisation de notre tunnel.

Dans ce chapitre on va estimer les déplacements qui vont être induits par le creusement du tunnel on s'appuyant sur des méthodes semi-empiriques comme on va étudier la stabilité du front de taille.

## V.2. DESCRIPTION GENERALE DES MOUVEMENT DU SOL

L'introduction d'une cavité dans un terrain modifie l'état des contraintes dans le massif autour de la zone excavée. Il en résulte alors des mouvements au sein du massif. En fonction de l'intensité de cette perturbation, ces mouvements s'accompagnent en général d'un déplacement instantané du front de taille vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel. Toutes ces déformations commencent déjà bien à l'avant du front de taille.

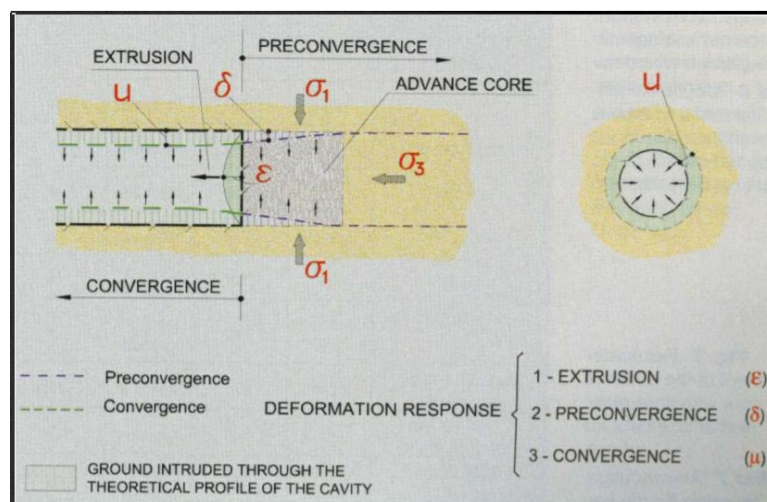


Figure V.1.déformations provoquées par le creusement.

Ces mouvements peuvent ensuite se propager jusqu'à la surface du sol avec un certain retard en fonction du temps de réponse du massif et de la couverture du tunnel. Cependant, dans le cas d'un tunnel peu profond, l'amortissement peut être si faible qu'une erreur dans la procédure de creusement peut entraîner une rupture en bloc de toute la couverture

### V.3. TASSEMENTS EN SURFACE

Les tassements en surface seront déterminés dans ce chapitre en utilisant les méthodes semi-empirique .Ces méthodes en général visent à estimer principalement les tassements en surface à partir d'un faible nombre de paramètres, tel que la profondeur de tunnel, son diamètre et la perte de volume ou la convergence engendré par l'excavation.

#### V.3.1.TASSEMENTS DANS LE PROFIL EN TRAVERS

##### V.3.1.1. TASSEMENT VERTICAL

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

- Perte de sol au front de taille.
- Déplacement du sol vers le vide laissé lors du creusement.
- Déplacement du sol vers les vides latéraux créés par le creusement.
- Déformation du soutènement du tunnel qui vient d'être exécuté suite à sa mise en charge.

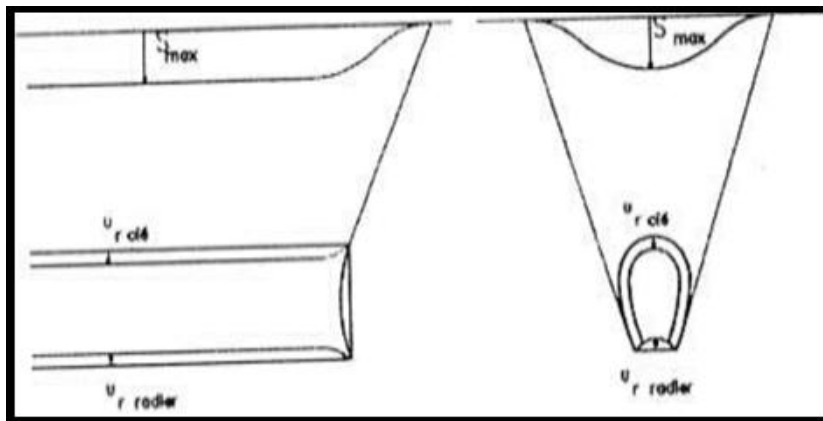


Figure V.2.Déplacements des contours de l'excavation d'après Leblais [1995]

A cet ensemble de mouvements du sol correspond un volume de terrain perdu. En surface, on constate l'apparition d'une dépression appelé cuvette de tassement qui progresse avec l'avancement du tunnel.

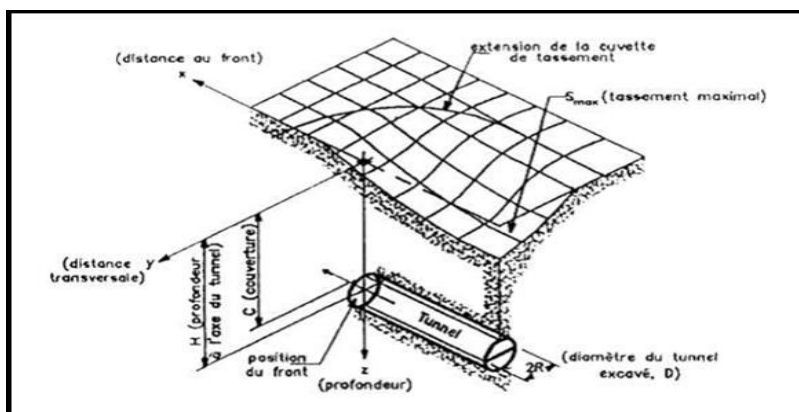


Figure V.3.cuvette de tassement 3D (Leblais [1995]).

. Divers auteurs ont tenté d'établir des relations entre les déplacements, les caractéristiques géotechniques et géométriques et le phasage de creusement en se basant sur des résultats obtenus lors de la réalisation d'ouvrages comparables

$$\delta v(x) = \delta v_{max} e^{-\frac{x^2}{2i^2}}$$

- Avec  $x$  abscisse par rapport à l'axe du tunnel.
- $\gamma_v$  :tassement à la distance horizontale  $x$  du centre du tunnel.
- $\gamma_{vmax}$  :tassement maximum au centre de la cuvette .
- $i$  :abscisse du point d'inflexion de la cuvette de tassement .

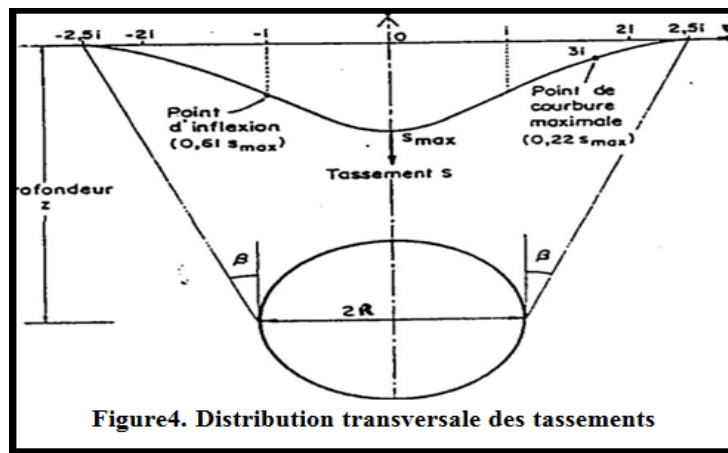


Figure V.4. Distribution transversale des tassements

On utilise la formule de Sagaseta [1980]

$$\delta v_{max} = \frac{\gamma \cdot D^2}{E} (0.85 - \nu) = \frac{20.5 * 5.56^2}{6000} (0.85 - 0.33) = 0.05 = 5cm$$

### V.3.1.2. TASSEMENT A LONG TERME

La stabilité est clairement soumise à l'influence du temps. A long terme, divers auteurs ont constaté que la cuvette de tassement avait tendance à être plus profonde et également à s'élargir .Afin d'estimer ces variations, Hurell [1984] puis Attewel [1987] ont proposé la formule suivante

$$\delta v(x) = \delta v_{lmax} e^{-\frac{x^2}{2i^2}}$$

$$\delta v_{lmax} = 2 \cdot \delta v_{max} \cdot N \cdot A = 2 * 5 * 5 * 0.39 = 7.8cm$$

$$A = 0.39 \left(1 - \frac{\delta v_{max}}{100}\right) = 0.39 * \left(1 - \frac{0.5}{100}\right) = 0.39$$

**V.3.1.3. RELATION ENTRE  $\delta v_{max}$  ET LE TAUX DE DECONFINEMENT**

Le déconfinement est la perte de cohésion due à l'agitation du terrain par l'opération de creusement, Il est relié au tassement vertical maximum par la relation suivante :

$$\delta v_{max} = \frac{k \cdot \lambda \cdot \gamma \cdot R^2}{E}$$

Avec k est un paramètre dépendant de l'état de contraintes du massif, de sa nature, de sa configuration (en général k=2)

$$\lambda = \frac{\delta v_{max} \cdot E}{k \cdot \gamma \cdot R^2} = \frac{5 \cdot 10^{-2} \cdot 6000}{2 \cdot 20.5 \cdot 5.56^2} = 24\%$$

**V.3.1.4. RELATION ENTRE  $\delta v_{max}$  ET  $\delta clé$** 

Le tassement  $\gamma v_{max}$  est en général inférieur à  $\gamma clé$  en raison de l'amortissement des déplacements dans le massif entre la surface et la clé du tunnel .En utilisant la formule de Clough & Smith[1977] on trouve un déplacement de 6cm

$$\frac{\delta v_{max}}{\delta clé} = [D/H]^{0.8} = 0.81$$

$$\delta clé = 6cm$$

Les formules empiriques font souvent appel à des paramètres difficile à quantifier comme elle néglige des paramètres important tel que la technique d'exécution, l'hétérogénéité des couches, ou encore le coefficient des terres au repos .De plus ces expériences ayant généralement développées sur un nombre limité d'observations, il convient donc de les utiliser avec précaution notamment pour les tunnels à faible profondeur.

**V.3.2.TASSEMENT DANS LE PROFIL EN LONG**

Les méthodes traditionnelles de prévision des tassements de surface se fondent historiquement sur la forme de la cuvette dans un profil en travers, tel que celui pris en compte dans les études citées ci-dessus. En réalité, la déformation en surface s'exprime en trois dimensions. Ainsi, il s'avère être très utile de réussir à prévoir, dans le cadre d'une méthode observationnelle sur chantier, le tassement en se basant sur les tassements observés en avant du front de taille.

En se basant sur des mesures enregistrées sur le chantier du tube Nord de Toulon, Serratrice et Magnan ont proposé une autre méthode de prévision, dite des « cuvettes instantanées ». La cuvette instantanée représente les tassements provoqués en surface par le creusement d'un tronçon de tunnel d'une certaine longueur, considéré égal à 15 m dans leur étude. En considérant deux dimensions, la somme des cuvettes instantanées, construites pour des tronçons juxtaposés, forme le profil en long.

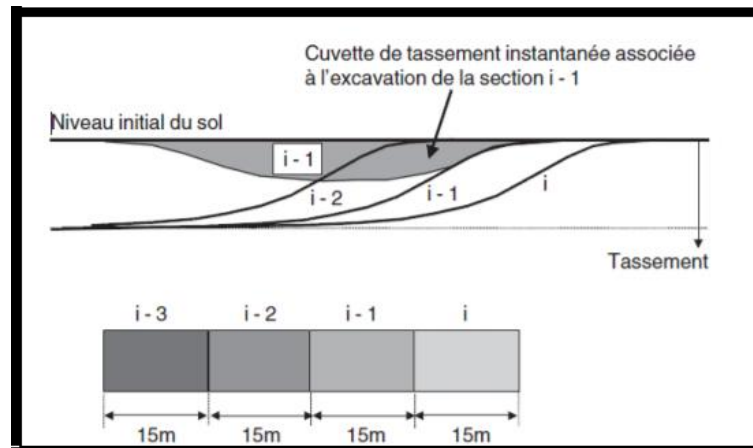


Figure V.5.Principes de la méthode des cuvettes instantanées

L'étude a montré qu'il y a une certaine proportionnalité entre l'amplitude de la cuvette instantanée et le tassement final. Si on connaît donc l'amplitude de la cuvette instantanée, pour le dernier incrément de tunnel excavé, il est possible de prévoir le tassement final. Par ailleurs, la forme de la cuvette élémentaire renseigne également sur la qualité du sol vers lequel le front se dirige :

- si, par rapport au tronçon considéré, elle est étendue vers l'avant, le tunnel se dirige vers une zone plus molle, plus défavorable du point de vue des tassements.

- si, au contraire, elle est moins étendue vers l'avant (et plus étendue vers l'arrière), le tunnel se dirige vers une zone moins déformable.

#### V.4. STABILITE DU FRONT DE TAILLE

La progression du front de taille se traduit par une baisse progressive de confinement horizontale du terrain en avant du front et un chargement de ce massif .Néanmoins, la pression agissante dans cette partie du massif est inférieure à celle qui résulterait du seul poids des terres, car la résistance au cisaillement du terrain a tendance à reporter une certaine partie de ce poids sur les zones de terrains adjacentes.

On va utiliser deux méthodes pour estimer la pression du soutènement à exercer sur le front de taille pour pouvoir garantir sa stabilité .La première correspond à des matériaux obéissant à un critère de Tresca, tandis que la deuxième considère un matériau de type Mohr-Coulomb.

##### V.4.1. METHODE DE NOMBRE DE STABILITE

Dans ce cas, le sol est généralement caractérisé par le critère de TRESCA principalement régi par sa cohésion à court terme.

La plupart des auteurs (Borms & Bennemark [1967], Atkinson&Potts [1977],

Mair [1998], Chambon [1990].) Admettent que la stabilité du front est principalement gouverné par le facteur de charge défini par la relation :

$$N = \frac{\sigma_s + \gamma \cdot H - \sigma_t}{C_u} = \frac{40 + 286.44}{61} = 5.35$$

L'application de cette formule pour notre tunnel à donné un facteur de charge égal à 5.35.

Borms & Bennemark [1967], Davis [1980] notent cependant que d'autres paramètres adimensionnels peuvent également jouer un rôle dans l'appréciation de la stabilité du front notamment la profondeur relative du tunnel définie par C/D.

Le rapport P/D définit la longueur relative de galerie non soutenue en arrière du front. Ensuite, plusieurs auteurs ont proposé des classifications qui permettent de corréler le facteur de charge N et le niveau de déformation du sol.

On prend P/D=0.5 ce qui donne un facteur de charge d'environ 5.8.

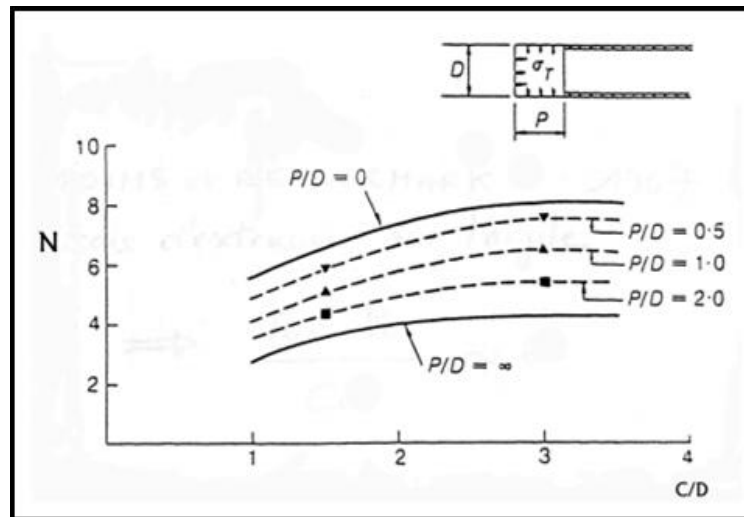


Figure V.6. Facteurs de charge en fonction de la profondeur  
(Travaux de Mair rapportés par Schofield [1980]).

Tableau V.1. Critères de classification de sols purement cohérents.

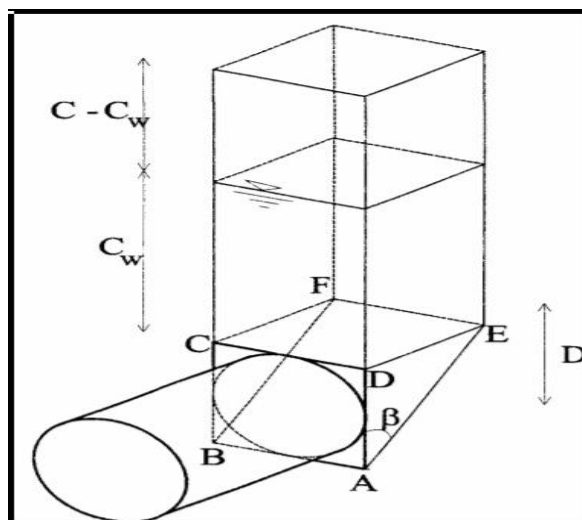
Peck & AI [1972]		Clough & Smith [1981]	
$N < 5$	L'excavation peut être réalisée sans aucune difficulté.	$N \leq 2$	Les méthodes de réalisation du tunnel ont très peu d'influence sur les déformations du front de taille. Le volume de sol perdu est inférieur à 2 % du volume du tunnel.
$5 < N < 7$	Un effondrement du front de taille peut survenir.	$N = 2 - 4$	On constate de faibles déplacements du front. La perte de sol atteint 10 % du volume du tunnel mais l'utilisation d'un bouclier permet de la réduire à 2 ou 3 %.
$N > 7$	La réalisation du tunnel va se faire dans des conditions difficiles.	$N = 4 - 6$	Nécessité d'utiliser un soutènement afin de limiter les déplacements.
		$N \geq 6$	La mise en place d'un soutènement au front de taille est indispensable.

Le facteur de charge obtenu est entre 4 et 7, selon Clough & Smith l'excavation nécessite un soutènement pour limiter les déplacements et selon Peck & AI, un effondrement du front de taille peut survenir ce qui rend l'utilisation d'un présoutènement avant creusement indispensable.

**V.4.2. METHODE DU « COIN DE TERRAIN »**

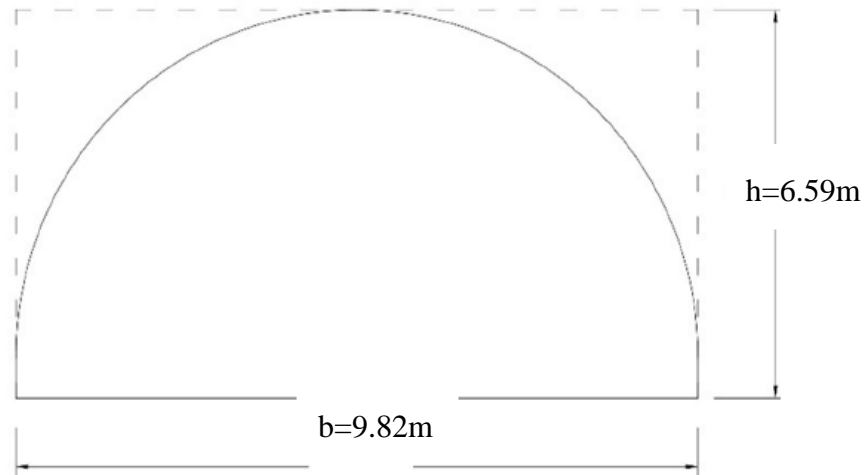
Cette méthode est une méthode d'équilibre limite. Elle étudie la stabilité d'un volume prismatique devant le front de taille sous l'effet des terrains sus-jacents. Elle s'applique au cas d'un terrain à la fois cohérent et frottant surmonté de terrains sans cohésion, ce qui correspond à notre cas terrain alluvionnaire meuble recouvert par des remblais.

Le front de taille est assimilé à un carré de coté égal au diamètre du tunnel. Le schéma de rupture utilisé est celui préconisé par Horn(1961).



**Figure V.7.Schéma de mécanisme de rupture selon Horn**

Cette méthode est basée sur deux idées fondamentales : la première est que la pression agissant au niveau de la clef de l'ouvrage peut être déduite de la formule de TERZAGHI (1951) et la deuxième est de considérer l'équilibre d'un coin de terrain situé devant le front de taille et soumis à de différents efforts.



**Figure V.8. Section du front de taille du tunnel**

Aux calculs on prend le comportement non drainé du sol pour les argiles et le comportement drainé du sol pour les remblais. Ce choix est associé à la vitesse d'exécution des travaux par rapport à la perméabilité des mêmes (en ce cas les plus argileux).

Les distorsions induisent au sol l'apparition de surpressions interstitielles qui n'ont pas du temps pour se dissiper pendant les travaux de creusement et ainsi le comportement non drainé se manifeste.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux de calcul considérés sont des valeurs homogénéisées. L'homogénéisation de l'angle de frottement est faite avec le  $\tan(\Phi')$  et non avec le  $\Phi'$  directement.

**Tableau V.2. Caractéristiques des terrains**

Terrain	Type	$\Phi'$ [°]	$C'/Cu$ [Kpas]	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )
Haut	A1	0	67	19
Dessus	A2	28	0	20

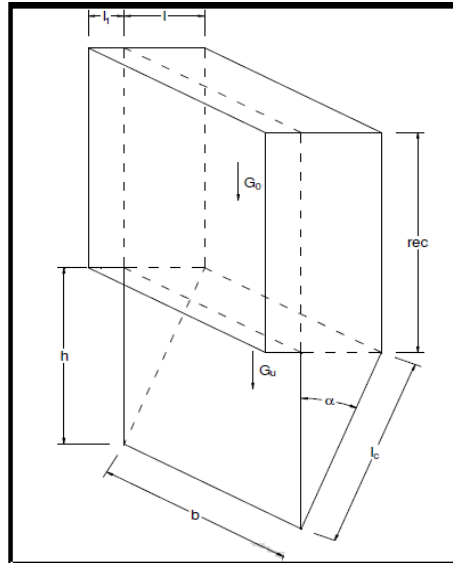


Figure V.9.Coin du glissement

### CORPUS EN HAUT

Poids de corpus en haut :

$$G_0 = (l + l_1) * b * rec * \gamma = 6.59 * 9.82 * 8 * 20.5 = 10613.06KN$$

Force résultante de la surcharge :

$$G_{CS} = (l + l_1) * b * sc = 6.59 * 9.82 * 40 = 2588.55KN$$

Cohésion des zones avant et dernières :

$$C_{STF} = 2 * b * rec * c = 2 * 9.82 * 8 * 67 = 10527.04KN$$

Cohésion dans les zones latérales :

$$C_{SLF} = 2 * (l + l_1) * rec * c = 2 * 6.56 * 8 * 67 = 7032.32KN$$

Friction :

$$T_r = 2 * (l + l_1 + b) * \frac{1}{2} * rec^2 * \gamma * (1 - \sin\Phi) * \tan\Phi = 0.$$

### CORPUS DESSOUS

Poids de corpus dessous :

$$G_u = \frac{1}{2} * h * l * b * \gamma = \frac{1}{2} * 6.59 * 6.59 * 9.82 * 20.5 = 4371.25KN$$

Cohésion dans la zone de glissement :

$$C_{GF} = l * c * b * \cos\theta = 0$$

Cohésion dans les zones latérales :

$$C_{SF} = 2 * \frac{1}{2} * h * l * c = 2 * \frac{1}{2} * 6.59 * 6.59 * 2 = 0Kpas$$

**VERIFICATION DE LA STABILITE DU FRONT DE TAILLE**

Equilibre :

$$G_u - C_{GF} - C_{SF} + G_0 + G_{CS} - C_{STF} - C_{SLF} - T_r = 13.5KN > 0 \text{ (Le front est instable)}$$

**V.5. RENFORCEMENT DU FRONT**

**V.5.1. BOULONS EN FIBRES DE VERRE**

Les boulons en fibre de verres sont utilisés provisoirement pour le renforcement du front d’excavation du tunnel.



**Figure V.10.Renforcement du front par des boulons en fibre de verre**

Cette technique vise le préconfinement du noyau par des tubes en matériaux composite de fibres de verre et de résine de polyester. Ces inclusions seront scellées par des forages subhorizontaux d’une longueur de 10m parallèle à l’axe du tunnel. Du point de vue mécanique, elles présentent une forte résistance à la traction mais peuvent être facilement détruites lors du creusement.

On utilise des tiges d’ancrage Durglass R32-15 autoforantes obtenues par pultrusion de fibre de verre et résine polyester. Sablées et spiralées à l’extérieur.

**Tableau V.3. Caractéristiques mécaniques des boulons**

Caractéristiques	Valeurs
Diamètre externe (mm)	32 ± 1.5
Diamètre interne (mm)	15 ± 1.5
Filetage	R32
Charge de rupture (KN)	500
Résistance à la traction (Mpa)	1100Mpa
Surface (mm <sup>2</sup> )	450

Si la liaison entre le terrain et le boulon supposé parfaite le nombre de boulons s’obtient avec la formule suivante :

$$n = \frac{P_{front} \cdot S}{A \cdot \sigma_{adm}}$$

A faible profondeur la pression de confinement assurant la stabilité latérale du tunnel d'après Atkinson est :

$$\frac{P}{\gamma_D} = \frac{Kp}{Kp^2 - 1}$$

La prise en compte de la pression hydrostatique se fait en appliquant la relation à la contrainte effective et en y ajoutant la pression hydrostatique à l'axe :

$$P_{front} = \gamma' \cdot D \frac{Kp}{Kp^2 - 1} + u$$

$$P_{front} = 6.59 * 11 \frac{1.92}{1.92^2 - 1} + 67 = 1118.46 \text{Kpas}$$

$$n = \frac{118.46 * 78.5}{450 * 10^{-6} \cdot 1100 * 1000} \approx 18 \text{ Boulons}$$

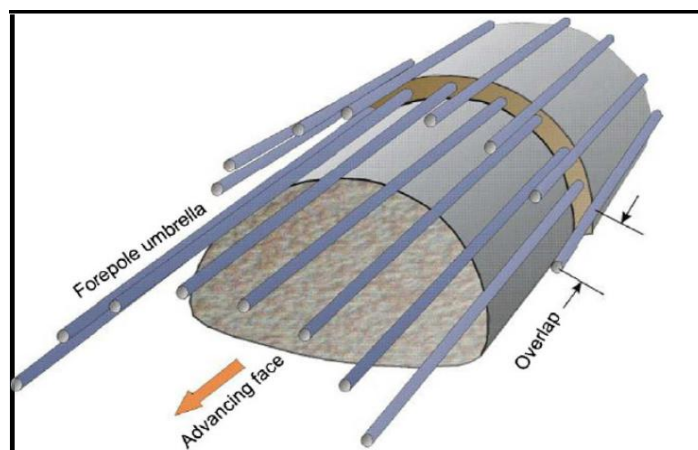
### V.5.2. VOUTE PARAPLUIE

Le boulonnage peut être combiné avec une autre technique de préconfinement qui est la voute parapluie. Des micros pieux de diamètre  $\Phi=127\text{mm}$  et longueur de 12m seront mis en place dans des forages inclinés. Ces inclusions seront coulées au ciment sur toute la longueur. Cette technique améliore la sécurité sur chantier et a une influence non négligeable sur la réduction des déformations dans le massif.

La rigidité équivalente du massif renforcé à introduire dans le calcul :

$$E_{Eq} = E_{sol} + \frac{E_{Boulon} \cdot E_{scellemnt}}{E_{Boulon} + E_{scellemnt}}$$

$$E_{Eq} = 0.1 + \frac{210 * 10 * 10^6}{(210 + 10) * 10^3} = 9545 \text{ Mpa}$$



**Figure V.11. Présoutènement par voute parapluie**

### V.6. COCLUSION

Le creusement par section complète entraîne des tassements en surface qui ne sont pas tolérables avec l'existence de bâtiments dans la zone d'influence de tunnel ce qui rend nécessaire le creusement en section divisée.

Pour éviter l'augmentation de la grandeur des tassements en fonction du temps, il faut utiliser un soutènement immédiat ainsi qu'une voûte parapluie avant le creusement pour limiter les déformations.

Le creusement du tunnel nécessite des mesures de confortations provisoires afin d'assurer la stabilité au cours des travaux. Dans ce contexte, on préconise l'utilisation de boulon en fibres de verre pour constituer un noyau renforcé en avant du tunnel.



---

## **CHAPITRE VI :**

---

# **PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE**



## **VI.1 INTRODUCTION**

Il existe de nombreuses méthode de classification de la roche en se basant sur différents paramètres géotechniques .C'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font la différence d'une méthode à une autre. La classification géotechnique des massifs rocheux est un outil d'aide à la décision, mais son application pratique doit susciter une attention critique chez les projeteurs.

Dans ce chapitre, on va classier notre terrain pour choisir le type de soutènement adéquat on utilisant La méthodes de BIENIAWSKI et les recommandations de l'AFTES.

## **VI.2 METHODE EMPIRIQUES**

La complexité du calcul de soutènement d'un tunnel était longtemps considérée comme rédhibitoire. La définition de soutènement d'un ouvrage souterrain résultait alors d'un empirisme de bon aloi, consistant à reproduire des techniques qui avait donné satisfaction dans des conditions géomécaniques semblable. Parmi la méthode les plus couramment utilisées celles de BIENIAWSKI les recommandations de l'AFTES.

L'avantage de ces méthodes empiriques c'est qu'elle nous oblige à recenser et quantifier tout les paramètres géotechniques qui peuvent influencer sur le tunnel.

### **VI.2.1. METHODE DE BIENIAWSKI**

Comme toute autre méthode empirique BIENIAWSKI compte sur certains paramètres pour classer les roches.

**La résistance à la compression simple** : entre 50 et 100Mpa (matériaux argilites)

**Le RQD** : déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans les sondages carottés

Profondeur de la couche (m)	RQD (%)
0.00-1.00	70
1.00-6.40	40
6.40-9.00	70
9.00-21.00	70
21.00-22.00	85
22.00-26.00	100

Le RQD est généralement pris entre 50 et 75

**Venus d'eau** : présence de la nappe phréatique à 5m de profondeur

Le sol qui sera traversé par notre tunnel est un terrain meuble, on l'assimile à une roche médiocre.

**Tableau. V.1 .Classe du rocher suivant la classification de BIENAWSKI**

Note RMR	81-100	61-80	41-60	21-40	<21
Classe RMR	I	II	III	IV	V
Classe massif rocheux	Très bon rocher	Bon rocher	Rocher moyen	Rocher médiocre	Rocher très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	6mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5heures pour 1.5m de portée	10m pour 0.5m de portée

Pour chaque classe de rocher BIENAWSKI propose également des recommandations sur le soutènement.[4]

**Tableau V.2 .Recommandations du soutènement d’après BIENAWSKI**

	Types de soutènement						
	Boulons d’ancrage		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément D’ancrage	Voute	Piédroit	Complément de soutènement	Type	Espacement
1	Généralement pas nécessaire						
2	1.5-2.0m	Occasionnellement Treillis soudés en voute	50mm	Néant	Néant	Non rentable	
3	1.0-1.5m	Treillis soudés +30mm de béton projeté en voute si nécessaire	100mm	50mm	Occasionnelleme nt treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1.5-2.0m
4	0.5-1.0m	Treillis soudés +30-50mm de béton projeté en voute et en piédroit	150mm	100mm	Treillis soudés et boulons de 1.5 à 3m D’espacement	Cintres moyens +50mm de béton projeté	0.7-1.5m
5	Non recommandé		200mm	150mm	Treillis soudés boulons et cintres légers	Immédiateme nt 80mm de béton projeté puis cintres lourds à l’avancement	0.7m

**VI.2.2. RECOMENDATIONS DE L’AFTES**

Contrairement aux méthodes de BIENAWSKI, les recommandations de l’AFTES aboutissent à un choix de type de soutènement et non pas à un dimensionnement, ainsi elle a renoncé cinq familles de paramètres à prendre en compte, la superposition des résultats relatifs à chaque un des critères permet la conception d’un projet souterrain dans un massif rocheux. Ces paramètres (donnés ci-dessous) sont établis à partir de l’expérience accumulée lors de la construction de nombreux ouvrages ou dans des méthodes de calcul.

**a. Conditions géologiques générales :** Classe AM4 (on assimile le terrain meuble à une roche très altérée)

**b. Conditions hydrogéologiques**

**Charge hydraulique:** Charge hydraulique moyenne classe H1 (présence de la nappe phréatique)

**Perméabilité du massif :** Classe K2 faible à moyenne

**c. Caractéristiques mécaniques du terrain**

**d. Résistance de la roche :** Marnes sableuses Classe R6a

**e. Altérabilité et gonflement de la roche :** Terrains gonflants

**f. Contraintes naturelles et hauteur de couverture de l’ouvrage :** un premier seuil correspond à la hauteur minimale de couverture nécessaire pour les voutes de décharges puissent se former .Cette hauteur varie entre 1 et 2 fois la dimension de la cavité selon qu’on soit en présence de sol ou de la roche.

Le groupe de travail n°7 de l’AFTES « **soutènement revêtement** »a établi un texte de recommandations portant sur le choix de « types de soutènement en galerie » à partir de la description des massifs rocheux. (1974-1982).

En fonction des valeurs de paramètres qui caractérise le massif rocheux, L’AFTES a établi un tableau indiquant si le soutènement considéré est particulièrement recommandé, possible, mal adapté ou en principe impossible.[8]

L’application de ces recommandations sur notre cas nous a aboutis au tableau suivant :

Tableau.3. Recommandations de l’AFTES pour le choix de type de soutènement

		Types de soutènement													
Critères	Classes														
Comportement mécanique	R6a	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
altérabilité	gonflement	✗	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Hydrologie	K2.H2	✗	✗	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓
Environnement	sensible tas.	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
couverture	faible	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
<b>Synthèse</b>		✗	✗	✗	✗	✗	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓

Les recommandations sont: utiliser des cintres lourds, utiliser des voussoirs constitués de plaques de métal assemblées, utiliser des voussoirs en béton, travailler avec des tubes perforés, creuser avec un bouclier ou pousse tube. Pour choisir parmi le choix de soutènement proposé, il faudra tenir compte de critères favorables au soutènement ainsi que du facteur économique de l’organisation du chantier.

Le choix doit prendre en compte la nature du terrain, les conditions économiques, les problèmes rencontrés sur place lors de l’exécution et la sécurité du chantier.

### VI.3 CONCLUSION

En utilisant ces deux méthodes simultanément et en analysant les différences et les convergences des résultats, on prend comme soutènement :

- ✓ Des boulons d’ancrage.
- ✓ Des cintres métalliques.
- ✓ Treillis soudés et béton projeté



---

**CHAPITRE VII :**

---

**METHODE CONVERGENCE  
CONFINEMENT**



## **VII.1. INTRODUCTION**

Les méthodes empiriques, basées sur une classification géotechniques du rocher, ont été décrites dans le chapitre précédent .Elle servent au prédimensionnement du soutènement mais ne suffisent pas à justifier la stabilité de l'ouvrage. La méthode « convergence-confinement »aborde le calcul analytique de l'interaction entre le massif excavé et son soutènement.

Dans la mesure où les caractéristiques du terrain sont relativement homogènes et suffisamment connus, la méthode convergence-confinement oriente le choix initial du mode de soutènement et sert de base au contrôle de comportement à effectuer pendant les travaux. Il ne peut s'agir toutefois que de fixer des ordres de grandeurs compte tenu de l'incertitude de la plupart des paramètres.

Dans ce chapitre, on va appliquer la méthode convergence- confinement sur notre tunnel pour vérifier le choix des caractéristiques du soutènement et s'approcher de l'ordre de grandeur de déformations à atteindre.

## **VII.2.COURBE CARACTERISTIQUE DU TERRAIN**

La méthode convergence-confinement est une méthode de calcul simple mais largement suffisante dans bien des cas .Si elle sacrifie la géométrie de l'ouvrage, l'anisotropie de comportement mécanique éventuelles et l'anisotropie des contraintes géostatiques elle permet par contre de tenir compte de facteurs importants sur l'équilibre finale du complexe rocher-soutènement, à savoir :

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

Par opposition aux anciennes méthodes qui remplaçaient le massif par un système de charge agissant sur le soutènement ou qui ne considéraient pas les phases d'excavation, cette méthode tient en compte les conditions de mise en œuvre du soutènement derrière le front de taille au prix d'une simplification des lois de comportement et d'une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif.[9]

### **VII.2.1. CALCUL ANALYTIQUE**

La résistance à la compression simple :

$$R_c = \frac{2C \cos \rho}{1 - \sin \rho}$$

$$R_c = 195Kpas$$

Le coefficient de butée :

$$Kp = \frac{1 + \sin \rho}{1 - \sin \rho}$$

$$Kp = 2.56$$

a-Milieu élastique

Si  $\sigma < Rc/2$ , le creusement n'entraîne que des déformations élastiques .La courbe caractéristique du terrain est une droite. [10]

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

$$Ue = 6.09cm$$

$Ue$  Est le déplacement élastique de la paroi pour une pression de soutènement (fictive ou réelle) nulle.

**b-Pression d'apparition de la zone en état limite de rupture**

Si  $\sigma > Rc/2$  ce qui est notre cas, le début de la déformation s'opère d'une façon élastique, tant que la pression fictive de soutènement reste supérieure à  $Pa$ , pression d'apparition d'une zone en état limite de rupture à la paroi de l'excavation .Lorsque  $P$  est inférieure à  $Pa$ , il se développe autour de la cavité une zone plastique.

$$Pa = \left(\sigma^o - \frac{Rc}{2}\right) \frac{2}{Kp + 1}$$

$$Pa = 98Kpas$$

Le taux de déconfinement à l'apparition de la rupture vaut :

$$\lambda a = \frac{\sigma^o - Pa}{\sigma^o}$$

$$\lambda a = 64\%$$

Le déplacement de la paroi à l'apparition de la rupture vaut :

$$Ua = \lambda . ue$$

$$Ua = 3.89cm$$

**c-Milieu élastoplastique parfait**

Plusieurs formules existent pour tracer la courbe caractéristique du terrain après qu'une zone en état limite de rupture soit formée autour de l'excavation.

Pour toute valeur de  $\lambda > \lambda a$  le rayon de la zone plastique est donné par :

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

$$u(\lambda) = ua . \left(\frac{rp(\lambda)}{R}\right)^2$$

$$\sigma = (1 - \lambda) . \sigma^{\circ}$$

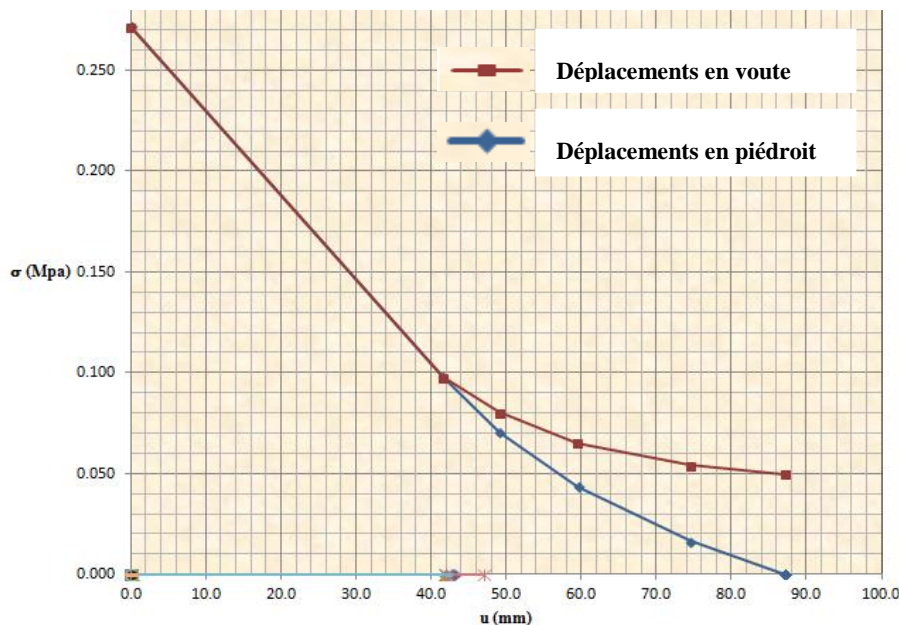
**d-Prise en compte de la gravité**

A faible profondeur, le poids du terrain dans la zone décomprimé doit être pris en compte .Il se forme en voute une cloche dont les contours sont en limite de cisaillement et dont la stabilité nécessite des efforts supplémentaires qui doivent être apportés par le soutènement .Il convient donc d’ajouter à la pression de soutènement calculé précédemment un terme supplémentaire  $P_g$  nécessaire à la stabilité de cette cloche.

- En voute :  $P_g = (rp - R)$
- En piédroit :  $P_g = 0$

**VII.2.2. TRACE DE LA COURBE**

En utilisant les formules précédentes dans un logiciel Excel, on aboutit à une courbe caractéristique du terrain.



**Figure.VII.1.Courbe caractéristique du terrain.**

**VII.3. CONVERGENCE EN FONCTION DE LA DISTANCE DU FRONT**

La détermination de la convergence en fonction de la distance au front de taille permet de définir la position relative des courbes caractéristiques du soutènement et du terrain dont dépendra l’équilibre final. Négliger la convergence déjà acquise au moment de la pose de soutènement conduit non seulement a surestimer l’effort de soutènement mais aussi à trahir le comportement du massif et son équilibre .

Bien que le phénomène tridimensionnel soit plus complexe, on peut assimiler l’influence de la proximité du front de taille à une pression radiale fictive de soutènement.

En milieu élastoplastique parfait avec des critères de plasticité de type Drucker Prager F.CORBETTA et al [1991] donnent une bonne approximation de la déformée à une distance du front par la formule

$$u = x.ue\{0.29 + 0.71 \left[ 1 - \exp \left( -1.5 \left( \frac{d}{x.R} \right)^{0.7} \right) \right] \}$$

$$x = \frac{Up}{Ue}$$

Up est le déplacement de la courbe caractéristique du terrain à déconfinement total ( $\lambda=1$ )

$$u(\lambda) = ua. \left( \frac{rp(\lambda)}{R} \right)$$

$$Up = u(\lambda = 1) = 30.6cm$$

$$x = 5.02$$

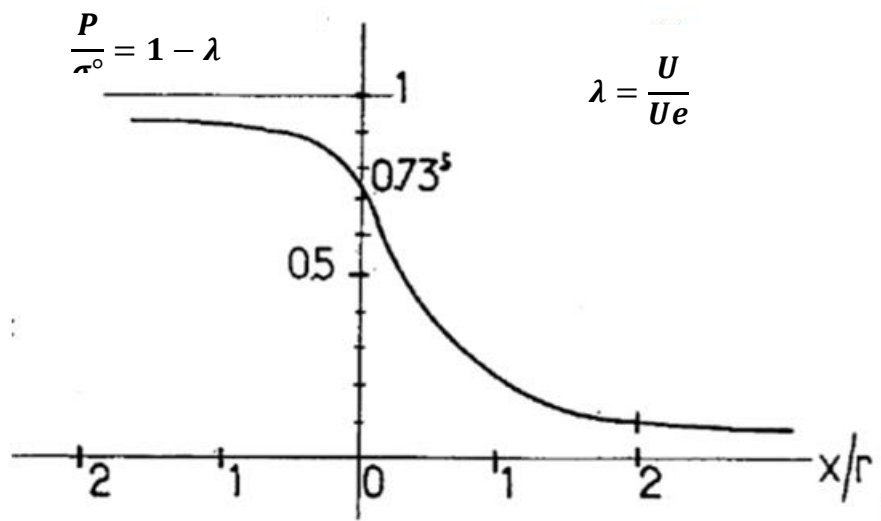


Figure.VII.2.Variation du taux de déconfinement  $\lambda$  en fonction de la distance  $x$  du front

La convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place de soutènement donne le point de départ de la courbe caractéristique de soutènement  $Us_0 > 0.265U_0$ . Soit généralement plus de tiers du déplacement élastique à  $p = 0$ .

On prend  $Us_0 = (2/3) .U_0 = 4.06cm$ .

#### VII.4. TRACE DE LA COURBE CARACTERISTIQUE DU TERRAIN

Le but du soutènement ne consiste généralement pas à s'opposer à la déformation élastique du terrain ni même à la formation d'une zone en déformation pseudo-plastiques dans laquelle les critères de ruptures sont dépassées. Cette déformation est autant plus réaliste que, très souvent cet état de déformation est déjà atteint au voisinage même du front avant que l'on ai eu la possibilité le soutènement.

Le tracé de la courbe caractéristique du revêtement ou du soutènement, ou courbe de confinement, dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques des structures mises en place.

La relation entre la variation de la pression radiale et le déplacement de la paroi est donnée par l'expression suivante.

$$\Delta P = \frac{K}{R} \Delta u$$

#### **VII.4.1. SOUTÈNEMENT PAR CINTRES CALES A LA PAROI**

La raideur  $K_c$  d'un cintre calé de façon continue à la paroi est donnée par la relation :

$$k_c = \frac{E_s * S}{e * R}$$
$$k_c = \frac{21000 * 54.25 * 10^{-4}}{1 * 5.56} = 20.49 \text{Mpa}$$

La pression maximale que peut développer le cintre :

$$P_c \text{ max} = \frac{S * \sigma_a}{R * e}$$
$$P_c \text{ max} = \frac{54.25 * 10^{-4} * 375}{5.56 * 1} = 0.37 \text{Mpa}$$

#### **VII.4.2. SOUTÈNEMENT PAR BETON PROJETE**

La raideur  $K_b$  du revêtement en béton s'écrit sous la forme simplifiée suivante

$$K_b = \frac{E_b * e}{R}$$
$$K_b = 455 \text{Mpa}$$
$$P_b \text{ max} = \frac{\sigma_b \text{ max} * e}{R} = \frac{15 * 0.2}{5.56} = 0.53 \text{Mpa}$$

#### **VII.4.3. SOUTÈNEMENT PAR BOULON D'ANCRAGE**

Dans le système de soutènement par boulons à ancrage réparti, les déformations qui se manifestent à la fois dans la roche et les boulons ne peuvent pas être dissociés. Actuellement on ne peut traiter le problème que d'une manière qualitative.

Selon la plupart des auteurs l'action de soutènement dans ces boulons réside dans un renforcement interne de la roche. La présence des boulons limitent en particulier les effets de dilatance.

Il est en résulte une amélioration des caractéristiques résiduelles  $C$  et  $\Phi$  de la roche qui entraîne une modification de la courbe caractéristique du terrain. [2]

## VII.5.EQUILIBRE TERRAIN SOUTÈNEMENT

La raideur du système de soutènement combiné est égale à la somme de la raideur de chaque soutènement

$$K_s = K_c + K_b$$

L'intersection de la courbe caractéristique et de la courbe caractéristique du soutènement donne l'état d'équilibre de l'ouvrage, à savoir

- ✓ la pression de soutènement : 0.1Mpa
- ✓ la convergence atteinte : 4 cm

Malgré la variété des modes de soutènement provisoires, les pressions de confinement limites développées restent du même ordre .Les déformations correspondantes varient toutefois très largement d'un type de soutènement à un autre et ce essentiellement ce que les distinguent.

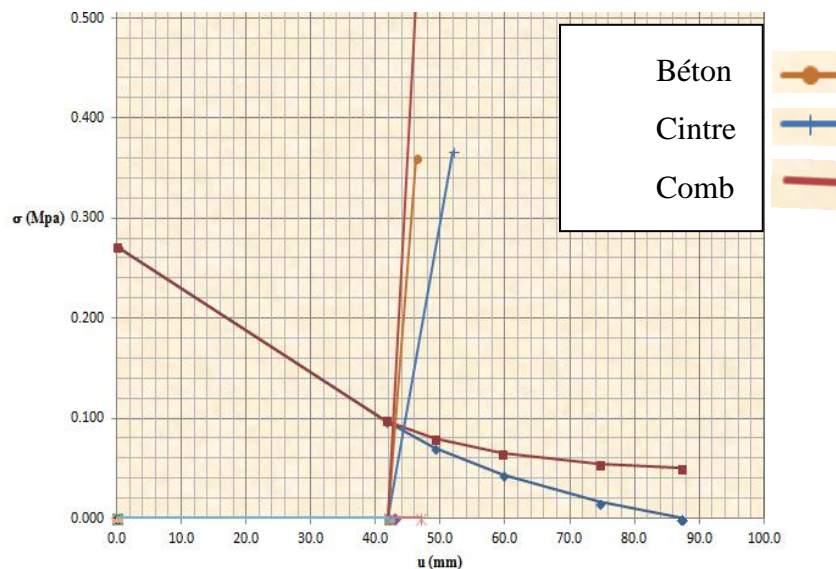


Figure.VII.3. Courbe convergence-confinement

## VII.6.CONCLUSION

Les déformations atteintes par le creusement en section complète sont grandes pour un tunnel en milieu urbain.

Le creusement en demi-section ou en sections divisées est la solution envisageable pour limiter les déformations.

Le choix des caractéristiques de soutènement est adéquat puisque la pression du soutènement à l'équilibre ne dépasse pas la pression admissible des matériaux utilisés.



---

**CHAPITRE VIII :**

---

**MODELISATION 2D**



### **VIII.1. INTRODUCTION**

Dans le but de choisir les séquences de creusement, soutènement appropriées pour notre cas et réduire les incertitudes en ce qui concerne les déplacements du terrain, on modélise les étapes de réalisation du tunnel dans un logiciel basé sur les différences finies Bentley GeoStructural Analysis v19.0 .les résultats sont donnée dans ce présent chapitre et les détails de calcul sont illustré dans [ANNEXE B]

### **VIII.2. PROGRAMME DE CALCUL**

Les calculs réalisés sont de type contrainte-déformation, le programme d'analyse employé afin de résoudre ces modèles géomécaniques dans des milieux continus est Bentley GeoStructural Analysis v19.0. Ce programme utilise l'algorithme de différences finies et permet de réaliser des calculs en élasto-plasticité à l'aide de plusieurs modèles constitutifs. A l'aide de ce programme, il est possible d'évaluer les sollicitations sur les éléments de soutènement, pour chacune des phases de creusement. Dans la résolution des modèles numériques construits pour la conception des sections types, on a effectué un calcul d'élasto-plasticité, en utilisant le modèle mathématique Mohr-Coulomb. Pour la résolution des modèles numériques, on a suivi une série d'étapes qui simulent les phases suivies dans l'excavation et le soutènement du tunnel.

### **VIII.3. CONDITIONS AUX LIMITES**

Dans tout calcul numérique, non basé sur les éléments infinis, il est nécessaire d'établir des limites au modèle. De cette manière, on s'assure que les limites du modèle n'influencent pas les zones qui font l'objet de la modélisation. Il est nécessaire de fixer des conditions à ces limites, de déplacement et de pressions. En général, pour des problèmes où le modèle comprend la surface, il est préférable de définir les conditions aux limites en fixant les déplacements.

### **VIII.4. DESCRIPTION DU MODELE**

Les contours ont été considérées suffisamment éloignés pour qu'ils n'affectent pas l'environnement du tunnel. Les dimensions du modèle sont de :

- 50 m dans la direction transversale au tracé du tunnel, (axe x)
- 22 m dans la direction verticale sous contre-voûte de tunnel (axe z). La voûte du tunnel a été simulée selon la hauteur correspondant à la section de calcul.

Comme conditions de contours imposées au modèle, on a fixé les déplacements horizontaux dans les contours latéraux et les déplacements verticaux dans le contour inférieur. Le contour supérieur coïncide avec la surface topographique, on n'impose donc pas de condition de contour.

### **VIII.5. DONNEES GEOLOGIQUE-GEOTECHNIQUE**

Les paramètres géomécaniques pour représenter le comportement constitutif élasto-plastique de Mohr-Coulomb, sont présentés dans le premier chapitre.

Les parapluies sont modélisés comme une amélioration du terrain existant dans le périmètre de l’excavation.

**Tableau VIII.1.Propriétés du terrain amélioré**

Diamètre de colonne (m)	Densité (KN/m³)	Angle de frottement	Cohésion (Mpa)	Module d’élasticité (Mpa)
0.6	20	35	0.03	9545

**VIII.6. CONSIDERATION DU NIVEAU PHREATIQUE**

On a pris en considération l’impact du niveau phréatique d’une manière découplé au modèle de calcul. Pendant l’excavation, la charge en eau n’est pas prise en considération dans le modèle Puisque effectuera un drainage continu ce qui va réduire le niveau phréatique. A long terme, la nappe sera prise en considération pour le dimensionnement du revêtement définitif du tunnel.

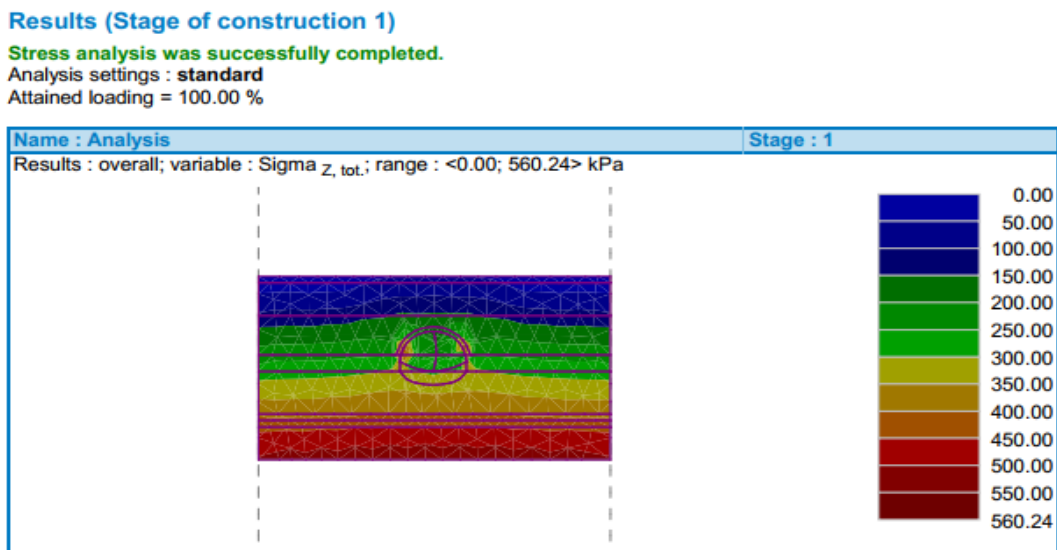
**VIII.7. MODELISATION**

Lors de l’étude d’une structure le recours à l’outil informatique est bien souvent inévitable et indispensable, celui-ci permet en effet d’effectuer des calculs complexes difficilement réalisables par des méthodes manuelles et procure un gain de temps important en évitant des opérations longues et fastidieuses.

Une telle nécessité d’un logiciel puissant exige une grande précision de cheminement des étapes et une bonne maîtrise des grandeurs unitaires, C’est pour cela on doit savoir comment poser le problème correctement et comment interpréter les résultats.

Après plusieurs essais de modélisation étapes de creusement soutènement, on a finalement aboutit à des séquences qui assure la stabilité de l’ouvrage et minimise le déplacement des terrains. Les principales phases appropriées pour notre état sont :

**VIII.7.1. ETAT DE CONTRAINTES INITIAL**



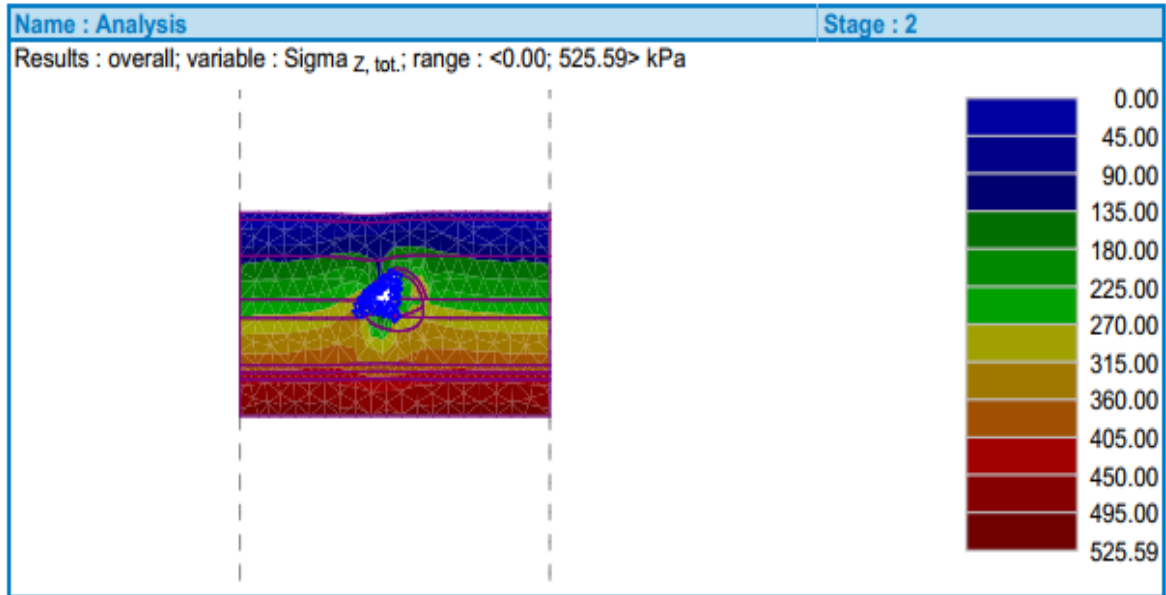
VIII.7.2. EXCAVATION DE LA CALOTTE1+RADIER PROVISOIRE1

Results (Stage of construction 2)

Stress analysis was successfully completed.

Analysis settings : standard

Attained loading = 100.00 %



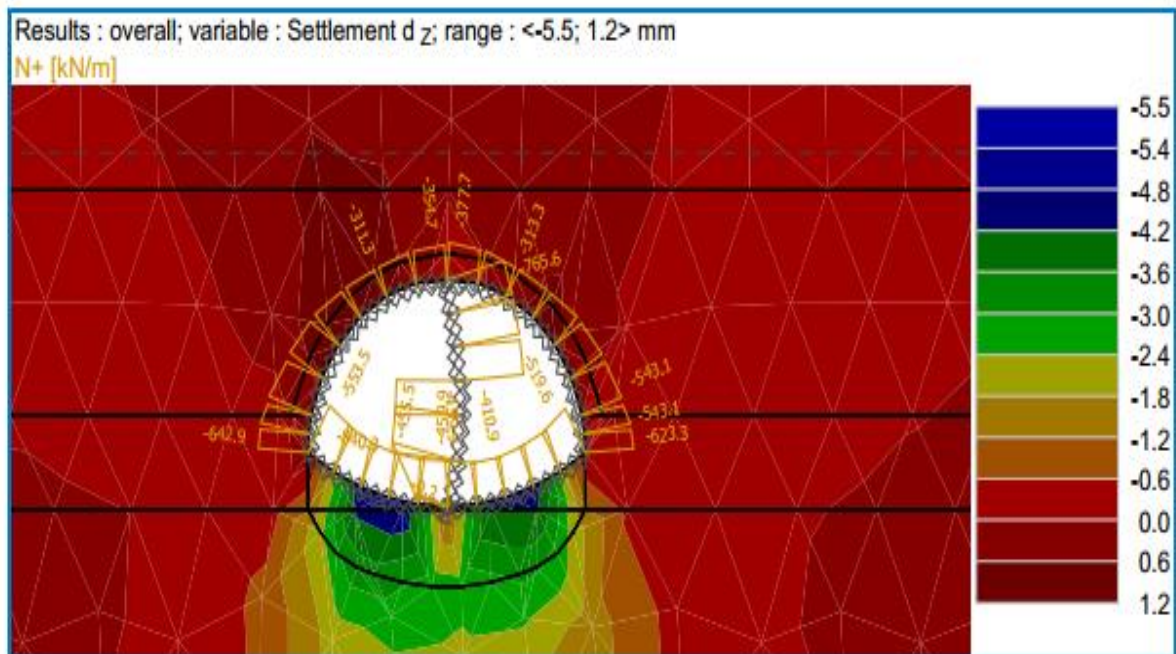
VIII.7.3. EXAVATION DE LA CALOTTE2+RADIER PROVISOIRE2

Results (Stage of construction 3)

Stress analysis was successfully completed.

Analysis settings : standard

Attained loading = 100.00 %



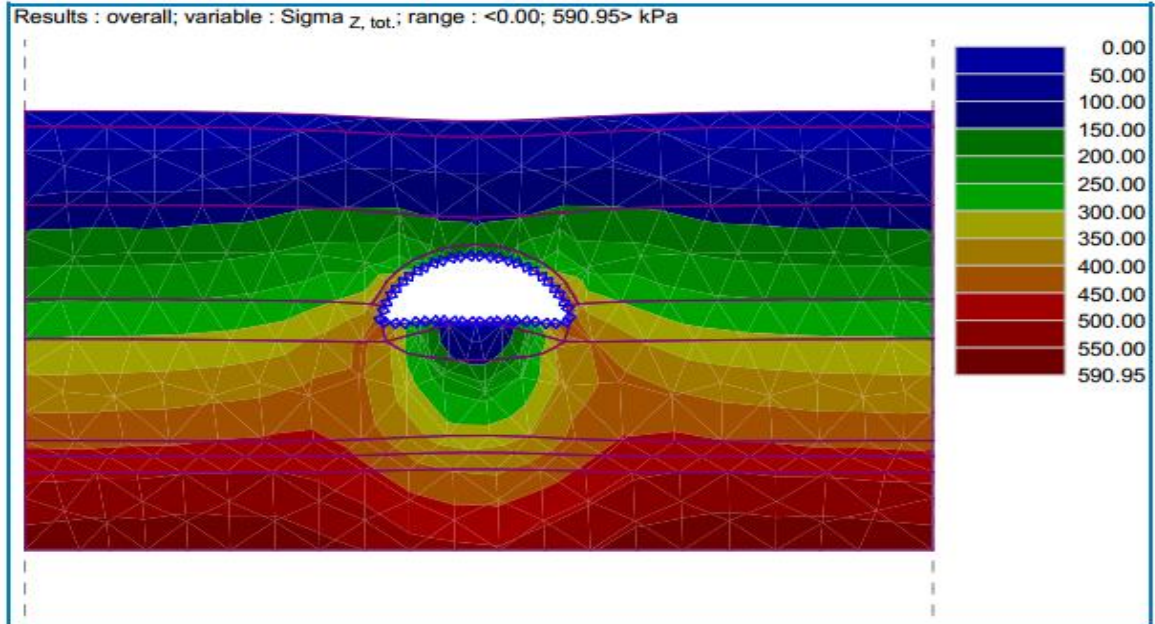
VIII.7.4. ENLEVEMENT DU DIAPHRAGME

Results (Stage of construction 4)

Stress analysis was successfully completed.

Analysis settings : standard

Attained loading = 100.00 %



VIII.7.5. EXCAVATION DU RADIER ET CONSTRUCTION DE LA SECTION FINALE

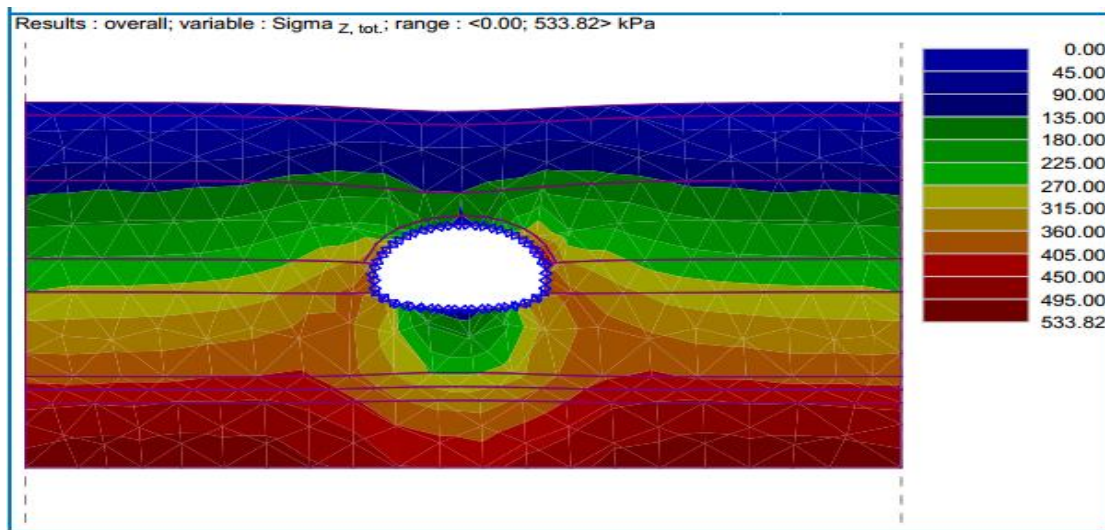
Results (Stage of construction 5)

Stress analysis was successfully completed.

Analysis settings : standard

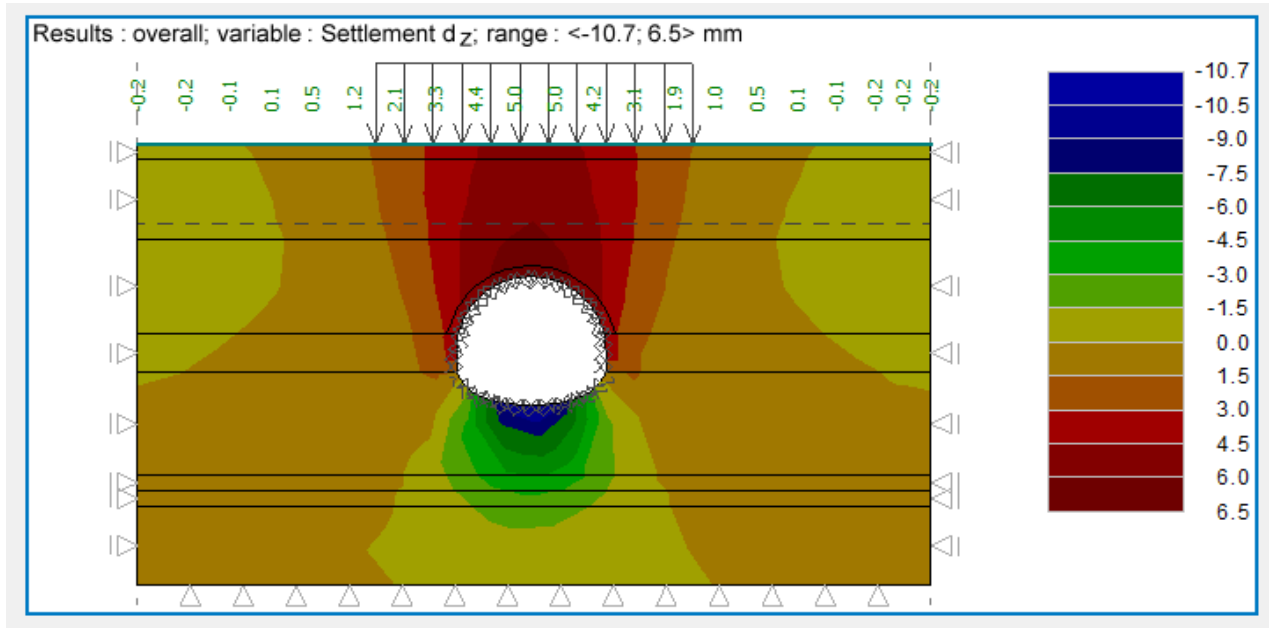
Attained loading = 100.00 %

Extremes (Stress)



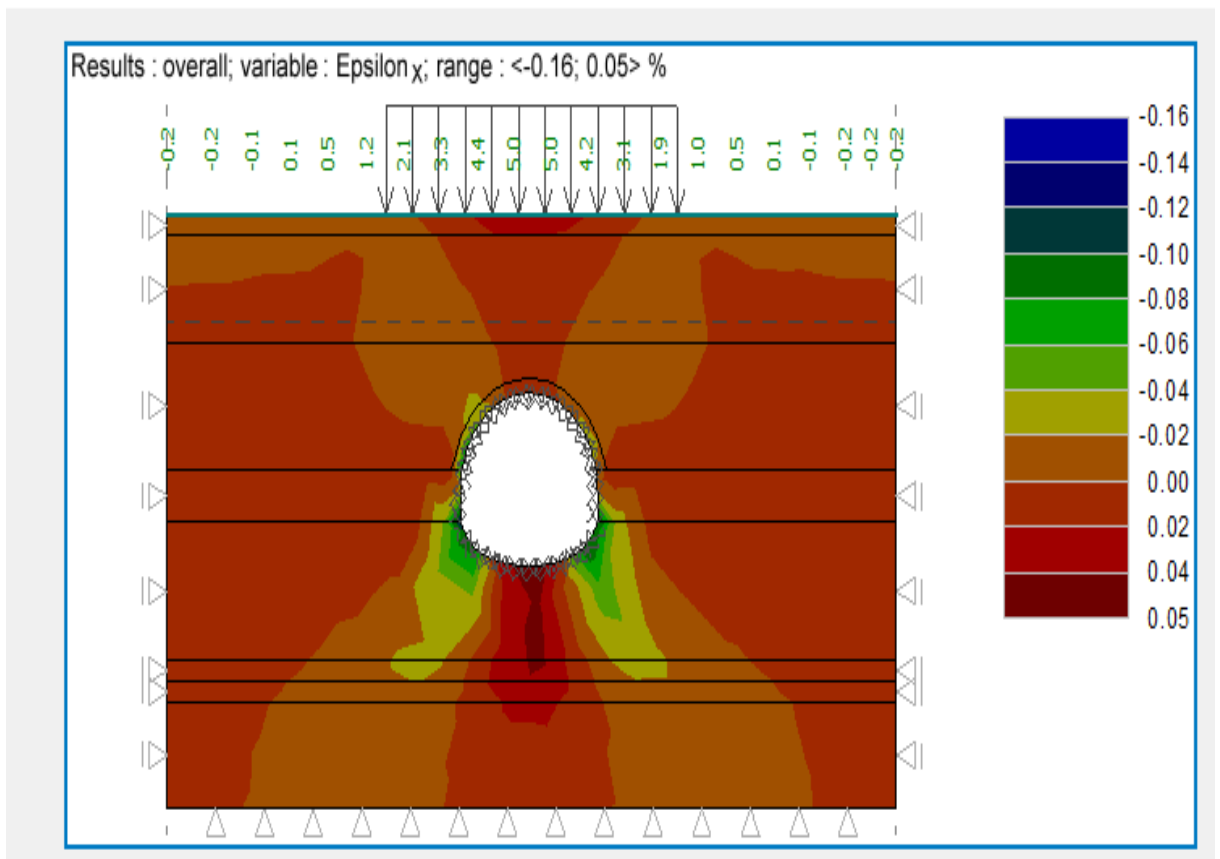
VIII.8. EVALUATION DES DOMMAGES

VIII.8.1. TASSEMENTS EN SURFACE



Le tassement maximal en surface est de 6.5mm (tassement négligeable)

VIII.8.2. DEFORMATION HORIZONTALE



L'évaluation du risque des dommages des bâtiments, induit par les mouvements de terrains dus au creusement du tunnel, est faite d'après la classification du degré de dommages, selon l'échelle suivante (Burland, 1997)

**Tableau VIII.1.Catégories des dommages**

Catégorie du dommage	Classification des dégradations	Description de dommage typique
0	Négligeable	Fissures superficielles inférieures à 0.1mm
1	Très légère	Fissures légères facilement traitées par des travaux de décoration.
2	Légère	Fissures facile à combler .Une redécoration est généralement nécessaire
3	Modéré	Les fissures nécessite d'être ouvertes et traitées par un maçon
4	Sévères	D'importants travaux de réparations de murs sont nécessaires
5	Très sévères	Une réparation majeure de l'ouvrage est nécessaire, nécessitant une reconstruction partielle ou totale

Les dommages pourront être liés aux gammes de déformations, selon le Tableau VII.2 (Boscardin & Cording, 1989) :

**Tableau VIII.2. Relation entre la catégorie des dommages et les déformations des structures**

Catégorie de dommage	Classifications des dégradations	Déformations horizontales limite de traction $\xi_{lim}(\%)$
0	Négligeables	0-0.05
1	Très légères	0.05-0.075
2	Légères	0.075-0.15
3	Modérées	0.15-0.3
4 à 5	Sévères à très sévères	>0.3

Pour l'évaluation des dommages, on considère que les structures sont suffisamment flexibles pour accompagner le profil d'affaissement du terrain. Les paramètres caractérisant les risques de dommage induits aux structures sont estimés pour une telle situation .On analysant les résultats qu'on a obtenu dans la modélisation avec Bentley GeoStructural Analysis v19.0 ( $\xi_{lim}(\%) = 0.05$ ) les structures sont à la **classe 0** (fissures négligeables).

### VIII.9. CONCLUSION

Après plusieurs initiative on a conclu que Les séquences de creusement les plus appropriées pour notre cas est la calotte divisé avec un radier provisoire entre calotte et stross et les tassements verticaux et les déformations horizontales induites par le creusement sont négligeables et n'affecte pas les bâtiments avoisinants.



---

## **CHAPITRE IX :**

---

# **DIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE**



**IX.1. INTRODUCTION**

Le soutènement choisi doit pouvoir supporter les charges qui sont lui appliquées sans rompre ni perdre ses fonctionnalités pour assurer la stabilité de l’ouvrage et le confort des usagers.

Le but de ce chapitre est de dimensionnement et la justification des différentes sections du soutènement provisoires, selon les normes des Eurocodes et le BAEL 91. [11]

**IX.2. TYPES DE SOUTÈNEMENT**

**IX.2.1. CINTRES METALLIQUES**

**Tableau IX.1.Caractéristiques mécaniques des cintres**

Cintres calés à la paroi	
Profilé	HEB160
Espacement	1m
FeE	430Mpa
S	54.25cm <sup>2</sup>
Es	210000Mpa
Σa	375Mpa

La portance de ces cintres est calculée par la relation suivante :

$$Ps (cintre) = \frac{fu \cdot x \cdot A}{R \cdot x \cdot a}$$

$$Ps (cintre) = 419.95Kpa$$

σv=251.66Kpas (charge verticale calculée par la méthode de TERZAGHI

σv < Ps (cintre) donc le choix du cintre est vérifié

On calcule la distance Max entre deux cintres :

$$a \text{ Max} = \min\left\{\frac{1.1 \cdot Fbu}{Fbuf}; \frac{1.1 \cdot Fu}{Fy}\right\}$$

$$Fbu = \frac{0.85 \cdot Fcj}{\theta \cdot \gamma_b} = 15Mpa$$

$$Fbuf = \frac{0.85 \cdot Fcj}{\theta \cdot \gamma_f} = 0.42 \cdot Fcj = 10.5Mpa$$

$$a \text{ Max} = \min\left\{\frac{1.1 \cdot 15}{10.5}; \frac{1.1 \cdot Fu}{Fy}\right\}$$

$$a \text{ Max} = \min\{1.57; 1.26\}$$

La distance prévue entre le cintre à partir du prédimensionnement, vérification et modélisation est 0.8m

**IX.2.2. BETON PROJETE**

Forme une coque mince d'une épaisseur de 30 cm sur la voute et 20cm sur les pieds droits épousant la géométrie du terrain .Associé à des panneaux de treillis soudés. En cela il empêche les blocs le sol de se détacher de la paroi .Il a un rôle structurant, et reprend les charges issues du terrain.

**Tableau IX.2. Caractéristique mécaniques du béton projeté**

Béton projeté	
Classe	C25/30
Poids volumique	25KN/m <sup>3</sup>
Fc28	25Mpa
Fck (7jours)	18Mpa
Résistance à la traction fctm	2.6Mpa
fctm (7jours)	2Mpa
V	0.2
Eb long	31000Mpa
Eb court	10000Mpa
σb max	15Mpa

Le choix de module Eb est délicat .Celui-ci augmente avec la prise du béton ,dans ce même temps le front s'éloigne ,le soutènement en béton se charge et puis flue, et cela d'autant plus vite qu'il est encore frais .On peut faire l'étude du comportement du béton en fonction du temps et de la vitesse d'avancement du front .On aboutira à un module fictif équivalent qui, dans les cas les plus courant ,se trouverait être assez peu dépendant des différents paramètres susceptibles d'intervenir .

C'est pour tenir compte forfaitairement de ces facteurs, qu'il est courant de prendre pour le béton projeté un module à court terme voisin de 10000Mpa.

**IX.2.3. BOULONS ET ENFILAGE**

**Tableau IX.3.Caractéristiques mécaniques des boulons et enfilages**

Tubes métalliques pour voute parapluie (scellé avec coulis de ciment)	
Type	Micro pieux Φ 127 *8mm, L=12m
Classe de résistance	S355 EN10219-1
Boulons fibres de verre	
Type	DURGLASS Y-FL35 » ou équivalent
Résistance à la traction	350000N

**IX.3. ACTIONS ET COMBINAISONS**

Les actions principales à tenir en compte pour le dimensionnement et la vérification du soutènement sont les suivantes :

- Poids propre du sol environnant (pression des terres)

- Poids propres des soutènements adoptés
- Surcharge appliquée à la surface (bâtiment)
- Action sismique (Accélération 0.1g)

En ce qui concerne la nappe phréatique, elle n'a pas été considérée pour la situation provisoire compte tenu de la mise en œuvre de système de drainage au fur et à mesure de l'avancement des travaux d'excavation dès que nécessaire.

**Tableau IX.4.Sollicitations de dimensionnement du soutènement provisoires**

Phase	Excavation Calotte1+radier 1	Excavation Calotte2+radier2	Enlèvement du diaphragme	Section finale
Mmax(KN.m)	-28.6	-43.2	31.7	-84.9
Nmax (KN)	-57.7	-81.8	-83.6	20.36
Tmax (KN)	-35.4	-34.2	45.0	-1.45

### IX.4. DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL

Pour le dimensionnement et la vérification des éléments structuraux, on utilise des coefficients de sécurité partiels pour les états limite ultimes, sur base des Eurocodes .Pour chaque état limite l'inéquation suivante doit être vérifiée :

$$E_d < R_d$$

C'est-à-dire la valeur de calcul de la charge doit être inférieure à la résistance du calcul du matériau.

#### IX.4.1. VOUTE PARAPLUIE

Pour la vérification structurale de la voute parapluie, on a adopté un modèle structural simplifié de poutres simplement appuyée sur les cintres métalliques et sur le terrain à une distance « g » du front de taille.

Les enfilages considérés correspondent à des micros pieux autoforants  $\Phi=127\text{mm}$ ,  $e=8\text{mm}$  ; scellées au coulis de ciment. L'écartement considéré entre enfilage est de 0.4m.

**Tableau IX.5. Caractéristiques mécaniques des tubes**

Type de tube	$I_{y,ef}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{z,ef}$ (m <sup>4</sup> )	$A_{ef}$ (m <sup>2</sup> )	$W_{pl,y}$ (cm <sup>3</sup> )	$A_v$ (mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (Mpa)
$\Phi 127*8\text{mm}$	5.32 E-06	5.32 E-06	2.99E-03	113	1904	355

$$M_{PL,RD} = \frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{PL,RD} = \frac{113 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1} = 40.1 \text{KN.m}$$

$$V_{PL,RD} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{PL,RD} = \frac{1904 * 10^{-6} * 355 * 10^3 / \sqrt{3}}{1} = 390.2KN$$

La poutre a une portée égale à la longueur non supportée (L=d+s+g)

Espacement entre cintres métallique (d=0.8m)

Avance de creusement sans soutènement (s=0.5m)

Longueur d'encastrement dans le terrain (g=0.5m)

$$P_{Ed} = \partial_L [ \gamma_G [ \gamma_s \cdot H_s ] + \gamma_q \cdot q ]$$

$$P_{Ed} = 1.2 * (20 * 8 + 20) = 216$$

$$M_{Ed} = \frac{P_{Ed} \cdot e \cdot L^2}{8}$$

$$M_{Ed} = \frac{216 * 0.4 * 1.8^2}{8} = 34.99KN.m$$

$$V_{Ed} = \frac{P_{Ed} \cdot e \cdot L}{2}$$

$$V_{Ed} = \frac{216 * 0.4 * 1.8}{2} = 77.76KN$$

On constate après les calculs que ( $V_{Ed} < V_{PL,RD}$  et  $M_{Ed} < 40.1KN.m$ ) c'est-à-dire les tubes qui forment la voute parapluie sont vérifiés à l'état limite de flexion et d'effort tranchant.

#### **IX.4.2. CINTRES METALLIQUES**

Les cintres sont dimensionnés à la flexion composée et à l'effort tranchant et vérifiés au cisaillement.

**Tableau IX.6.Caractéristiques mécaniques des HEB 160**

$F_y(Mpa)$	$W_{pl}(cm^3)$	$h_w(mm)$	$t_w(mm)$	$A_w(cm^2)$	$A_v(cm^2)$	$I_x$ ( $mm^4$ )	$W_x(mm^3)$
375	345	134	8	10.7	18	$2.49 * 10^{-5}$	$3.11 * 10^{-4}$

$$V_{PL,RD} = \frac{18 * 10^{-4} * 375 * 10^3 / \sqrt{3}}{1} = 389.7 KN$$

$$V_{Ed} < V_{PL,RD} \text{ (effort tranchan vérifié)}$$

$$M_{PL,RD} = \frac{345 * 10^{-6} * 375 * 10^3}{1} = 129.3KN.m$$

$$M_{Ed} < M_{Pl,RD} \text{ (moment fléchissant vérifié )}$$

$$\tau = \gamma_f \frac{T_s^{Max} \cdot W_x}{I_x \cdot a} = \frac{3}{4} * \frac{45 * 3.11 * 10^{-4}}{2.49 * 10^{-5} * 12 * 10^{-3}} = 35128 \text{ Kpas}$$

$$\tau = 35128 < \frac{\sigma_s}{1.54} = \frac{16000}{1.54} = 103896 \text{Kpas (condition de non cisaillement vérifiée )}$$

### **IX.4.3. BETON PROJETE**

Condition à vérifier :

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A} + \frac{M_b}{W} \right) < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$$

L'inertie équivalente (béton projeté +treillis à souder)

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

La section équivalente (béton projeté +treillis à souder)

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

As (deux nappes de treillis à souder Q 257 A avec As=3.52cm<sup>2</sup>)

$$A_{eq} = 1 * 0.2 + 15 * 3.52 * 10^{-4} = 0.20m^2$$

$$I_{eq} = \frac{1 * 0.2^3}{12} + 15 * 0.53 * 10^{-4} (0.1 - 0.05)^2 = 6.66 * 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{83.6}{0.2} + \frac{84.9}{0.008} \right) = 14891 \text{Kpas} < 15000 \text{Kpas (condition vérifiée )}$$

### **IX.5. COMBINAISON SISMIQUE**

D'après le RPOA(2008), Le déplacement maximal à la surface d<sub>max</sub> du à une action sismique peut être calculé selon la formule suivante :

$$d_{max} = \lambda \cdot A \cdot g \left( \frac{2H}{\pi V_s} \right)$$

$\lambda = 0.9$  Terrain type S3.

H=21.69 (5m au dessous du radier du tunnel)

V<sub>s</sub>=250m/s (pour les argiles Qm et les alluvions A2)

Selon la méthodologie préconisée par le RPOA 2008, la déformation à imposer à un certain niveau égale à la différence entre la déformée du sol au niveau considéré  $Z_s$  et au niveau de la cote inférieure  $Z_i$

$$\Delta d = ds - di = d_{max} \left( \cos \left( \frac{Z_s \cdot \pi}{2H} \right) - \cos \left( \frac{Z_i \cdot \pi}{2H} \right) \right)$$

**Tableau IX.7.Déplacement maximale en surface**

Désignation	Niveau $Z_s(m)$	Niveau $Z_i (m)$	Niveau $d_s (mm)$	Niveau $d_i (mm)$	$\Delta d(mm)$	$d_{max} (mm)$
Toit de la calotte	8	14.59	0.16	0.05	0.11	0.12
Base du radier	14.59	14.59	0.05	0.05	0	

Les déplacements à la voute au radier et la surface sont respectivement 0.05 ; 0.02 et 0.00 sont inférieurs aux déplacements maximum, ce qui fait que l'action sismique n'affecte pas le soutènement provisoire.

### **IX.6. CONCLUSION**

Après plusieurs essais initiaux, on maintient un pas de creusement 0.5m et le soutènement finalement vérifié est le suivant :

- ✓ Une famille d'enfilage de tubes métalliques  **$\Phi 127 \times 8mm$**  avec une longueur de 12m scellées au coulis de ciment.
- ✓ Béton projeté avec  $e=30cm$  à la voute et  $e=20cm$  aux pieds droits et radier provisoire.
- ✓ Treillis à souder Q257A
- ✓ Cintre métalliques HEB 160 chaque 80cm.
- ✓ Boulons en fibres de verre au front



---

# CHAPITRE X :

---

# CONSTRUCTION DU TUNNEL



## **X.1. INTRODUCTION**

Pour assurer la stabilité et limiter les déformations lors de l'excavation de notre tunnel, il est indispensable de creuser en section divisée et mettre en place un soutènement immédiat comme on l'a indiqué dans les chapitres précédents.

Dans ce présent chapitre, on va décrire les différentes séquences de creusement et de soutènement requis pour notre cas.

## **X.2. METHODE D'EXCAVATION**

La construction des tunnels par la méthode (CALOTTE DIVISEE +RADIER PROVISoire /STROSS/RADIER) est envisagée. Cette méthode peut être considérée comme un cas particulier de la Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA). Cette excavation en section divisée facilite le processus constructif du tunnel et permet d'employer des machines moins puissantes et meilleur marché et favorise la stabilité de l'excavation.

Avec cette méthode l'équilibre de l'excavation se produit de manière presque instantanée, l'instrumentation a une importance beaucoup plus petite que dans le cas des excavations construites avec la NMA traditionnelle, ce qui permet de réduire les coûts et d'obtenir des avancements plus importants.

## **X.3. MOYEN D'EXCAVATIONS**

Le moyen d'excavation à employer dépendra de la longueur et de la section des tunnels, du degré de fracturation et d'altération que présente la roche [5], ainsi que de son abrasivité et de sa résistance telle qu'on l'a déjà défini dans la synthèse bibliographique.

On s'appuyant sur les résultats des chapitres précédents, et en analysant les moyens d'excavation qui existe, on exclut l'explosif puisque on est dans un milieu urbain et le TBM pour des raisons économiques, on retient alors :

### **X.3.1.MACHINE A ATTAQUE PONCTUELLE ROTATIVE**

Exception faite des lithologies les plus dures, l'emploi des machines à attaque ponctuelle est théoriquement possible. Toutefois, ce type de machines présente L'inconvénients des dimensions de la section qui exigeront l'utilisation d'une machine de dimensions maximales afin de pouvoir couvrir la section avec les opérations minimales.

### **X.3.2.EXCAVATION AVEC RETRO-EXCAVATRICE**

L'analyse entre le type du terrain traversé, les séquences du creusement et en faisant intervenir le facteur économie, on propose pour notre cas le creusement avec rétro-excavatrice, Cet engin ne nécessite pas l'emploi des éléments auxiliaires pour améliorer les conditions d'excavation et n'a pas l'inconvénient d'échouer dans certains matériaux comme les argiles

## **X.4. CYCLES DE TRAVAIL**

### **i) Mise en place de la voute parapluie**

On applique une rangée de 25 tubes auto foreurs en voute incliné à 14°, scellé au coulis de ciment et renouvelée chaque 10m.

### **ii) Mise en place des boulons en fibre de verre**

On applique au niveau du front 18 boulons autoforants espacés de 1.25m et scellement au terrain avec la résine Polyester.

### **iii) Construction du diaphragme**

On divise la calotte par un diaphragme constitué de cintres métallique HEB 160 et une couche de béton projeté de 30cm.

### **iiii) Excavation de la calotte 1+radier provisoire1**

On procède à l'excavation au moyen d'une rétro-excavatrice avec un pas d'avancement de 0.5m .En même temps que l'excavation, on établie des tâches de déblai.

### **iiiii) Exécution du soutènement**

Une fois l'excavation est finie, on mettra immédiatement en place le soutènement prévu. Pour la calotte applique d'abord une première couche de béton projeté de 5cm (scellement), qui servira de protection initiale et première couches de treillis à souder (extrados) suivie par 10cm de béton projeté .Ensuite on placera les cintres métalliques .Finalement, on complétera le soutènement en mettant en place les treillis à souder (intrados) et le béton projeté restant, et en ce qui concerne le radier provisoire, on applique une couche de béton projeté de 20cm

Pour faciliter la distribution des tensions dans l'anneau du terrain qui entoure le tunnel, on définit les sections type du soutènement avec des formes arrondies en voûtes, en évitant les points anguleux. Ce dernier doit être placé de sorte qu'il laisse se déformer le terrain , toujours dans la limite de stabilité du tunnel, pour que le terrain développe sa capacité autoportante[6]

### **iiiii) Excavation de la calotte 1+radier provisoire1**

On procède à l'excavation de la même manière que la première.

### **iiiii) Enlèvement du diaphragme**

Une fois l'excavation et le soutènement de la calotte est terminée, on procède à l'enlèvement du diaphragme.

### **iiiii) Excavation et soutènement du stross**

On applique les mêmes méthodes et techniques employées dans la calotte

### **iiiii) Exécution de la contre voute**

Une fois toute la section du tunnel excavée et soutenue, on exécute la contre voute en béton et treillis à souder qui va fermer l'anneau du soutènement.

## **X.5. EFFET DU NIVEAU PHREATIQUE**

Etant donné que le niveau phréatique était détecté à 5m approximativement au dessous de la cote maximale d'excavation, on doit imperméabiliser l'enceinte du tunnel pour permettre l'excavation à sec. C'est pour qu'on doit effectuer un drainage de la nappe au fur et à mesure de creusement en utilisant la technique du pompage.

## **X.6. MACHINES CONSTRUCTIVES**

Les machines principales employées pour la construction de ce tunnel peuvent être classées, sur la base de leur affectation, suivant les types ci-dessous :

- Machines d'excavation et déblai.
- Machines de mise en place du soutènement.

### **X.5.1. MACHINES D'EXCAVATION ET DE DEBLAIS**

L'excavation du tunnel sera faite au moyen d'une machine rétro-excavatrice sur chenilles munie éventuellement d'un marteau piqueur et d'une pelle excavatrice :



**Figure X.1.Excavation avec rétro-excavatrice**

Il est recommandé d'utiliser une retro spéciale de tunnels pour sa plus grande adaptation et son meilleur rendement dans les travaux souterrains.

En ce qui concerne le déblai, il sera effectué par des machines en utilisant une pelle chargeuse avec pneus et camions de chargement conventionnels.



**Figure X. 2. Travaux de déblai dans l'intérieur du tunnel**

### **X.5.2.MACHINE DE MISE EN PLACE DE SOUTÈNEMENT**

Les éléments principaux de soutènement qui seront employés dans ces tunnels sont le béton projeté et les cintres métalliques .Chaque un de ces éléments requiert des moyens et des machines spécifiques.

#### **X.5.2.1. BETON PROJETE**

Le béton projeté à la mission principale de sceller la surface du terrain, en fermant les joints et en évitant la décompression et la modification du volume, pouvant résister, en plus, aux efforts sollicités par de petits blocs du terrain. Une fois les travaux de mise en place du reste du soutènement terminés, on projettera le béton par couches successives jusqu'à obtenir l'épaisseur minimale exigée par le type de soutènement choisi pour traverser cette zone.



**Figure X.3. Mise en place du béton projeté**

La mise en œuvre sera effectuée à l'aide d'un robot de projection de béton par voie humide et flux dense de haut rendement puisque la longueur du périmètre de la section oblige à utiliser une machine de grande capacité pour ne pas augmenter en excès les cycles de travail. Cette machine sera équipée de tous les accessoires nécessaires : béton projeté, bras de projection articulé, trémies pour la réception du béton et l'addition d'additifs et châssis automobile.

Le mélange des composants du béton sera normalement effectué en fabrique de béton, bien qu'il puisse aussi être effectué en tête de tunnel. Les additifs seront ajoutés au moyen de la pompe doseuse que transporte la machine.

Le nombre de chargements dépendra de la distance entre le front de travail et l'usine de béton. L'équipement de projection doit être nettoyé et vérifié méticuleusement à la fin de chaque tour de travail, ces opérations étant de grande importance pour l'exécution correcte des travaux de projection.

### **X.7. CINTRES METALLIQUES**

Pour la mise en place des cintres, on doit disposer d'une grue et d'une plate forme d'élévation mobile indépendante qui permette d'accéder à tout point de la section et d'effectuer les travaux avec sécurité et stabilité. Comme élément auxiliaire, on devra disposer de plus d'équipement comme d'unité mobile une soudure électrique et outils à main.



**Figure X.4.Mise en place d'un cintre**

### **X.8. INSTRUMENTATION ET CONTROLE**

L'auscultation doit permettre un suivi des déformations et des déplacements du terrain et des avoisinants notamment les bâtiments. Les dispositifs de mesure doivent permettre de déterminer trois grands types de mouvements :

- ✓ Tassement absolu
- ✓ Tassement différentiel
- ✓ Rotation

### **X.9. CONCLUSION**

La construction du tunnel n'est pas de moindre importance que sont études .les étapes d'excavations soutènement doivent être suivies avec précautions non pas seulement en en s'appuyant sur les plans d'exécution mais aussi en faisant une observation permanentes in situ pour éviter toute anomalie ,qu'il s'agit d'un imprévu géotechnique ou de qualité de réalisation puisque une erreur peut induire un effondrement en bloc des terrains au dessus du tunnel.



---

## **CHAPITRE XI :**

---

# **REVETEMENT DEFENITIF**



## **XI.1. INTRODUCTION**

Après la mise en place du soutènement provisoire, le massif présente temporairement des conditions d'exploitation suffisantes. Toutefois, il est nécessaire de faire intervenir le comportement à long terme et mettre dans ce contexte un revêtement définitif.

Dans ce chapitre, on va dimensionner le ferraillement de la voûte et radier en flexion composé en vérifiant le non cisaillement des armatures.

## **XI.2. REVETEMENT EN BETON ARME**

Dans le tunnel, il est difficile de mettre en place le béton et de le vibrer puisque des vides et des ségrégations peuvent en résulter. Les conditions de travail en galerie sont en effet très difficiles et les bétons obtenus ne sont jamais aussi bons qu'à l'air libre. En ce qui concerne les aciers, elles reprennent très peu de traction. Leur rôle est de réduire la perméabilité en limitant la fissuration du béton.

Pour limiter et répartir la fissuration du béton, on peut mettre en œuvre un ratio de ferraillement satisfaisant à la condition de non-fragilité, telle qu'elle est définie à l'article A 4.2 du BAEL 83 :

$$\rho = \frac{ft28}{fe}$$

L'ouverture des microfissures est liée à la déformation du revêtement. Dans cette déformation, il résulte une action stabilisatrice du rocher. Le module du rocher à prendre en compte dans les calculs doit inclure le module du rocher décomprimé par l'excavation.

## **XI.3. SOLLICITATIONS**

Les sollicitations utilisées dans le calcul sont obtenues à partir de la modélisation en utilisant GEO5 MEF en prenant en compte le niveau de la nappe phréatique.

**Tableau XI.1. Sollicitations M, N, T (ELS)**

Désignation	Moment fléchissant (KN.m)	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)
Voute	29.7	-904.1	-42.4
Radier	66.4	-724.9	-5.4

**Tableau XI.2. Sollicitations M, N, T (ELU)**

Désignation	Moment fléchissant (KN.m)	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)
Voute	44.6	-1120.5	-57.2
Radier	99.6	-978.6	-7.2

## XI.4. FERRAILLAGE

La structure de l'anneau intérieure finale du tunnel est en béton armé C 30/37 dans la voûte et le radier .Il est dimensionné sur la base du règlement BAEL 91.

### XI.4.1. ETAT LIMITE ULTIME

A l'ELU on vérifie que les sections d'acier ne subissent pas des déformations irréversibles sous la charge.

$$u_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 * 30}{1 * 1.5} = 17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9h = 0.9 * 0.4 = 0.36m$$

$$u_u = \frac{0.044}{1 * 0.36^2 * 17} = 0.02$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{430}{1.15} = 373 \text{ MPA}$$

$$\partial_U = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.02}) = 0.025$$

$$z = d(1 - 0.4\partial_u) = 0.36 * (1 - 0.4 * 0.025) = 0.32m$$

$$A_{s1} = \frac{Mu}{z \cdot f_{su}} = \frac{0.044}{0.32 * 373} = 3.68 * 10^{-4} m^2 = 3.68 cm^2$$

$$A_{s2} = \frac{0.09}{0.216 * 373} = 8.93 * 10^{-4} m^2 = 8.93 cm^2$$

### XI.4.2. ETAT LIMITE DE SERVICE

A l'état limite de service, on vérifie que les déformations élastiques restent compatibles avec le fonctionnement.

$$\partial = \frac{n \cdot \sigma_{bc}}{n \cdot \sigma_{bc} + \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \inf\left(\frac{2}{3}; 110\sqrt{n \cdot f_{t28}}\right) = \inf(286,0; 215.5) = 215.5 \text{ Mpa}$$

$$\partial = \frac{15 * 18}{15 * 18 + 215.5} = 0.556$$

$$y_1 = \partial . d = 0.556 * 0.36 = 0.2m$$

$$z = d \left(1 - \frac{\partial}{3}\right) = \left(1 - \frac{0.556}{3}\right) * 0.36 = 0.29m$$

$$M_{srb} = \frac{1}{2} b y_1 \sigma_{bc} . z = \frac{1}{2} * 1 * 0.2 * 18 * 0.29 = 0.522MN$$

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{z . \sigma_{st}} = \frac{0.029}{0.29 * 215.5} = 4.64 * 10^{-4}m^2$$

$$A_{ser2} = \frac{M_{ser}}{z . \sigma_{st}} = \frac{0.066}{0.29 * 215.5} = 1.05 * 10^{-4}m^2$$

### XI.5. CHOIX D'ARMATURE

$A_{s1} = 4.64cm^2/ml$  (Deux nappes de treillis à soudé Q355) en voute

$$A_{s2} = \frac{8.93cm^2}{ml} \text{ (Deux nappes de treillis à soudés Q524) en radier}$$

Tableau XI.3. Caractéristiques des treillis à souder

Type	$\Phi$ (mm)	Dimensions L x b (mm)	Mailles (mm)	Poids (Kg/pièce)
Q335A	8-8	6000 x 3600	150-150	74.26
<b>Q524</b>	10-10	6000 x 3600	150-150	100.88

### XI.6. VERIFICATION AU CISAILLEMENT

$$\tau_U(\text{admissible}) = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right\}$$

$$\tau_U(\text{admissible}) = \min\left\{\frac{0.15 * 30}{1.15}; 4Mpa\right\} = 4Mpa$$

$$\tau_{U1} = \frac{V_{u1}}{b . d} = \frac{42.4}{1 * 0.36} = 117Kpas < \tau_U(\text{admissible})$$

$$\tau_{U2} = \frac{V_{u2}}{b . d} = \frac{57.2}{1 * 0.36} = 158Kpas < \tau_U(\text{admissible})$$

### XI.7. REVETEMENT ET IMPERMEABILISATION

La présence de la nappe phréatique a fait que le tunnel est soumis à des pressions d'eau. L'étanchéité ou le drainage d'eau doit être réalisé d'une manière continue avec le plus grand soin .

Pour la mise en place de la couche d'imperméabilisation et le géotextile, on utilise une plate forme mobile qui garantie l'accès à tout point du périmètre de la section et fournit la stabilité nécessaire pour effectuer les travaux avec efficacité, comme on emploie des outils nécessaires pour fixer et souder la couche de géotextile.

Pour les parois de démarrage, on utilise des modules métalliques coffrés. Le coffrage de la voute sera formé par un chariot et module métallique coffré courbé. Le chariot sera conçu pour supporter la charge du béton frais et avoir la taille suffisante pour permettre le passage des machines. Il circule sur des guides longitudinaux appuyés sur le radier.



Figure.1.Chariot de coffrage

On laisse des fenêtres dans éléments spécifiques du coffrage pour pomper le béton et effectuer la vibration. Chaque une de ces ouvertures aura un couvercle avec des charnières.

La bonne conservation et la propreté de ce coffrage est importantes puisque elles contribuent au bon rendement du revêtement du tunnel.

On utilise une pompe à béton spéciale pour les tunnels qui s'adapte aux conditions d'exécution.

### **XI.8. CONCLUSION**

Le dimensionnement du revêtement définitif a été effectué pour le cas de charge le plus défavorable, en résultats une épaisseur finale de l'anneau de  $h=0.40\text{m}$  avec dans la voute et  $h=0.60\text{m}$  dans le radier avec deux nappes de treillis à soudé maintenues transversalement avec des armatures sous forme de chaises et comme dispositif de protection complémentaire, vis-à-vis de l'étanchéité, l'anneau incorpore dans le contact avec le revêtement provisoire une feuille d'étanchéité en PVC de 2mm et deux nappes de géotextile  $2 \times 500\text{gr/m}$



---

# CONCLUSION GENERALE

---



## *Conclusion générale*

Ce mémoire avait pour ambition de définir la méthode de creusement, le choix de traitement de sol et le type de soutènement appropriés et pouvant maintenir la stabilité d'un tunnel urbain peu profond traversant des terrains de types argileux ,marneux et alluvionnaire, et contrôler les tassements en surface pour éviter l'interaction avec les constructions avoisinantes .

Pour atteindre l'objectif de cette étude , on s'est basé sur deux types de méthodes : les méthodes semi-empiriques qui sont des outils d'analyse utiles mais souvent limitées par les conditions aux limites et les hypothèses restrictives faites sur le massif et les méthodes numériques basées sur les différences finies qui sont un outil puissant susceptible de prendre en compte les hétérogénéités du sol et les conditions aux limites complexes.

On a conclu en analysant les deux types de méthodes que le présoutènement par une voute parapluie, le traitement du sol avec des boulons en fibres de verres, le creusement avec la calotte divisée en utilisant une machine rétro-excavatrice et la mise en place d'un soutènement immédiat constituant des cintres métalliques et du béton projeté est la solution la plus appropriée pour notre cas.

La modélisation du problème par un logiciel d'élément finis nous a permis de réduire les incertitudes vis-à-vis des déplacements en surface, cependant, ces simulations, ne constitue qu'une simplification du processus réel et demandent donc à être confrontées aux résultats des observations in situ.

Finalement, nous avons pu par l'intermédiaire de ce projet de nous initier au domaine de réalisation des tunnels, dont il est aisément constatable qu'il existe plusieurs méthodes de calcul et vérification que les auteurs donnent comme appropriées à chaque cas, raison pour laquelle il est plus indiqué de mettre en place un cadre juridique régissant l'approbation et l'exploitation de ce genre d'ouvrage pour définir les méthodes les plus appropriées en conseil scientifique et mettre des normes de vérification et suivi périodiques des ouvrages lors de leurs exploitation.

En effet, l'existence d'un cadre juridique permettra aux professionnels de domaines de formuler leurs études suivant des méthodes approuvées et suivre périodiquement ces structures, dont plusieurs sont déjà en service pour se prémunir de tout risque d'effondrement à l'avenir.

En dernier lieu, il est à signaler que notre étude est basée sur des données géotechniques qui doivent faire l'objet d'actualisation en cas d'utilisation de la méthode proposée pour la construction de l'ouvrage.



---

# **BIBLIOGRAPHY**

---



## BIBLIOGRAPHIE

[1] CHERFOUH Khadija, AMROUM Zahida « Mémoire de fin d'étude d'un tunnel sur la RN°34 JIJEL », ENSTP, Promotion 2005.

[2]R. HABIB, « Cours tunnel », ENSTP 2017.

[3]KADI Saleh, Projet de fin d'étude « Etude d'un tunnel bitube T1 « djbel EL ouahche Constantine », Promotion 2014.

[4]B.Maidl, Mathews, U.Maidl « Handbook of Tunnel Engineering I Structure and Methods», WILLY Ernst & Shone, 2013.

[5]LCTP, «Etude du sol d'une mosquée EN R+2 sous sol BARAKI-ALGER »,28.12.2011

[6] J.MORENO, R.LOPEZ « APS et APD de l'extension du métro d'Alger, lot2 : Ain Naadja-Baraki, éléments géologique géotechnique » IDOOM ,2014

[7].KAROLY SZECHY «Traité de construction des tunnels »traduit par J.WILHELM, DUNOD Paris 1970.

[9]A.BOUVARD-LECOANET, G. COLMBET et F.ESTUELLE « ouvrage souterrains Conception. Réalisation .Entretien »,2 ème édition , Presse de l'école nationale des ponts et chaussées,1992.

[10]A.HUSSEY, A TOUAT, S.HADDAR « Cours de tunnel», Ecole Nationale des ponts et chaussées, 2001

[11] EN1992-1-1 :2004/AC : 2008 – Eurocode 2 – Calcul des structures en béton. Règles générales et règles pour les bâtiments

EN1993-1-1 :2004 – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier. Règles générales et règles pour les bâtiments ;

EN1994-1-1 :2004 – Eurocode 4 – Calcul des structures composites en acier et béton. Règles générales et règles pour les bâtiments;

## BIBLIOGRAPHIE

[8] .<http://www.outils-cetu.fr>



---

**ANNEXE A :**

---

**RESULTATS DES ESSAIS  
DE CAROTTAGE**





**SC 26** : X = 507625 Y = 4058799

**COUPE LITHOLOGIQUE :**

Profondeur	Coupe lithologique	Récupération	Echantillon paraffiné	SPT		
				profondeur	N <sub>0</sub> -N <sub>1</sub> -N <sub>2</sub>	
0.00 – 0.50	Remblai.	75%	///	///	///	
0.50 – 4.00	Sables moyens et grossiers humide et lâche, renfermant des gravillons.	40%	///	1.95 – 2.40	9 – 11 – 13	
4.00 – 6.40	Argile limoneuse peu graveleuse grisâtre et jaunâtre, moyennement humide peu plastique à compacte.	100%	4.70 – 5.00	5.00 – 5.45	7 – 9 – 11	
6.40 – 13.5	Alluvions : galets et graviers arrondis et sub-arrondis dans une matrice sableuse, avec un passage d'argile graveleuse entre 13.3 et 15.0m.	70%	///	8.00 – 8.45	Refus	
				11.00 – 11.45	Refus	
13.5 – 21.0	Argile peu limoneuse brunâtre et jaunâtre, humide peu plastique à compacte.	90%		13.50 – 13.80	13.95 – 14.40	8 – 10 – 17
				16.50 – 16.90	16.95 – 17.40	10 – 11 – 11
				19.00 – 19.50	20.00 – 20.45	11 – 14 – 16
21.0 – 24.5	Alluvions : graviers arrondis et sub-arrondis à matrice argilo-sableuse.	85%	///	23.00 – 23.45	11 – 11 – 13	
24.5 – 30.0	Argile vaseuse grisâtre, moyennement humide à humide, peu plastique à plastique.	100%		25.00 – 25.30	26.00 – 26.45	7 – 7 – 9
				28.00 – 28.35	28.40 – 28.85	8 – 9 – 9

**SC 27** : X = 507864 Y = 4058573

**COUPE LITHOLOGIQUE :**

Profondeur	Coupe lithologique	Récupération	Echantillon paraffiné	SPT	
				profondeur	N <sub>0</sub> -N <sub>1</sub> -N <sub>2</sub>
0.00 – 1.50	Remblai.	70%	///	1.00 – 1.45	Refus
1.50 – 4.00	Argile brunâtre, peu limoneuse, humide et plastique.	100%	///	///	///
4.00 – 27.0	Argile peu limoneuse rarement graveleuse jaunâtre, moyennement humide peu plastique à compacte. On note des passages plastiques entre : (6.8-7), (7.4-8), (11.2-12), (15.4-16.4), (17-18), (18.6-19) et (24-24.3) et un passage sableux entre (12.7-13.2).	100%	4.70 – 5.00	4.00 – 4.45	4 – 9 – 17
			7.40 – 7.65	7.00 – 7.45	5 – 8 – 18
			10.00 – 10.50	10.50 – 10.95	7 – 13 – 21
			13.60 – 14.00	13.00 – 13.45	7 – 10 – 13
			16.40 – 17.00	16.00 – 16.45	7 – 9 – 13
			19.70 – 20.00	19.00 – 19.45	8 – 10 – 18
			22.50 – 23.00	22.00 – 22.45	8 – 10 – 21
			25.50 – 26.00	25.00 – 25.45	9 – 11 – 22
27.0 – 31.0	Argile peu vaseuse grisâtre, moyennement humide à humide, peu plastique à compacte.	100%	29.65 – 29.90	28.00 – 28.45	8 – 12 – 23



---

**ANNEXE B :**

---

**PARTIE LOGICIEL**



## Analysis using finite element method

### Topology

#### Project

Task : Tunnel en mine  
Date : 21/05/2018

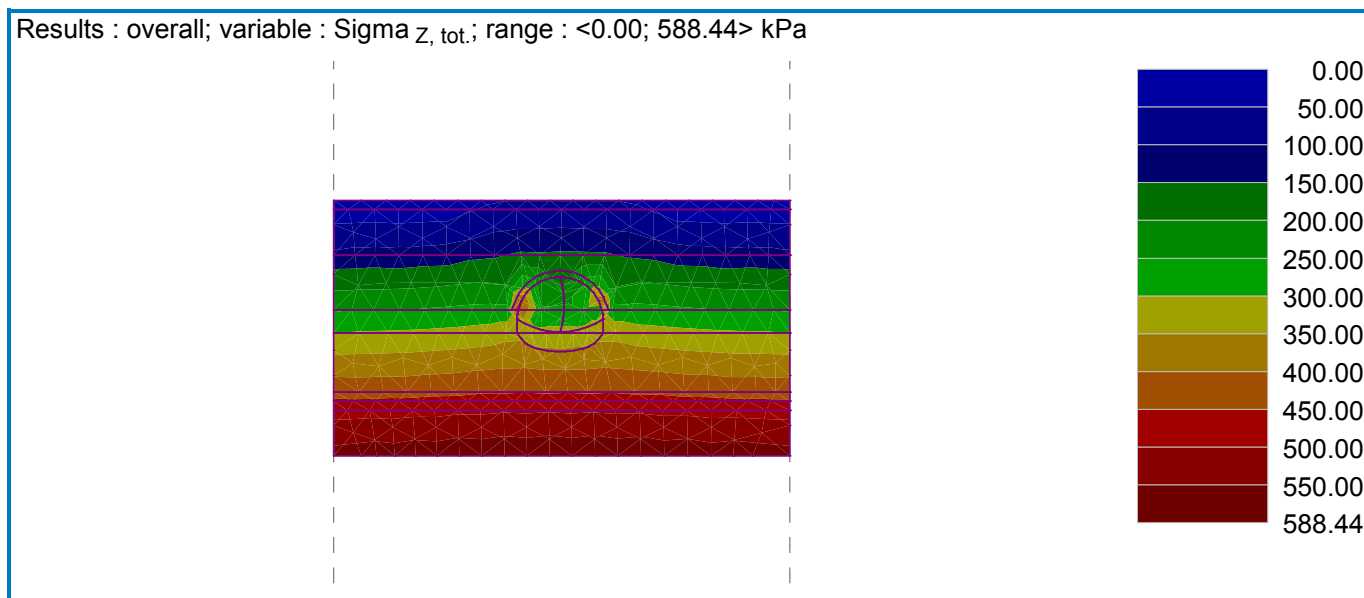
#### Global settings

Project type : Plane strain  
Analysis type : Stress  
Tunnels : yes  
Advanced input : yes  
Detailed results : yes  
Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

### Results (Stage of construction 1)

Stress analysis was successfully completed.

Analysis settings : **standard**  
Attained loading = 100.00 %



### Input data (Stage of construction 2)

#### Beams

No.	Cross-section		Material		
	I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> /m]	A [m <sup>2</sup> /m]	E [MPa]	G [MPa]	
1	2.25E-03	4.40E-01	220000.00	91666.66	
2	6.00E-04	2.00E-01	31000.00	12917.00	
3	2.25E-03	4.40E-01	220000.00	91666.66	
4	2.25E-03	4.40E-01	210000.00	91666.66	

#### Surcharge

No.	Surcharge		Type	Location / Point 1	Origin / Point 1	Length / Point 2	Width / Point 2	Slope a [°]	Magnitude		
	new	change		z [m] / x <sub>1</sub>	x [m] / z <sub>1</sub>	l [m] / x <sub>2</sub>	b [m] / z <sub>2</sub>		q, q <sub>1</sub> , f, F	q <sub>2</sub>	unit
				[m]	[m]	[m]	[m]				
1	No	No	strip	on terrain	x = -10.00	l = 20.00		0.00	40.00		kN/m <sup>2</sup>

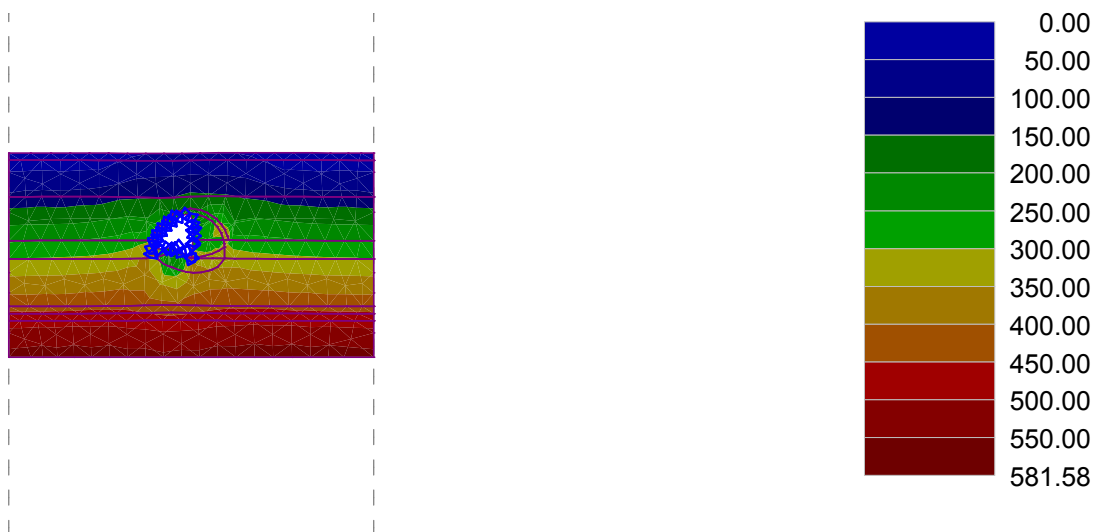
## Results (Stage of construction 2)

Stress analysis was successfully completed.

Analysis settings : standard

Attained loading = 100.00 %

Results : overall; variable : Sigma<sub>z, tot.</sub>; range : <0.00; 581.58> kPa



## Tables (Stress)

### Distributions on beams

No.	Coordinates		D [mm]	N [kN/m]		M [kNm/m]		Q [kN/m]	
	x [m]	z [m]							
1	-0.19	-8.39	-0.5	-360.3	-363.6	-383.9			
	-1.24	-8.50	0.2	-330.7	-45.2	-230.3			
	-2.23	-8.83	0.9	-306.3	133.5	-112.8			
	-3.13	-9.39	1.3	-342.0	206.4	-31.2			
	-3.87	-10.12	1.2	-416.8	201.7	35.3			
	-4.44	-11.01	0.6	-466.5	126.7	99.0			
	-4.79	-12.00	0.3	-560.2	-12.7	176.4			
	-4.88	-12.50	-0.7	-607.2	-106.3	195.2			
2	-4.91	-13.00	-1.1	-614.6	-212.7	245.2			
	-4.91	-13.00	-1.0	-514.6	212.7	-314.5			
	-4.04	-13.51	1.6	-456.1	1.9	-103.2			
	-3.12	-13.91	4.6	-417.2	-52.0	-9.1			
	-2.16	-14.20	4.9	-411.8	-44.3	14.5			
	-1.17	-14.37	2.7	-422.4	-1.6	58.2			
3	-0.16	-14.43	0.4	-448.6	207.5	383.2			
	-0.19	-8.39	0.3	-487.2	-363.6	280.3			
	0.04	-9.27	0.4	-506.8	-145.1	200.3			
	0.19	-10.18	0.1	-516.5	5.2	129.5			
	0.26	-11.09	-0.1	-526.9	94.1	65.7			
	0.25	-12.00	-0.1	-532.7	-122.7	-2.1			
4	0.25	-12.00	-0.2	-532.7	-122.7	-2.1			
	0.12	-13.23	0.1	-544.1	-54.1	-118.9			
	-0.16	-14.43	0.5	-540.3	207.5	-299.3			

## Extremes (Stress)

**Displacements (extremes)**

	Location		Min	Location		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
Displacements x [m]	-2.16	-14.20	-1.2	-4.91	-13.00	1.1
Displacements z [m]	-2.16	-14.20	-4.8	-3.64	-8.95	1.1

**Distributions on beams (extremes)**

	Location		Min	Location		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
N [kN/m]	-4.91	-13.00	-614.6	-2.23	-8.83	-306.3
M [kNm/m]	-0.19	-8.39	-363.6	-4.91	-13.00	212.7
Q [kN/m]	-0.19	-8.39	-383.9	-0.16	-14.43	383.2

**Monitors**

No.	Monitor new	Active	Monitor type	Point / Point 1		Point 2		Results		
				x [m]	z [m]	x [m]	z [m]	Variable	Value	Unit
1	Yes	Yes	point	0.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	0.0	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	0.1	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	48.93	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	22.26	[kPa]
2	Yes	Yes	point	-5.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	0.4	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	-0.1	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	48.87	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	24.58	[kPa]
3	Yes	Yes	point	-10.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	0.2	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	-0.2	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	29.38	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	14.83	[kPa]
4	Yes	Yes	point	-15.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	0.0	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	-0.1	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	8.86	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	4.04	[kPa]
5	Yes	Yes	point	5.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	-0.2	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	0.0	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	48.88	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	23.58	[kPa]
6	Yes	Yes	point	10.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	-0.2	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	-0.2	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	29.26	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	14.75	[kPa]
7	Yes	Yes	point	15.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	-0.1	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	-0.2	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	8.86	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	4.47	[kPa]

**Input data (Stage of construction 3)****Beams**

No.	Cross-section		Material		
	I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> /m]	A [m <sup>2</sup> /m]	E [MPa]	G [MPa]	
1	2.25E-03	4.40E-01	220000.00	91666.66	
2	6.00E-04	2.00E-01	31000.00	12917.00	
3	2.25E-03	4.40E-01	220000.00	91666.66	

No.	Cross-section		Material	
	$I_y$ [m <sup>4</sup> /m]	A [m <sup>2</sup> /m]	E [MPa]	G [MPa]
4	2.25E-03	4.40E-01	220000.00	91666.66
5	6.00E-04	2.00E-01	31000.00	12917.00
6	2.25E-03	4.40E-01	220000.00	91666.66

### Surcharge

No.	Surcharge		Type	Location / Point 1 z [m] / x <sub>1</sub> [m]	Origin / Point 1 x [m] / z <sub>1</sub> [m]	Length / Point 2 l [m] / x <sub>2</sub> [m]	Width / Point 2 b [m] / z <sub>2</sub> [m]	Slope a [°]	Magnitude	
	new	change							q, q <sub>1</sub> , f, F	q <sub>2</sub> unit
1	No	No	strip	on terrain	x = -10.00	l = 20.00		0.00	40.00	kN/m <sup>2</sup>

### Results (Stage of construction 3)

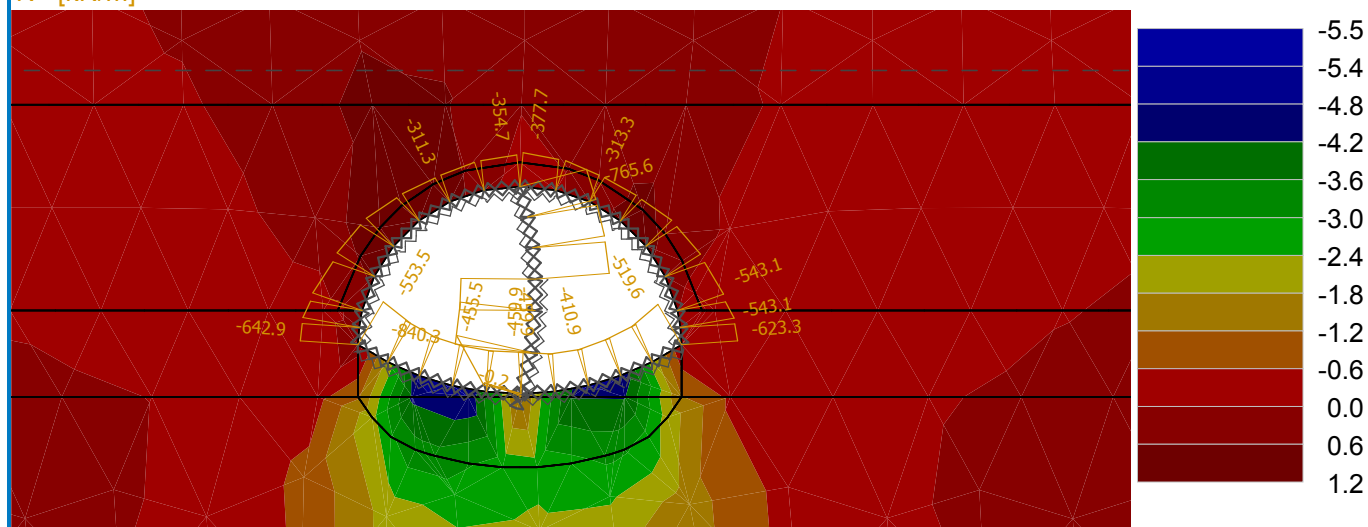
Stress analysis was successfully completed.

Analysis settings : standard

Attained loading = 100.00 %

Results : overall; variable : Settlement d z; range : <-5.5; 1.2> mm

N+ [kN/m]



### Extremes (Stress)

#### Displacements (extremes)

	Location		Min	Location		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
Displacements x [m]	0.25	-12.00	-1.7	-4.91	-13.00	1.6
Displacements z [m]	-2.16	-14.20	-5.5	-3.13	-9.39	1.2

#### Distributions on beams (extremes)

	Location		Min	Location		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
N [kN/m]	0.12	-13.23	-840.3	-0.18	-14.48	1.1
M [kNm/m]	-0.19	-8.39	-488.4	-0.16	-14.43	236.2
Q [kN/m]	-0.19	-8.39	-360.9	-0.19	-8.39	427.4

## Monitors

No.	Monitor new	Active	Monitor type	Point / Point 1		Point 2		Results		
				x [m]	z [m]	x [m]	z [m]	Variable	Value	Unit
1	No	Yes	point	0.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	0.3	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	0.0	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	48.93	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	22.53	[kPa]
2	No	Yes	point	-5.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	0.4	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	-0.2	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	48.87	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	24.42	[kPa]
3	No	Yes	point	-10.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	0.1	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	-0.3	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	29.38	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	14.63	[kPa]
4	No	Yes	point	-15.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	-0.1	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	-0.1	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	8.86	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	3.99	[kPa]
5	No	Yes	point	5.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	0.1	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	0.1	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	48.87	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	24.04	[kPa]
6	No	Yes	point	10.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	-0.1	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	0.0	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	29.26	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	14.57	[kPa]
7	No	Yes	point	15.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	-0.1	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	-0.1	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	8.86	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	4.21	[kPa]

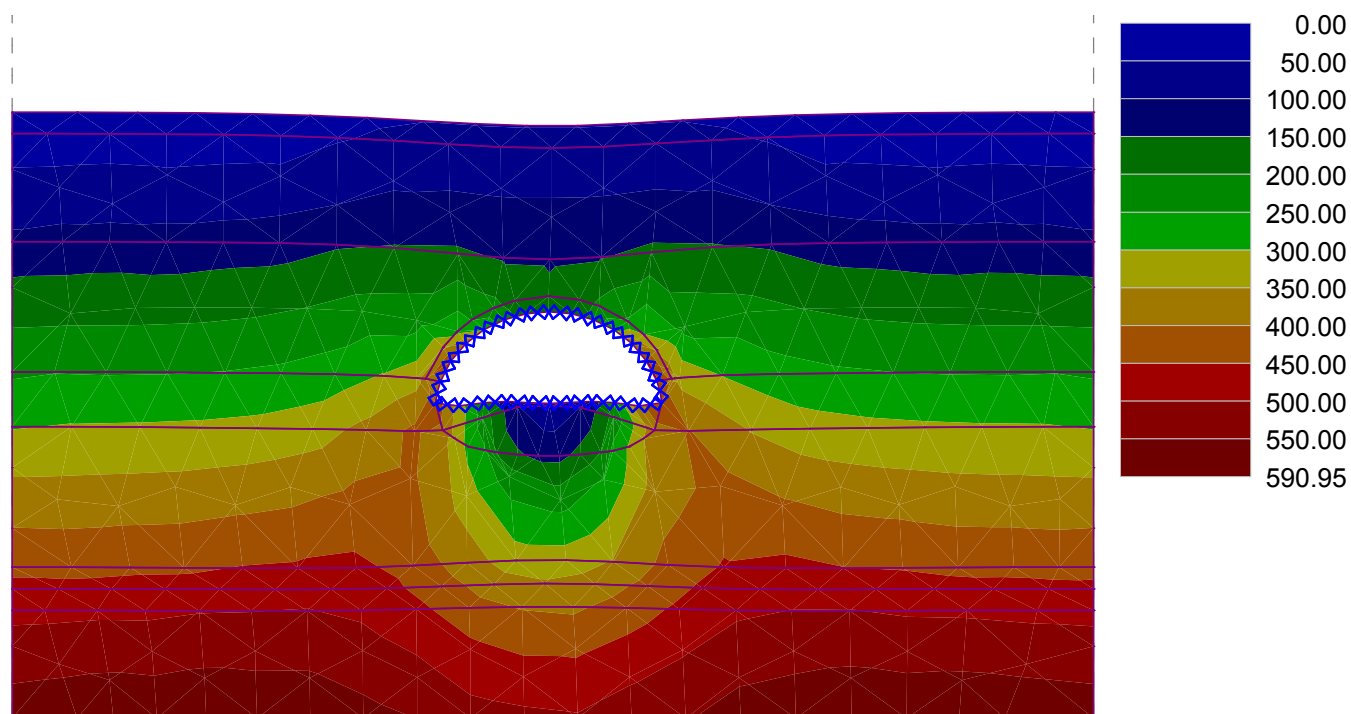
## Results (Stage of construction 4)

Stress analysis was successfully completed.

Analysis settings : **standard**

Attained loading = 100.00 %

Results : overall; variable : Sigma Z, tot.; range : &lt;0.00; 590.95&gt; kPa



### Extremes (Stress)

#### Displacements (extremes)

	Location		Min	Location		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
Displacements x [m]	4.53	-13.00	-5.4	-4.91	-13.00	5.4
Displacements z [m]	-0.16	-14.43	-10.6	-0.19	-8.39	8.5

#### Stress (extremes)

	Location		Min	Location		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
Sigma Z, tot. [kPa]	25.00	0.00	0.00	13.80	-28.00	590.95
Sigma Z, eff. [kPa]	-0.18	-14.48	-43.76	4.05	-11.01	401.00
Sigma X, tot. [kPa]	-14.01	0.00	1.72	-20.32	-28.00	406.99
Sigma X, eff. [kPa]	-0.16	-14.43	-36.39	4.49	-12.50	244.37
Tau xZ [kPa]	3.49	-10.12	-119.79	-3.13	-9.39	111.61
Sigma m, tot. [kPa]	25.00	0.00	4.18	-16.03	-28.00	468.00
Sigma m, eff. [kPa]	-0.16	-14.43	-39.81	4.41	-12.00	274.48
Sigma eq. [kPa]	25.00	0.00	2.16	4.05	-11.01	161.52
Sigma 1, tot. [kPa]	-14.01	0.00	1.71	-20.32	-28.00	406.95
Sigma 1, eff. [kPa]	-0.18	-14.48	-44.36	4.49	-12.50	204.76
Sigma 2, tot. [kPa]	25.00	0.00	6.66	13.80	-28.00	590.95
Sigma 2, eff. [kPa]	-0.16	-14.43	-35.62	4.05	-11.01	448.17
Sigma 3, tot. [kPa]	25.00	0.00	3.11	-16.03	-28.00	407.15
Sigma 3, eff. [kPa]	-0.16	-14.43	-39.53	4.41	-12.00	204.31

**Strain (extremes)**

	Location		Min	Location		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
Epsilon <sub>eq.</sub> [%]	-0.19	-8.39	0.01	-4.91	-14.52	0.49
Epsilon <sub>eq., pl.</sub> [%]	-25.00	-1.00	0.00	-4.79	-12.00	0.57
Epsilon <sub>x</sub> [%]	-4.91	-14.52	-0.17	5.25	-12.00	0.06
Epsilon <sub>z</sub> [%]	0.83	-14.37	-0.06	-4.91	-14.52	0.29
Gamma <sub>xz</sub> [%]	-3.95	-15.69	-0.29	2.87	-14.52	0.25
Epsilon <sub>x, pl.</sub> [%]	-4.79	-12.00	-0.28	0.83	-14.37	0.03
Epsilon <sub>z, pl.</sub> [%]	0.83	-14.37	-0.05	-4.79	-12.00	0.28
Gamma <sub>xz, pl.</sub> [%]	-3.95	-15.69	-0.21	2.87	-14.52	0.19
Epsilon <sub>vol.</sub> [%]	-0.16	-14.43	-0.04	-1.28	0.00	0.29
Epsilon <sub>vol., pl.</sub> [%]	-0.19	-14.52	-0.03	-25.00	-1.00	0.00
Epsilon <sub>1</sub> [%]	-4.91	-14.52	-0.18	-1.28	0.00	0.04
Epsilon <sub>2</sub> [%]	-0.19	-8.39	0.00	-4.91	-14.52	0.30
Epsilon <sub>3</sub> [%]	-25.00	-1.00	0.00	-25.00	-1.00	0.00

**Pore pressures (extremes)**

	Location		Max
	x [m]	z [m]	
Pore pressure u [kPa]	-21.99	-28.00	230.00

**Distributions on beams (extremes)**

	Location		Min	Location		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
N [kN/m]	-4.88	-12.50	-882.5	-0.19	-8.39	-534.6
M [kNm/m]	-4.91	-13.00	-340.1	-4.91	-13.00	340.1
Q [kN/m]	-4.91	-13.00	-462.4	4.53	-13.00	472.5

**Calculated total inflow / outflow**

Location	Inflow [m <sup>3</sup> /day/m]	Outflow [m <sup>3</sup> /day/m]
No values were calculated		

**Monitors**

No.	Monitor new	Active	Monitor type	Point / Point 1		Point 2		Results		
				x [m]	z [m]	x [m]	z [m]	Variable	Value	Unit
1	No	Yes	point	0.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	6.2	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	0.1	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	48.85	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	29.24	[kPa]
2	No	Yes	point	-5.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	4.5	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	-2.2	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	48.88	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	26.70	[kPa]
3	No	Yes	point	-10.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	1.7	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	-2.1	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	29.41	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	12.80	[kPa]

No.	Monitor new	Active	Monitor type	Point / Point 1		Point 2		Results		
				x [m]	z [m]	x [m]	z [m]	Variable	Value	Unit
4	No	Yes	point	-15.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	0.2	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	-1.1	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	8.86	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	2.08	[kPa]
5	No	Yes	point	5.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	4.3	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	2.3	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	48.89	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	26.30	[kPa]
6	No	Yes	point	10.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	1.5	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	2.0	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	29.29	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	12.63	[kPa]
7	No	Yes	point	15.00	0.00			Settlement d <sub>z</sub>	0.1	[mm]
								Settlement d <sub>x</sub>	1.0	[mm]
								Sigma <sub>z, tot.</sub>	8.86	[kPa]
								Sigma <sub>x, tot.</sub>	2.18	[kPa]

No.	Attained loading [%]	Settlement d <sub>z</sub> [mm]	Settlement d <sub>x</sub> [mm]	Sigma <sub>z, tot.</sub> [kPa]	Sigma <sub>x, tot.</sub> [kPa]
1	0.0	0.3	0.0	48.93	22.53
	25.0	1.6	0.1	48.91	23.97
	50.0	3.0	0.1	48.89	25.54
	75.0	4.5	0.1	48.87	27.26
	100.0	6.3	0.1	48.85	29.24
2	0.0	0.4	-0.2	48.87	24.42
	25.0	1.3	-0.6	48.87	24.87
	50.0	2.2	-1.1	48.87	25.40
	75.0	3.3	-1.7	48.88	26.00
	100.0	4.6	-2.3	48.88	26.70
3	0.0	0.1	-0.3	29.38	14.63
	25.0	0.4	-0.6	29.39	14.21
	50.0	0.8	-1.1	29.39	13.78
	75.0	1.2	-1.6	29.40	13.32
	100.0	1.7	-2.2	29.41	12.80
4	0.0	-0.1	-0.1	8.86	3.99
	25.0	0.0	-0.3	8.86	3.60
	50.0	0.0	-0.5	8.86	3.16
	75.0	0.1	-0.8	8.86	2.66
	100.0	0.2	-1.1	8.86	2.08
5	0.0	0.1	0.1	48.87	24.04
	25.0	1.0	0.6	48.88	24.49
	50.0	2.0	1.1	48.88	25.00
	75.0	3.0	1.7	48.88	25.58
	100.0	4.3	2.4	48.89	26.30
6	0.0	-0.1	0.0	29.26	14.57
	25.0	0.2	0.4	29.27	14.13
	50.0	0.6	0.9	29.28	13.66
	75.0	1.0	1.4	29.29	13.16
	100.0	1.5	2.1	29.29	12.63
7	0.0	-0.1	-0.1	8.86	4.21
	25.0	-0.1	0.1	8.86	3.79

No.	Attained loading [%]	Settlement d <sub>z</sub> [mm]	Settlement d <sub>x</sub> [mm]	Sigma z, tot. [kPa]	Sigma x, tot. [kPa]
	50.0	0.0	0.4	8.86	3.32
	75.0	0.0	0.6	8.86	2.79
	100.0	0.1	1.0	8.86	2.18

## Results (Stage of construction 5)

Stress analysis was successfully completed.

Analysis settings : **standard**

Attained loading = 100.00 %

### Extremes (Stress)

#### Displacements (extremes)

	Location		Min	Location		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
Displacements x [m]	4.53	-13.00	-3.5	-4.91	-13.00	3.4
Displacements z [m]	0.31	-16.58	-10.7	0.85	-8.50	6.5

#### Stress (extremes)

	Location		Min	Location		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
Sigma z, tot. [kPa]	25.00	0.00	0.00	-16.03	-28.00	588.91
Sigma z, eff. [kPa]	0.31	-16.58	-23.14	4.05	-11.01	370.30
Sigma x, tot. [kPa]	-14.01	0.00	2.18	-20.32	-28.00	405.85
Sigma x, eff. [kPa]	-14.01	0.00	2.18	2.74	-9.39	184.97
Tau xz [kPa]	3.49	-10.12	-123.60	-3.87	-10.12	115.25
Sigma m, tot. [kPa]	25.00	0.00	4.12	-16.03	-28.00	466.51
Sigma m, eff. [kPa]	0.31	-16.58	-3.65	4.05	-11.01	236.73
Sigma eq. [kPa]	25.00	0.00	2.22	4.05	-11.01	166.52
Sigma 1, tot. [kPa]	-14.01	0.00	2.17	-20.32	-28.00	405.82
Sigma 1, eff. [kPa]	0.31	-16.58	-24.38	-20.32	-28.00	175.82
Sigma 2, tot. [kPa]	25.00	0.00	6.67	-16.03	-28.00	588.91
Sigma 2, eff. [kPa]	25.00	0.00	6.67	4.05	-11.01	425.05
Sigma 3, tot. [kPa]	25.00	0.00	3.06	-16.03	-28.00	406.05
Sigma 3, eff. [kPa]	0.31	-16.58	-3.05	4.05	-11.01	176.22

#### Strain (extremes)

	Location		Min	Location		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
Epsilon eq. [%]	-0.19	-8.39	0.00	-4.91	-14.52	0.42
Epsilon eq., pl. [%]	-25.00	-1.00	0.00	-4.79	-12.00	0.57
Epsilon x [%]	-4.79	-12.00	-0.16	0.31	-16.58	0.05
Epsilon z [%]	0.31	-16.58	-0.05	6.23	0.00	0.27
Gamma xz [%]	-2.96	-16.16	-0.27	2.57	-16.16	0.29
Epsilon x, pl. [%]	-4.79	-12.00	-0.28	0.31	-16.58	0.04
Epsilon z, pl. [%]	0.31	-16.58	-0.04	-4.79	-12.00	0.28
Gamma xz, pl. [%]	-2.96	-16.16	-0.19	2.57	-16.16	0.21
Epsilon vol. [%]	-4.44	-11.01	-0.04	-1.28	0.00	0.29
Epsilon vol., pl. [%]	-25.00	-1.00	0.00	-25.00	-1.00	0.00
Epsilon 1 [%]	-4.79	-12.00	-0.17	-0.38	-22.00	0.04
Epsilon 2 [%]	-0.19	-8.39	0.00	-4.91	-14.52	0.28

	Location		Min	Location		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
Epsilon <sub>3</sub> [%]	-25.00	-1.00	0.00	-25.00	-1.00	0.00

**Pore pressures (extremes)**

	Location		Max
	x [m]	z [m]	
Pore pressure u [kPa]	-21.99	-28.00	230.00

**Distributions on beams (extremes)**

	Location		Min	Location		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
N [kN/m]	-4.79	-12.00	-920.0	-1.69	-16.47	-717.4
M [kNm/m]	4.53	-13.00	-183.9	-4.91	-13.00	189.6
Q [kN/m]	4.53	-14.52	-262.8	-4.91	-14.52	264.5

**Calculated total inflow / outflow**

Location	Inflow [m <sup>3</sup> /day/m]	Outflow [m <sup>3</sup> /day/m]
No values were calculated		