

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة البليدة 1

UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA 1

كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : Géotechnique

Thème :

**Stabilité d'un tronçon de tunnel ferroviaire T03 du projet de
Thénia-Bordj-Bou-Argeridj**

Etudié par :

M^r. BENAYACHE DJAMEL EDDINE

M^r. BOUAIED REDOUANE

Encadré par :

Dr. HALFAYA FATMA ZOHRA

Dr. ADELGHANI MIMOUN

Septembre 2022

REMERCIEMENTS

Nous remercions avant tous Allah le tout puissant de nous avoir donné force, santé, et patience afin que nous puissions accomplir ce travail.

Nous exprimons notre gratitude à notre promoteur Docteur Abdelghani MIMOUN pour son encadrement efficace et pour nous avoir guidés par ses conseils scientifiques enrichissants et ses remarques pertinentes.

Aussi, nous tenons à remercier Madame HALFAYA pour avoir mis à notre disposition sa compétence.

Nos remerciements vont également à l'ingénieur Bouallem Galleze.

Et enfin, nous avons gardé les plus chaleureux remerciements à nos parentes pour leurs encouragements et soutiens permanents, qui ont pleinement contribué à la réussite de nos études.

ملخص

تحليل التفاعلات بين الهياكل تحت الأرض والتربة، واهتمام متزايد في مجال الجيوتقنية. الهدف من عملنا هو دراسة الاستقرار لقسم من نفق T03 لمشروع ثنية برج بوعريريج. بعد جمع البيانات من المسوحات الجيولوجية والهيدروجيولوجية والجيوتقنية للوحدة التي يعبرها النفق، قمنا بحساب الأحمال المؤثرة على مقطع النفق باستخدام طريقة وزن الأرض وتحليل التفاعل بين التربة والدعم بواسطة (convergence-confinement). تتناول هذه الأطروحة أيضًا النمذجة الرقمية بواسطة برنامج (2D) PLAXIS لتأثير الحفر في قسم مقسم من نفق بالطريقة النمساوية (NATM) على عمق كبير في منطقة جبلية. الكلمات المفتاحية: نفق، الهياكل، التربة، الجيوتقنية، بالأكسيس Plaxis، التقارب-الحبس، الطريقة النمساوية NATM

Résumé

L'analyse des interactions entre les ouvrages souterrains et les sols, et une préoccupation de plus en plus forte dans le domaine de la géotechnique.

L'objectif de notre travail est l'étude de stabilité d'un tronçon du tunnel T03 du projet Thénia Bordj Bou Arreridj. Après une collecte des données des relevés géologique, hydrogéologique et géotechnique de l'unité traversé par le tunnel, nous avons fait un calcul des charges agissantes sur la section du tunnel en utilisant la méthode des poids des terres et une analyse d'interaction entre le sol et le soutènement par la méthode de (convergence-confinement).

Ce mémoire traite aussi une modélisation numérique par le logiciel PLAXIS (2D) de l'effet de creusement en section divisée d'un tunnel par la méthode autrichien (NATM) à grand profondeur dans une région montagneuse.

Mots clés : tunnel, structure, sols, géotechnique, Plaxis 2D, convergence-confinement, NATM

Summary

The analysis of interactions between underground structures and soils, and an increasingly strong concern in the field of geotechnics.

The objective of our work is the stability study of a section of the T03 tunnel of the Thénia Bordj Bou Arreridj project. After collecting data from the geological, hydrogeological and geotechnical surveys of the unit crossed by the tunnel, we calculated

the loads acting on the section of the tunnel using the earth weight method and an analysis of interaction between the soil and support by the (convergence-confinement) method.

This thesis also deals with a numerical modeling by the PLAXIS software (2D) of the effect of digging in divided section of a tunnel by the Austrian method (NATM) at great depth in a mountainous region.

Key words ; tunnel, structure, soil , geotechnical , Plaxis 2d , convergence-confinement, NATM

TABLE DES MATIERES

Remerciements.....	
Résumé.....	
Introduction générale.....	15
Chapitre I : Présentation du projet de Thénia BBA.....	17
I.1- Introduction.....	18
I.2- Présentation du tunnel T03 du projet Thénia-BBA.....	19
I.3- Présentation de la zone d'étude.....	21
I.3.1- Géologie de la zone d'étude	21
I.3.2 Hydrogéologie de la zone d'étude	22
I.3.3 Unités géotechniques de la zone d'étude	23
I.4-Conclusion.....	29
Chapitre II : Mode de creusement et méthodes de soutènement	30
II. 1- Introduction.....	31
II. 2- Les techniques du creusement	31
II.2.1- Méthode traditionnelle à l'explosif	31
II.2.2- Méthode par attaque ponctuelle	32
.3- Critères de choix pour le creusement des tunnels	32
II.4- Diagramme de choix de la technique	33
II.5- La technique utilisée pour le cas de notre projet	33
II.6- Réalisation du soutènement du tunnel T03	35
II.7- Conclusion	36
Chapitre III : Choix du soutènement	37
III. 1- Introduction	38
III.2- Stabilité de Soutènement provisoire	38
III.2.1-Définition de soutènement provisoire.....	38
III.2.2- Rôle du soutènement	38

III.3 Les différents types de soutènement	39
III.3.1- Les soutènements agissants par supportage	39
III.3.2- Les soutènements agissants à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant	40
a- Boulons à ancrage ponctuel	41
b- Boulons à ancrage réparti	41
c- Boulon à friction	42
III.3.3-Béton projeté.....	42
III.4- Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification des Caractéristiques géotechniques ou hydrologiques.....	38
III.5 - Choix d'un mode de soutènement	38
III.6 - Conclusion	39
Chapitre IV : Classification rocheuse du massif	40
IV. 1- Introduction	40
IV. 2- Les méthodes empiriques	40
IV.2.1 -Méthode de Bieniawski	41
IV.2.2 -Classification AFTES	47
IV.3 - Détermination de la classification AFTES pour notre projet	53
IV.4 - Conclusion	57
Chapitre V : Évaluation des charges	58
V. 1- Introduction	59
V. 2- Les Pressions Souterraines	59
a/- Poussées de détente ou de dislocation	
b/- Poussées géologiques	
c/- Poussées de gonflement	
V. 3- Calcul des charges	60
V. 3.1- Charges verticales	60
a- Théorie de BIERBAÜMER	
b- Théorie des poids des terres	
c- Théorie de PROTODIAKONOV	

V. 3.2-Charges horizontales	64
a/-Théorie des poids des terres	
b/-Théorie de BIERBAÜMER	
c/- Théorie de PROTODIAKONOV	
V. 3.3-Pressions horizontales (σ_h)	65
V. 3.4-Comparaison des résultats	65
V.4-Conclusion.....	66
Chapitre VI : Méthode convergence-confinement.....	67
VI. 1- Introduction.....	68
VI. 2- Principes généraux de la méthode	68
VI.2. 1- Comportement du massif	68
VI.2.2 - Comportement du soutènement	69
VI.2.3 - L'équilibre final	70
VI. 3- Hypothèses de la méthode	70
VI. 4- Variation du paramètre « λ »	70
VI. 5- Étapes de calcul	71
VI. 5.1- Courbe caractéristique du terrain (la courbe de convergence)	72
VI. 5.2- Convergence de la paroi acquise au moment de la mise en place du soutènement	73
VI. 5.3- Courbe caractéristique du soutènement	73
VI. 5.4- Équilibre final	75
VI. 6- Courbe caractéristique du soutènement	77
VI. 6.1- Béton projeté	77
VI. 6.2- Cintres SN	78
VI. 6.3- Raideur de Boulon d'ancrage	79
VI. 6.4- Raideur de l'ensemble de soutènement	80
VI. 7- Conclusion	80

Chapitre VII : Modélisation numérique	82
VII. 1- Introduction	83
VII.2-Présentation de la procédure de simulation	83
VII.2.1-Caractéristiques géométriques du massif	83
VII.2.2-Caractéristiques géotechniques du massif et du soutènement	84
VII-3 Conditions aux limites	85
VII-4 Génération du maillage	85
VII-5 Conditions initiales	86
VII-6 Exécution de l'excavation du tunnel	86
VII-7 Calcul des déformations (déplacements) dus au creusement du tunnel	88
VII-8 Calcul et comparaison des déplacements entre les phases	88
VII-9 Conclusion	91
Références bibliographiques	93
ANNEXES	94

Liste des figures

Figure I.1 : Tracé de la nouvelle ligne ferroviaire Thénia / BBA

Figure I.2 : Rameau de communication tunnel / galerie

Figure I.3 : profil en long du tunnel T03

Figure I.4 : section transversal du tunnel T03

Figure I.5 : Position des différentes unités géologiques des Maghrébides

Figure II.1 : Explosif utilisé sur le portail d'un tunnel

Figure II.2 : Machines d'attaque ponctuelle/brise roche utilisé dans un tunnel

Figure II.3 : Diagramme de classification RQD

Figure II.4 : Excavation du tunnel

Figure II.5 : Excavation de la calotte avec une longueur d'abattage de 1.5m

Figure II.6 : Mise en œuvre du soutènement de la calotte

Figure II.7 : Excavation du Stross avec une longueur d'abattage de 3.0m

Figure II.8 : Mise en œuvre du soutènement du Stross

Figure III.1 : Cintres métallique HEB

Figure III.2 : Cintres légers

Figure III.3: Boulons a ancrage ponctuel

Figure III.4 : composants du boulon a ancrage réparti

Figure III.5 : composants du boulon a friction

Figure V.1: Représentation schématique de la Théorie des poids des terres.

Figure V.2 : Profil géologique longitudinal d'une section du tunnel.

Figure VI.1 : courbe de confinement

Figure VI.2 : courbe de convergence

Figure VI.3 : courbe d'assemblage

Figure VI.4 : comportement du massif

Figure VI.5 : courbe caractéristique du terrain

Figure VI.6 : courbe du soutènement

Figure VI.5 : convergence-confinement

Figure VII.1: Schéma du modèle numérique du tunnel T03 au PK 6+520 (soutènement SP-5).

Figure VII.2: type de maillage

Figure VII.3: modèle du maillage

Figure VII.4: Conditions hydrauliques.

Figure VII.5: Champs des contraintes effectives

Figure VII.6 : Déplacement total de la dernière phase

Figure VII.7 : contrainte total de la dernière phase

Figure VII.8 : contrainte de la phase initiale

Figure VII.9 : contrainte de la phase 2

Figure VII.10 : déplacement total de la phase 2

Liste de tableaux

Tableau I.1 : Mesure de la nappe phréatique au niveau du tunnel T3

Tableau I.2 : Coordonnes les sondages

Tableau I.3 : L'essai géophysique de réfractons sismique

Tableau I.4 : Profil de réfraction sismique PSR17

Tableau I.5 : Profil de réfraction sismique PSR18

Tableau I.6 : Profil de réfraction sismique PSR19

Tableau I.7 : Profil de réfraction sismique PSR20

Tableau I.8 : Résultats des sondages électriques verticaux (SEV)

Tableau I.9 : L'essai de laboratoire

Tableau I.10 : Les résultats des essais de laboratoire obtenus sont regroupés

Tableau II.1 : Critères de choix pour le creusement des tunnels

Tableau IV.1: Paramètres de classification des roches et notes de pondération.

Tableau IV.2 : Note d'ajustement pour l'orientation des joints.

Tableau IV.3 : Classification du massif rocheux selon le RMR ; Bieniawski (1989).

Tableau IV.4: Recommandations d'avant-projet du soutènement d'après Bieniawski.

Tableau IV.5 : classification RMR

Tableau IV.6 : tableau récapitulatif reprenant la classification de la roche selon l'indice RMR,

Tableau IV.7 : catégorie de la roche

Tableau IV.8 : comportement mécanique

Tableau IV.9 : Les discontinuités

Tableau IV.10 : Altérabilité – gonflement

Tableau IV.11 : Hydrologie

Tableau IV.12 : Couverture

Tableau IV.13 : dimension de la galerie

Tableau IV.14 : Synthèse des résultats de tous les tableaux précédents.

Tableau V.1 : coefficient de réduction α en fonction de la couverture

Tableau V.2 : Coefficient de résistance f

Tableau V.3 : Caractéristiques mécaniques du sol.

Tableau V.4 : Résultats des contraintes verticales σ_v .

Tableau V.5 : Résultats des contraintes horizontale σ_v .

Tableau VI.1 : caractéristiques des parois du tunnel

Tableau VI.2 : Les valeurs de la courbe caractéristique du terrain

Tableau VI.3 : Les valeurs de la courbe caractéristique du soutènement

Tableau VII.1 : caractéristiques du soutènement

Tableau VII.2 : caractéristiques du soutènement.

Tableau VII.3 : Détails du soutènement

Tableau VII.4 : caractéristiques mécaniques du terrain

Tableau VII.5 : longueur d'abattage des phases

Tableau VII.6 : soutènement pour chaque phase

Liste des symboles.

K_0 : Coefficient des terres au repos	[-]
R : Rayon de l'excavation	[m]
$\lambda(x)$: Taux de déconfinement à une distance x du front de taille.....	[-]
σ_0 : Contrainte initiale	[KN/m ²]
γ : Poids volumique	[m]
F : Facteur de stabilité	[-]
R_c : Résistance à la compression	[KN/m ²]
γ_d : Poids volumique sec	[KN/m ³]
n : Porosité	[-]
ξ_v : Déformation volumique	[-]
E : Module de Young	[KN/m ²]
G : Module de cisaillement	[KN/m ²]
ν : Coefficient de poisson	[-]
E_0 : Pente initiale (module d'Young à court terme)	[KN/m ²]
E : Module d'Young à long terme	[KN/m ²]
E_{50} : Module sécant à 50% de la rupture	[KN/m ²]
m : Paramètre puissance.....	[-]
E_{ref} : module en décharge	[KN/m ²]
ν_{ur} : Coefficient de poisson en décharge-recharge	[-]
σ_{ref} : Contraintes de référence	[KN/m ²]
R_f : Coefficient à la rupture	[-]
$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction	[KN/m ²]
λ^* : Indice de compression	[-]
k^* : Indice de gonflement.....	[-]
c : Cohésion	[KN/m ²]
Φ : Angle de frottement	[°]
Ψ : Angle de dilatance.....	[°]
K^* : Indice de gonflement	[-]
λ^* : Indice de compression.....	[-]

μ^* : Indice de fluage	[-]
C' : Cohésion à long terme	[KN/m ²]
Φ' : Angle de frottement à long terme	[°]
A : Section	[m ²]
I : Moment d'inertie	[m ⁴]
U_x : Déplacement suivant l'axe x	[m]
U_y : Déplacement suivant l'axe y	[m]
N : Effort normal	[KN]
T : Effort tranchant	[KN]
M : Moment fléchissant	[KN.m]

Introduction générale

Les méthodes pour la réalisation des ouvrages souterrains (galeries, tunnels, ...) ont été beaucoup développées au cours de ces dernières années à cause de leur utilisation dans divers domaines : l'exploitation minière, transport...etc.

Lorsqu'un tunnel est creusé à faible profondeur les déformations du sol sont très importants autour du tunnel car souvent à faible profondeur les caractéristiques physiques et mécaniques des sols sont moindres. Ce problème est d'autant plus important en présence des formations géologiques très médiocres telles que les schistes et l'argilite fortement altérée, le tassement dans ce cas se développe au cours de temps, parfois pendant de longues périodes après la fin des travaux.

Pour tout projet de tunnel, l'ingénieurs a recours à des études et des analyses approfondies pour assurer leur sécurité en minimisant les risques d'instabilité tout en tenant compte des caractères propres des ouvrages souterrains (caractéristiques géométriques et géo mécaniques) et les caractéristiques de terrains traversés par l'ouvrage (contexte géologique et hydrologique, hydrogéologie, et géotechnique...etc.).

De nombreux développements technologiques survenus dans ce domaine au cours des dernières années.

Ces développements technologiques sont accompagnés par le développement d'outils de calcul suffisamment fiables, permettant de classifier le massif rocheux et de calculer et de modéliser d'une façon aussi satisfaisante l'interaction terrain soutènements. Les problèmes majeurs liés à la construction des ouvrages souterrains sont :

- La stabilité du terrain pendant les travaux notamment au front de taille ;
- Le choix de type de soutènement pour assurer la tenue des parois à court terme.

Ce projet de Master a pour but l'étude et la modélisation numérique d'une section de tunnel ferroviaire « tunnel de Béni Amrane du projet Thénia Bordj Bou Arreridj ». Le présent mémoire est composé de sept (7) chapitres :

Chapitre I : La présentation du projet du tunnel de Béni Amrane, la prospection géologique et géotechnique qui englobe les sondages et les essais au laboratoire et les

essais chimiques effectués pour ce tunnel, et aussi son profil en long du tunnel et ses caractéristiques.

Chapitre II : Nous présentons les techniques de creusement de tunnel.

Chapitre III : Ce chapitre concerne la technique et le choix de mode de soutènement, et les classes de soutènement.

Chapitre IV : Dans ce dernier nous donnerons la classification des massifs rocheux Bienawiski et AFTES pour déterminer la qualité du massif encaissant et aussi le type de soutènement adaptés.

Chapitre V : Calcul des charges par les méthodes théoriques.

Chapitre VI : Dans notre cas nous utiliserons la méthode de « convergence confinement ».

Chapitre VII : Nous donnerons un aperçu sur l'outil numérique Plaxis et l'analyse des résultats numérique

Chapitre I :
Présentation du projet de
Thénia Bordj-Bou-
Arreridj (BBA)

I.1- Introduction

La stratégie du développement du réseau ferré en Algérie comprend, outre la modernisation des lignes existantes, la construction de nouvelles lignes répondant aux exigences modernes.

Le projet à double voie électrifiée entre Thénia et BBA qui s'inscrit dans le cadre du développement du trafic ferroviaire fait partie de la portion du réseau qui est la Rocade Nord du réseau ferroviaire Algérien. La nouvelle ligne ferroviaire est située au Sud-Est de la capitale Alger, elle traverse quatre wilayas de l'Est Algérien démarrant de Boumèrdes, Bouira, Bejaïa et Bordj Bou Arreridj

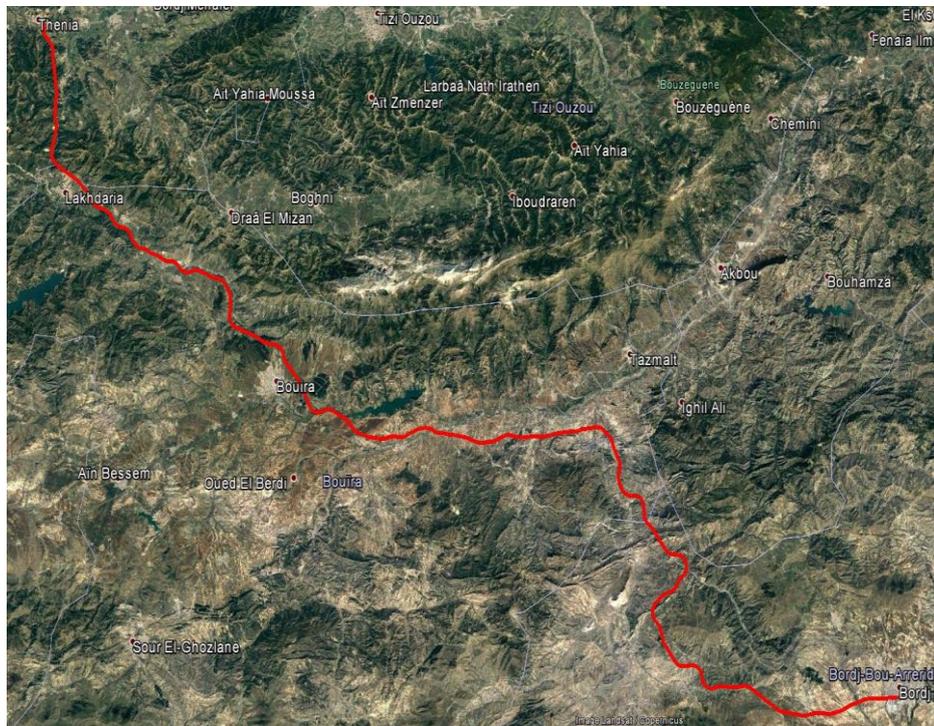


Figure.I 1. Tracé de la nouvelle ligne ferroviaire Thénia / BBA

La consistance du projet est répartie comme suit :

- Le linéaire du projet est de 162 km.
- Le projet comprend 57 ouvrages ferroviaires.
- 16 Tunnels et 04 tranchés couvertes.
- 20 456 829 m^3 de volume de déblai.
- 14 464 836 m^3 de volume de remblai.
- Environ 80 rétablissements routiers.

I.2- Présentation du tunnel T03 du projet Thénia-BBA

Le tunnel T-03 est un tunnel ferroviaire qui se situe entre le PK 5+631 et le PK 7+451. Il s'étend donc sur un linéaire total de 1820 m, dont 30m de faux tunnel.

C'est un tunnel monotube qui débute près de l'ancienne ligne ferroviaire de **Souk el Had** passant par une région montagneuse et peuplé à côté de la ville de **Béni Amrane** et se situe à l'ouest de la route nationale 05, le tracé du tunnel est droit et la ligne ferroviaire surmonte le chemin de wilaya 25 par un ouvrage d'art.

Selon la norme **STI 2014 [1]** tous les tunnels dépassant une longueur de 800 m seront équipés d'une galerie de secours donc pour le cas de notre projet le tunnel T3 sera doté de 2 galeries de secours avec des rameaux de communication entre tunnel /galerie.

Deux pistes d'accès seront conçues au niveau des faux tunnels permettant l'intervention de la protection civile en cas d'accident à l'intérieur du tunnel.

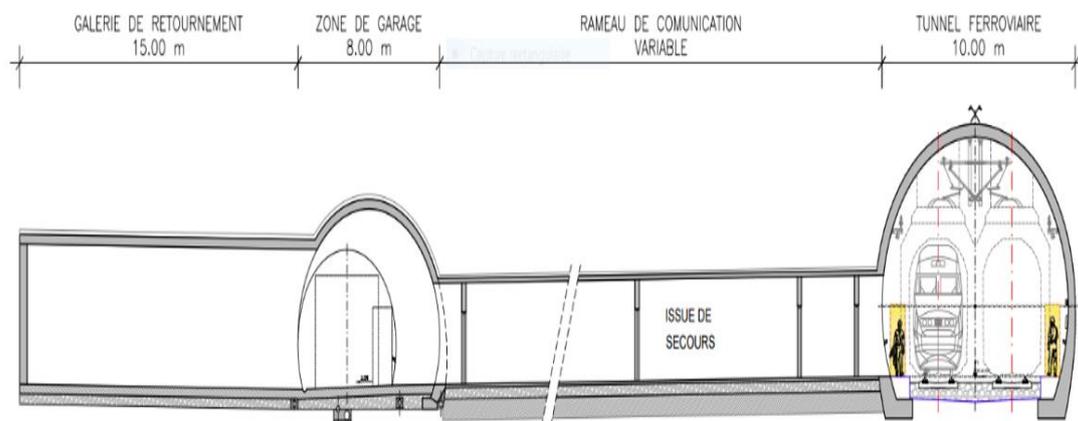


Figure I-2 Rameau de communication Tunnel-Galerie



Figure I-3. Profil en long du tunnel T3

La géométrie du tunnel se présente comme suit : Le tunnel est conçu en alignement droit, le profil en long du tunnel présente une pente de 12.5‰.

Le tunnel comprend :

- Une longueur totale de 1820 m
- 2 voies d'une largeur de 3.91 m chacun.
- Rayon intrados $R=5$ m.
- Hauteur de fil de contact 5.08m.
- Entraxes 4 m
- 2 trottoirs d'une largeur de 0.9 m chacun.
- Couverture minimale de 10 m.
- Couverture maximale de 242 m.
- Le gabarit ferroviaire 6.35 m.
- Niches de sécurité espacées de 30 m.
- Hauteur du tunnel 8.22 m.
- Largeur du tunnel 9.60 m.

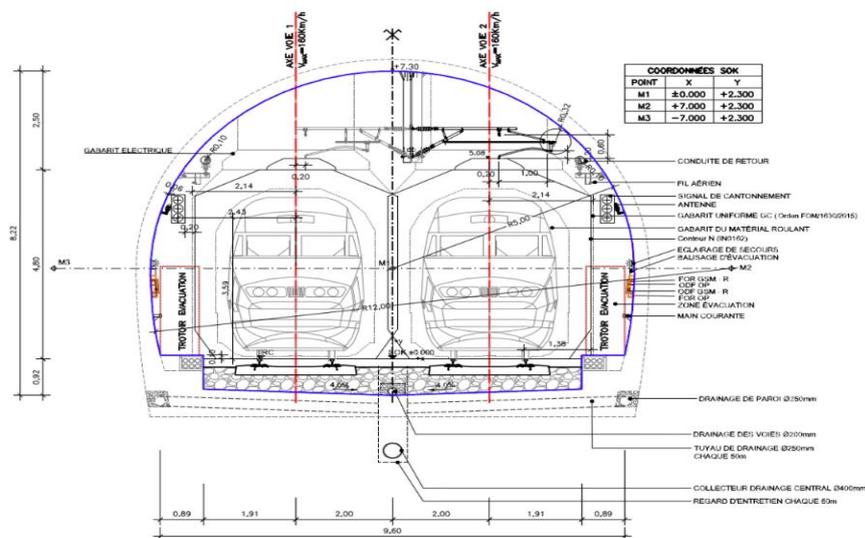


Figure. I-4. Section transversal du tunnel T03.

I.3- Présentation de la zone d'étude

I.3.1 Géologie de la zone d'étude

La région du tracé du tunnel appartient au massif de la Grande Kabylie. Ce dernier occupe une position septentrionale dans le domaine interne de la chaîne Alpine.

En Algérie la chaîne Alpine, s'étend linéairement sur plus de mille deux cents kilomètres (1200Km), d'Ouest en Est le long du littoral méditerranéen. Cette dernière, constitue l'un des segments de la grande chaîne des Maghrébines qui s'étale sur plus de deux milles kilomètres (2000Km). Du point de vue structural, la marge Nord Algérienne est constituée par un empilement de nappes charriées sur la marge Africaine (Raoult, 1972 ; Bouillin 1977 ; Vila, 1980). Transversalement on y distingue de l'intérieur vers l'extérieur de la chaîne.

Au Nord : les zones internes représentées par les roches cristallophylliennes de socle kabyle ancien paléozoïque

Au Sud : le domaine externe de tellien sur la marge africaine.

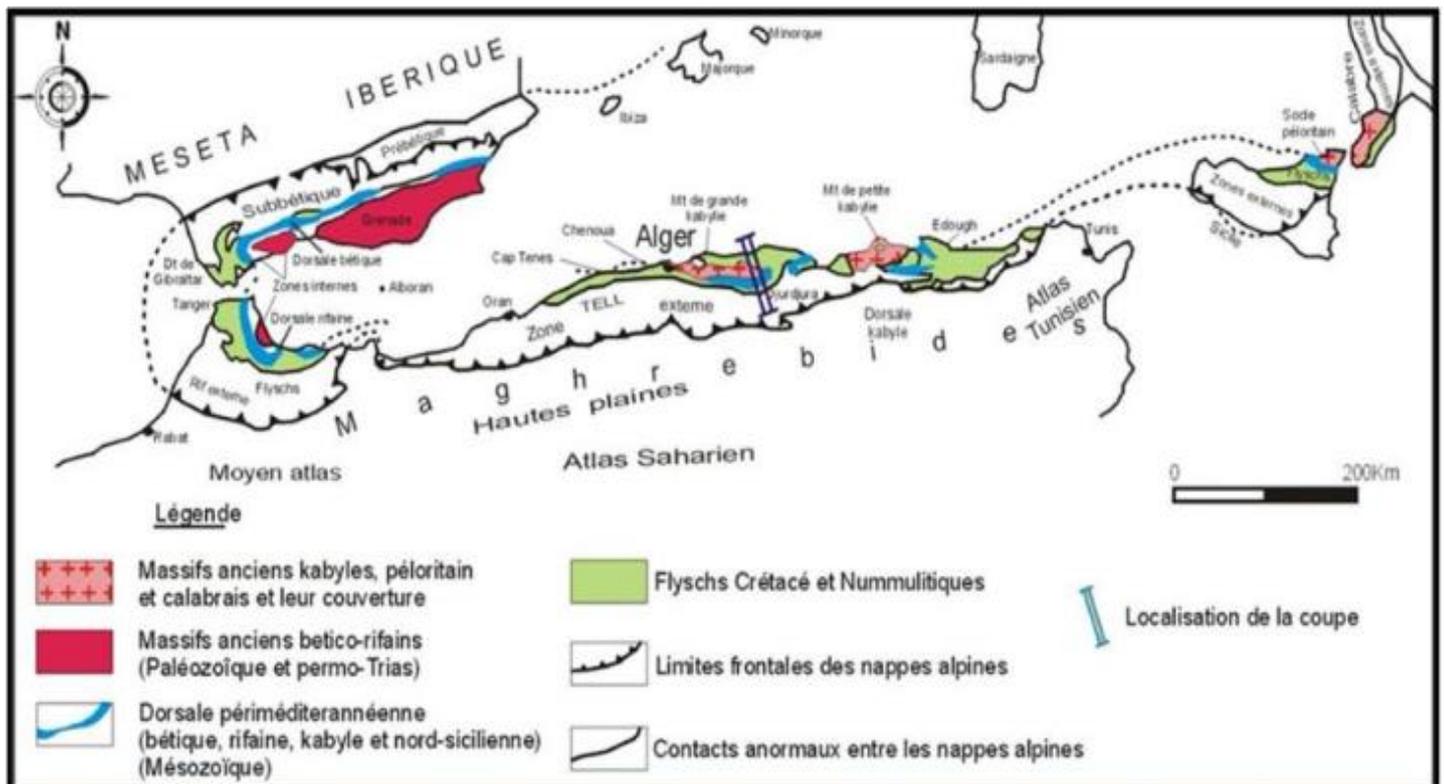


Figure. I 5. Position des différentes unités géologiques des Maghrébides

La localisation du tunnel fait partie du socle Kabyle qui est composé de formations cristallophylliennes métamorphiques (gneiss, marbres, amphibolites, micaschistes et schistes) et d'un ensemble sédimentaire paléozoïque (ordovicien à

carbonifère) très peu métamorphique. Ce socle affleure d'ouest en est dans les massifs de Chenoua (à l'ouest d'Alger), d'Alger, de Grande Kabylie et de petite Kabylie (entre Jijel et Skikda). Ce dernier, avec 120km de long et 30km de large, constitue le plus large affleurement du socle Kabyle en Algérie. Le socle est par endroits recouverts en discordance par des dépôts détritiques (principalement des molasses conglomeratiques) d'âge Oligocène supérieur-Miocène inférieur, appelés (O.M.K), Oligo-Miocène-Kabyle. (Saadallah 1988, Gani1988

-La zone traversée par ce tunnel de 1820 m de longueur est constituée, dans la partie nord par des schistes métamorphiques d'âge précambrien, et dans la partie sud par des gneiss porphyroïdes.

-Les schistes satinés présentent de très bonnes caractéristiques géotechniques. Quand ils sont très altérés avec des reliefs très forts, on remarque certaines instabilités gravitaires. Ils sont de couleur gris-bleu à gros quartz d'exsudation laiteux. On connaît aussi des schistes de teinte rosée ou verdâtre, souvent chargés de niveaux de carbonatés à altération poudreuse rouille. Ces schistes satinés sont d'âge précambrien à Paléozoïques. Les formations paléozoïques sont confondues dans ces grandes formations des schistes.

-Les Porphyroïdes : Ces roches, à aspect de gneiss œillés, sont abondantes. Les porphyroïdes affleurent largement dans le secteur de Beni Amrane- Ammal. La roche est constituée par des lits clairs à feldspaths et quartz alternant avec des lits verdâtres chloriteux. Elle présente souvent à l'œil nu l'aspect d'une mylonite. A côté de faciès grossiers à yeux pluricentimétriques juxtaposés à des roches à grains fins dont l'allure est celle d'une leptyni.

Conclusion : La région d'étude fait partie du socle kabyle plus précisément de schistes métamorphiques d'âge précambrien, et par des gneiss porphyroïdes.

3.2 Hydrogéologie de la zone d'étude :

Tableau.I-1 : Mesure de la nappe phréatique au niveau du tunnel T3

DÉSIGNATION	PK APS ENRECHI	DATE DE MESURE	PROFONDEUR (M)	ELEVATION	DATE DE MESURE	PROFONDEUR (M)	ELEVATION	DATE DE MESURE	PROFONDEUR (M)	ELEVATION	DATE DE MESURE	PROFONDEUR (M)	ELEVATION
F-5BIS(2)-18	5+640	21/06/2018	18.40	176.6	04/07/2018	20.50	174.5	09/08/2018	21.8	173.2	26/11/2018	15.5	179.5

La position de la nappe phréatique a été mesurée à l'aide d'un piézomètre aménagé au droit du sondage F-5BIS (2) -18. Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après.

La nappe phréatique a été détecté à 18.4 m de profondeur puis son niveau a diminué de 3.4 m jusqu'à atteindre 21.8 m de profondeur du fait de la sécheresse pendant les mois de juillet et aout, la nappe a de nouveau était mesuré au mois de novembre et sa profondeur atteint les 15.5 m ce qui correspond à une période pluviale.

3.3 Unités géotechniques de la zone d'étude :

L'étude géotechnique se rapporte aux sols et aux eaux souterraines en tant qu'éléments intervenant dans la stabilité et le bon comportement des constructions provisoires ou définitives. Elle est destinée à fournir au maître d'œuvre les données relatives au comportement du sol qui lui sont nécessaires pour la conception et la construction des ouvrages et celles relatives à leur incidence sur l'environnement.

Sondages carottés :

Dans le cadre du projet du Tunnel T-03, une campagne de reconnaissance géologique, géotechnique et hydrogéologique a été réalisée sur site, afin d'examiner la structure de la formation d'assise de tunnel et constituer son modèle géologique. À cet effet, quatre (4) sondages carottés ont été réalisés au niveau de ce tunnel ; deux parmi eux furent réalisés dans les phases antérieures du projet, et un troisième l'a été dans le cadre de la présente phase APS Enrichi

Tableau.I-2 : sondages utilisés lors de la campagne géotechnique

SONDAGE	Profondeur (m)	DATE
SONDAGE 1	25	21/06/2018
SONDAGE 2	25	25/05/2010
SONDAGE 3	40	14/08/2018
SONDAGE 4	20	20/06/2011

Compagne géophysique :

La géophysique appliquée regroupe différentes méthodes mesurant les paramètres physiques des roches (vitesses de propagation d'ondes élastiques, densité, résistivité...). Les mesures peuvent se faire depuis la surface (au contact du sol ou de l'eau), dans les airs ou dans les forages. Traités, interprétés et combinés, les résultats

de ces mesures permettent d'identifier la nature des roches et de leur contenu ainsi que la géométrie du sous-sol.

La campagne géophysique permet de déterminer la lithologie des formations et leurs géométries et les variations des vitesses des ondes de compression dans les formations prospectées.

Une campagne géophysique incluant quatre (4) profils de réfraction sismique (PSR) et deux (2) sondages électriques verticaux (SEV) ont été réalisés.

Leurs positions sont récapitulées dans les tableau ci-dessous

Tableau I-3. Positions des profils de réfraction sismique et des sondages électriques verticaux

Position PSR					Position SEV		
PSR No	Coordonnées				SEV No	Coordonnées	
	Début		Fin			X	Y
	X	Y	X	Y			
PSR17	551586	4059635	551602	4059516			
PSR18	551654	4059579	551535	4059564			
					SEV6	551629	4059313
					SEV7	551661	4059065
					SEV8	551707	4058718
					SEV9	551733	4058519
					SEV10	551773	4058222
					SEV11	551812	4057925

Tableau I-4. Positions des profils de réfraction sismique et des sondages électriques verticaux

Position PSR					Position SEV		
PSR No	Coordonnées				SEV No	Coordonnées	
	Début		Fin			X	Y
	X	Y	X	Y			
PSR19	551823	4057837	551841	4057719			
PSR20	551891	4057787	551772	4057769			

Résultats d'essai à l'entrée du tunnel :

Les résultats des profils de réfraction sismique donne les résultats représentés dans les tableaux ci-dessous :

Les couches ont été déduites en fonction de la nature du sol.

Tableau I-5. Profil de réfraction sismique PSR17

Epaisseur Max (m)	Vitesse (m/s)
8	460 - 1000
28	1030 - 2000
/	2620 - 4200

Tableau I-6. Profil de réfraction sismique PSR18

Epaisseur Max (m)	Vitesse (m/s)
12	430 - 1000
20	1860 - 2430
/	3070 - 3900

- cette couche de terrain de 12 m peut correspondre aux Schistes satinés très altérés.
- cette deuxième couche de 28 m peut correspondre aux schistes grisâtres.

Résultats d'essai à la sortie du tunnel :

Tableau I-7. Profil de réfraction sismique PSR19

Epaisseur Max (m)	Vitesse (m/s)
12	390 - 810
28	2000 - 2850
/	3350 - 3900

Tableau I-8. Profil de réfraction sismique PSR20

Epaisseur Max (m)	Vitesse (m/s)
16	320 - 770
36	2250 - 3100
/	4000 - 4300

Résultats des sondages électriques verticaux (SEV) :

	Tunnel 3	SEV6	
Couche	Profondeur	Résistivité	ep
1	0 à 1,7	104	1.7
2	1,7 à 3,2	1076	1.5
3	3,2 à 25,7	94	22.5
4	> 25,7	270	

	Tunnel 3	SEV7	
Couche	Profondeur	Résistivité	ep
1	0 à 0,6	139	0.6
2	0,6 à 5,9	206	5.3
3	5,9 à 56,6	428	50.7
4	> 56,6	38.4	

	Tunnel 3	SEV8	
Couche	Profondeur	Résistivité	ep
1	0 à 2,2	335	2.2
2	2,2 à 6,3	105	4.1
3	6,3 à 24,2	585	17.9
4	24,2 à 35,6	603	11.4
5	35,6 à 75,6	19.2	40
6	> 75,6	98.7	

	Tunnel 3	SEV9	
Couche	Profondeur	Résistivité	ep
1	0 à 1,2	228	1.2
2	1,2 à 14,3	112	13.1
3	14,3 à 24,4	11.1	10.1
4	> 24,4	171	

	Tunnel 3	SEV10	
Couche	Profondeur	Résistivité	ep
1	0 à 1,1	216	1.1
2	1,1 à 12,1	99.8	11
3	12,1 à 22,1	17.4	10
4	> 22,1	185	

	Tunnel 3	SEV11	
Couche	Profondeur	Résistivité	ep
1	0 à 1	247	1
2	1 à 14,5	114	13.5
3	14,5 à 33,8	19.2	19.3
4	> 33,8	197	

- La couche de 16 m de profondeur peut correspondre aux Gneiss très altérés
- la couche de 36 m de profondeur correspond aux Gneiss satiné

Interprétation des sondages électriques verticaux (SEV) :

La zone prospectée présente un terrain très boisé et de très fortes dénivelées topographiques.

L'examen des courbes des sondages électriques réalisés dans cette zone montre la présence d'une discontinuité notable. Cet élément concorde pleinement avec la géologie de surface, qui montre des schistes dans la partie nord et un affleurement de gneiss au sud. Notons également la présence d'une autre discontinuité électrique entre les SEV6 et SEV7 qui pourrait être en relation avec une faille ou plus probablement un contact lithologique.

Essai au laboratoire :

Quelques essais de laboratoire ont également été effectués sur les échantillons paraffinés de carottes en provenance des sondages.

Tableau I-9. Essai au laboratoire

ESSAI	NOMBRE D'ESSAIS
Détermination de la densité	12
Détermination du teneur en eau	7
Compression uniaxiale	10
Essai Brésilien	2
Analyses chimiques	3

Les résultats des essais de laboratoire obtenus sont regroupés dans le Tableau ci-dessous :

sondage	échantillon	unit	W(%)	Gamma h (KN/m ³)	Gamma d (KN/m ³)	Sr(%)	So4	Cl3	Caco3
Sondage 1	10-10.50	SCP	0.33	24.5	24.5	10.87			
	17-17.50	SCP	0.2	26.8	26.7				
	24-25.60	SCP	0.23	27.3	27.2				
Sondage 2	16-16.50	SCP	0.41	26.8	26.7				
	21.42-21.80	SCP	2.65	26.5	25.8	25.8			
	22.50-22.80	SCP	1.47	24.7	24.3	42.88			
	27.50-27.80	SCP	2.05	26.8	26.2	47.32			
	31.00-31.30	SCP	0.55	26.9	26.8				
	33.00-34.00	SCP	0.44	26.9	26.7				
	36.20-36.70	SCP	0.75	26.5	26.3	26.13	traces	0.17	2.52
	37.00-37.40	SCP	0.33	26.3	26.2	75.22			
	39.00-39.30	SCP	0.01	26.6	26.6		traces	0.14	3.36

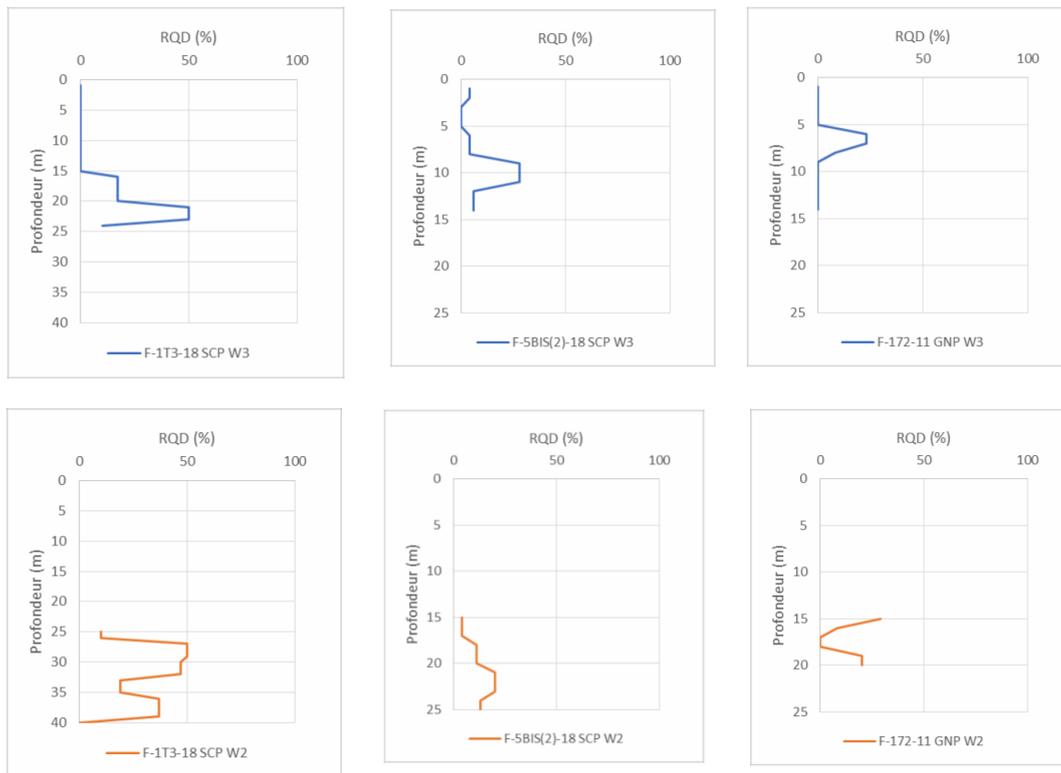
CHAPITRE I : Présentation du projet Thénia Bordj Bou Arreridj

sondage	échantillons	unité	W(%)	Gamma h (KN/m ³)	Gamma d (KN/m ³)	Sr(%)	So4	Cl3	Caco3
Sondage 3	4.00-4.10	GNP		24.0					
	11.40-11.50	GNP		25.0					
	14.60-14.75	GNP		25.3					10.84

sondage	échantillons	unité	Rc (MPa)	Gamma h (KN/m ³)	Gamma d (KN/m ³)	VV(%)	Brésilien
Sondage 1	10.00-10.50	SCP	4.07	24.5	2.45		
	17.00-17.50	SCP	14.21	26.7	26.8		
	24.00-24.50	GNP		27.1	27.2		
Sondage 2	16.00-16.50	SCP	15.16	26.1	26.2	0.42	
	21.42-21.80	SCP	6.57	25.4	26.0	2.36	
	22.50-22.80	SCP	12.16	25.9	26.4	2.16	
	27.50-27.70	SCP	4.67	26.3	26.8	1.87	
	31.00-31.30	SCP	17.20	26.5	26.8	1.26	
	33.05-34.00	SCP					3.69
	36.20-36.70	SCP	16.38	25.8	25.9	0.32	
	37.00-37.40	SCP					1.22
39.00-39.30	SCP	25.84	26.4	26.6	0.52		
Sondage 3	14.60-14.75	GNP	9.68	24.8	25.3	1.69	

Essais de compression un axiale (R_c), essais brésiliens et caractéristiques physiques réalisés au niveau du Tunnel T-03.

Valeur du RQD de la roche pour chaque sondage :



D'après les graphes de la variation de l'RQD en fonction de la profondeur, le RQD varie de [0% -50%] ce qui correspond à une roche de mauvaise à très mauvaise qualité

I.4- Conclusion

Ce chapitre présente donc les caractéristiques du tunnel ainsi que la géologie du site avec les résultats des sondages carottés et des essais aux laboratoires, on constate que les unités géologiques sont formées de schistes satinés et de gneiss métamorphique et sont dotés de caractéristique mécanique élevés (poids volumique important).

Chapitre II :

Méthodes de creusement et mode

de soutènement

II. 1- Introduction

La réalisation des tunnels nécessite un creusement souterrain qui s'applique à toutes les sortes de sols suivant leur dureté le creusement peut être soit à l'explosif soit mécanisé mais ce choix peut être influencé par les moyens de l'entreprise réalisant le projet et du matériel disponible sur le terrain.

Il y a des cas où certaines méthodes sont exclues, par exemple on ne peut pas utiliser d'explosif dans un terrain de sols meubles comme on ne peut pas utiliser de creusement mécanique pour une roche d'excellente qualité.

II. 2- Les techniques du creusement :

II. 2- 1 Méthode traditionnelle à l'explosif :

L'usage des explosifs est utilisé dans les terrains durs et compacts (la roche saine et homogène aux caractéristiques géotechniques élevées) c.-à-d. dans les roches pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique. L'abattage à l'explosif nécessite la perforation préalable de trous de mine (constituant la volée) à l'aide de marteaux perforateurs.



Figure II.1. Explosif utilisé sur le portail d'un tunnel

II.2.2- Méthode par attaque ponctuelle

Elle concerne la roche friable, l'excavation est exécutée par une machine qui attaque ponctuellement et progressivement le sol.

Ces machines à attaque ponctuelle, automotrices sur pneus ou chenilles sont équipées de bras orientables, à l'extrémité desquels est placé l'appareil d'attaque (godet excavateur, brise-roche, tête de havage à axe longitudinal ou transversal).

- Les déblais sont évacués vers l'arrière.
- La paroi est équipée à l'avancement d'un soutènement provisoire.
- Cette technique est adaptée à tous les profils d'excavation.



Figure II.2. Machines d'attaque ponctuelle/brise roche utilisé dans un tunnel

II.3- Critères de choix pour le creusement des tunnels :

Tableau II.1 Critères de creusement des tunnels

Critère de choix		Nature de terrain	Matériels	Section du creusement
Méthodes	l'explosif	Toutes les natures de roches	Ne varie pas fondamentalement en fonction du terrain	-
	Méthodes mécanisées	Sols homogènes	Varie considérablement en fonction au terrain	-
Type de machine	Machine à attaque ponctuelle	Terrain tendre mais cohérent	-	Toutes sections
	Machine à attaque ponctuelle	Sols homogènes	-	Section circulaire
Type de confinement	Bentonite ou air comprimé	Terrain instable	-	-
	Confinement pâteux	Terrain hétérogène	-	-
Type de tête de coupe	Couteaux	Sols	-	-
	Pics à crayon	Roche mi dur	-	-
	Molettes à disques	Roche dure à très dure	-	-

Source : Gesta (2007)

Critères pour le choix de la méthode de creusement Gesta 2007

II.4- Diagramme choix de la technique

Selon le diagramme on peut déduire la méthode de creusement pour chaque classe des masses rocheuses. Celle-ci est donnée par deux critères géo mécaniques qui sont, la valeur de la résistance à la compression uni axiale combinée au critère de fracturation exprimée en valeur de RQD.

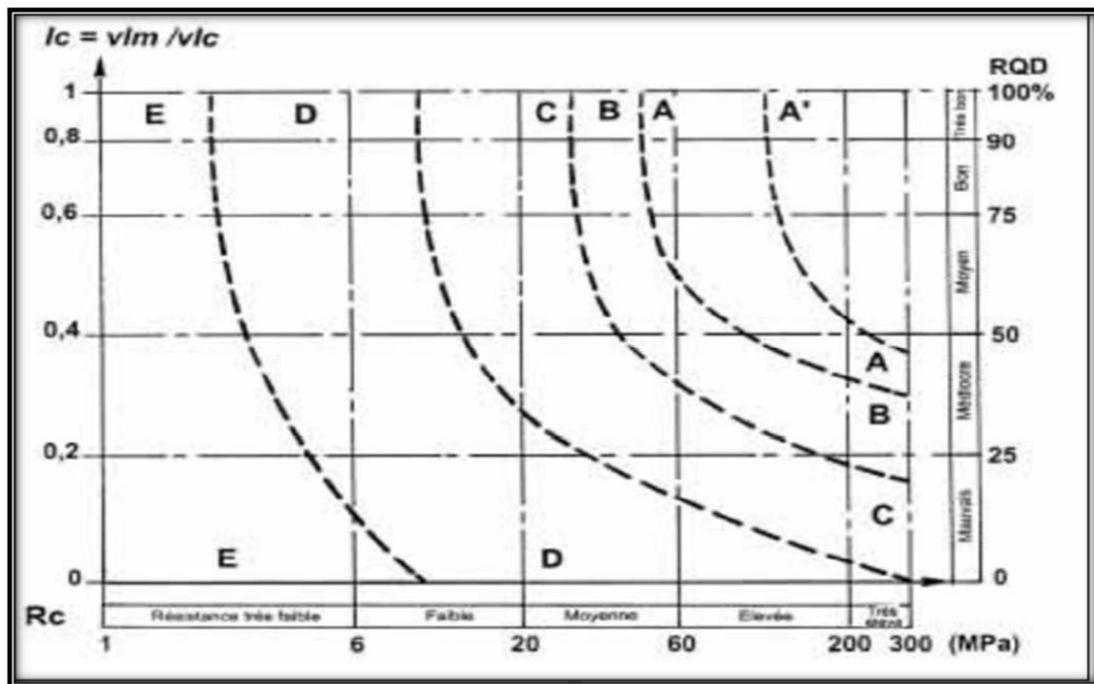


Figure II 3. Diagramme de classification RQD

Avec :

- A' : Tunnelier puissant.
- A, B, C : Tunnelier.
- C, D, E : Machine attaque ponctuelle.
- A', A, B : Explosifs.

II.5- La technique utilisée pour le cas de notre projet :

La méthode finalement choisie pour exécuter les tunnels de notre projet est la Nouvelle Méthode Autrichienne de Tunnels (NATM).

Cette méthode, bien connue et dont l'utilisation est la plus étendue des méthodes conventionnelles, est basée sur le principe selon lequel, le terrain (roche ou sol) autour du tunnel est capable d'absorber une partie de la charge exercée par lui-même. En

d'autres termes, une partie de la charge est absorbée par le soutènement et l'autre partie par le terrain.

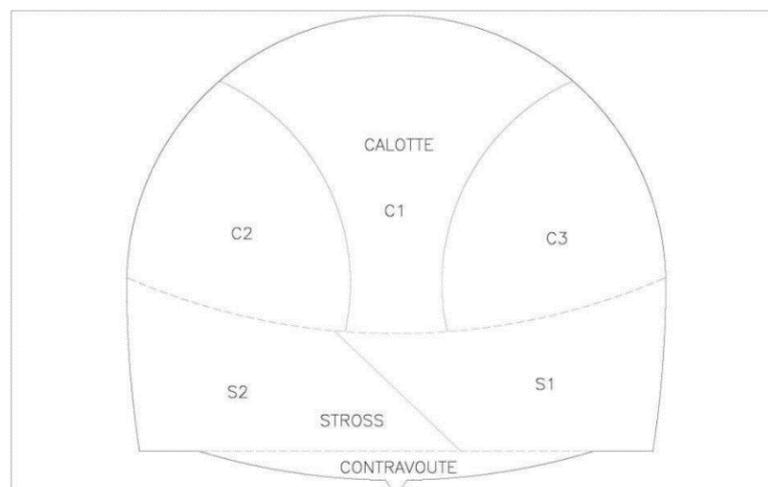
Le terrain peut fonctionner donc comme un élément porteur, de manière à ce qu'une interaction optimale se produise entre le terrain et le soutènement. Afin de garantir que le terrain fonctionne comme un élément porteur, il faut mesurer la réaction du sol sous la forme de déplacements.

Ces derniers doivent être contrôlés et limités à des valeurs seuils afin de garantir la stabilité de l'ouvrage et éviter aussi la possibilité d'impacter les structures limitrophes.

Nous considérons que cette méthode d'exécution de tunnel est la plus appropriée dans le cas de notre projet pour les raisons suivantes:

- Flexibilité d'application: Il s'agit d'une méthode flexible, capable de s'adapter, moyennant une grande variété de méthodes d'excavation et types de soutènement, à un grand nombre de types de terrain, s'étendant des roches dures aux sols meubles. Cette flexibilité de la méthode NATM est essentielle afin de minimiser les risques et couvrir les principales incertitudes et aléas géologiques.
- L'ajustement de coûts: En effet, l'approche NATM cherche l'apport optimal combiné de la résistance du terrain et du soutènement pour garantir la stabilité de la cavité. Cette flexibilité permet en outre d'ajuster le soutènement nécessaire lors du creusement. Avec la méthode NATM, le tunnel est excavé selon 2 phases:
 - Partie supérieure ou demi - section ou calotte
 - Partie inférieure ou Stross

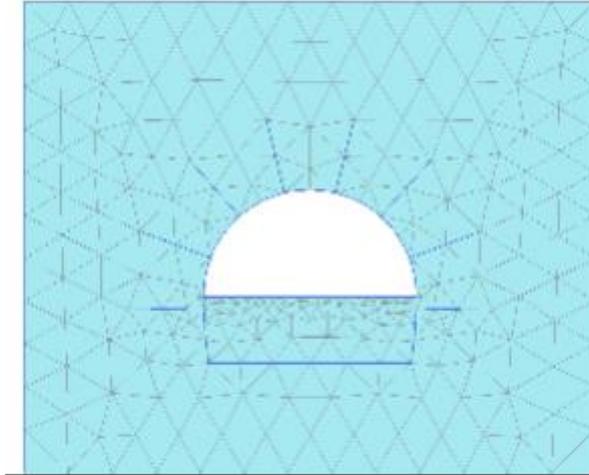
Ces deux phases principales d'excavation peuvent chacune se subdiviser en plusieurs sous-phases suivant la nature du terrain.



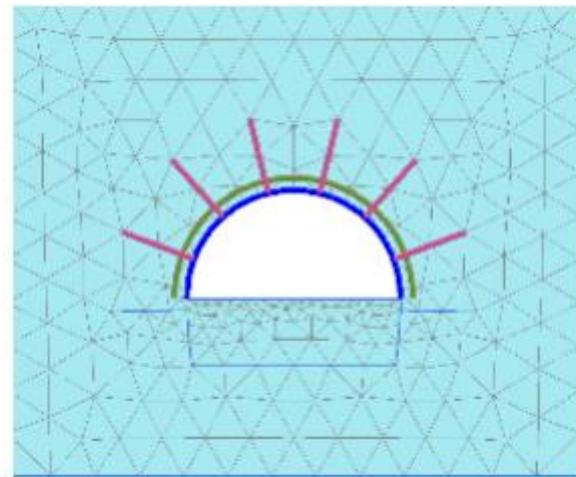
II.6- Réalisation du soutènement du tunnel T03 :

Le creusement du tunnel se fera par attaque ponctuelle à cause de la grande section :

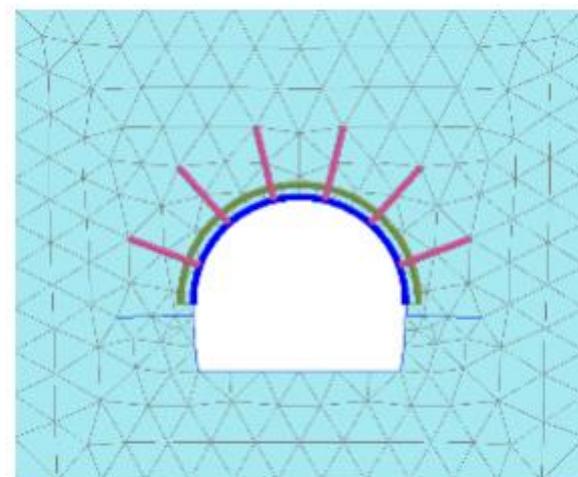
Etape 1 : Excavation de la calotte avec une longueur d'abattage de 1.5m



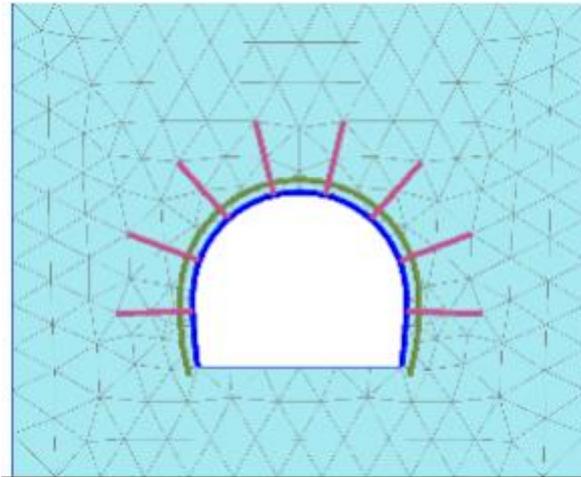
Etape 2 : Mise en œuvre du soutènement de la calotte



Etape 3 : Excavation du Stross avec une longueur d'abattage de 3.0m



Étape 4 : Mise en œuvre du soutènement du Stross



II.7- Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons évoqué les différentes méthodes de creusement ainsi que les critères de choix dans lesquelles ces techniques sont applicables, avec les phases de creusement et la technique utilisé pour le cas de notre projet.

Le choix de la méthode d'exécution revient à l'ingénieur qui doit prendre en considération le type de terrain traversé, la forme et les dimensions de profil transversal du tunnel sans oublier l'aspect économique qui est très important.

Chapitre III:

Choix du soutènement

III. 1- Introduction

La stabilité de tunnel au moment de l'excavation et de creusement est assurée par la mise en place d'un soutènement provisoire. Ce type de soutènement s'écoule entre le début de l'excavation et la mise en place du soutènement définitif, afin de pallier aux problèmes causés par la décompression du terrain, qui permet d'assurer la stabilité des parois, mais participe aussi à la stabilité définitive de tunnel en réduisant les efforts supportés par le revêtement.

L'altération dans l'état du terrain au cours d'excavation de tunnel entraîne des mouvements de la masse du terrain vers la section excavée.

Le front de taille devient alors le siège principal des déformations puisque la surface latérale de l'ouvrage est généralement bloquée par un soutènement, l'état d'équilibre du massif à l'avant du front est alors fondamental : il doit assurer la stabilité du front pendant le creusement et limiter son extrusion afin de maîtriser les tassements.

L'excavation des tunnels entraîne des modifications de l'état de contrainte et de déformation du terrain, il convient d'assurer la stabilité de soutènement provisoire et du front de taille de tunnel, pour éviter des accidents souvent graves, mais aussi pour maintenir le terrain en état « pseudo-élastique » afin de ne pas dégrader ses propriétés mécaniques.

III.2- Stabilité de Soutènement provisoire

III.2.1-Définition de soutènement provisoire

Le soutènement est un système de protection et d'assurance de la stabilité de l'ouvrage contre tous les incidents d'instabilité survenue pendant l'exécution des travaux en exerçant une certaine pression contre le terrain et en supportant le poids du toit de la galerie creusée. Le rôle du soutènement est permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions, en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité.

III.2.2-Role du soutènement

Le creusement d'une galerie nécessite généralement la mise en place d'un soutènement d'importance variable selon la nature du terrain, la taille de l'excavation et la méthode utilisée.

Selon la nature de terrain, le soutènement peut être inexistant dans les cas des tunnels creusés dans les massifs rocheux de bonne qualité ou aller jusqu'à l'exécution

d'un pré soutènement voire jusqu'à l'utilisation d'un bouclier à front pressurisé dans les terrains de très mauvaise qualité.

Le soutènement a pour but :

- De garantir la sécurité du personnel travaillant dans la galerie ;
- D'assurer la stabilité des parois ;
- De protéger le terrain dans le cas où celui-ci est susceptible de subir une évolution défavorable (altération, déconsolidation, etc.) après ouverture, conduisant à une diminution inacceptable de ses caractéristiques ;
- Les méthodes courantes d'exécution conduisent à l'utilisation d'un soutènement métallique (boulons, cintres métalliques, voussoirs en fonte) ou en béton (béton projeté, pré-voûte bétonnée avec ou sans incorporation de cintres, voussoirs en béton armé) et du maintien en place lors du bétonnage du revêtement définitif. Le soutènement assure la stabilité de la galerie pendant l'exécution des travaux, mais participe aussi à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement qui est mis par la suite à l'intérieur.

III.3 Les différents types de soutènement :

Le choix de type de soutènement est lié aux exigences du terrain et à la fonction de protection du personnel puis de celui des usagers. Selon leur mode de fonctionnement, les soutènements classés en quatre catégories principales

III.3.1 Les soutènements agissants par supportage

L'action de supportage se distingue par une forte résistance relative des éléments de soutènement qui, en limitant l'amplitude des déformations de l'un et de l'autre, privilégie la résistance du soutènement par rapport aux capacités de résistances propres du terrain. Les éléments employés sont essentiellement 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) ;
- De renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien. Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres :

a- Les cintres métalliques lourds : Constitués de profilés de forte inertie cintrés (H) ou assemblés de façon rigide sont capables d'agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n'est pas trop importante. Suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, accouplés ou à treillis

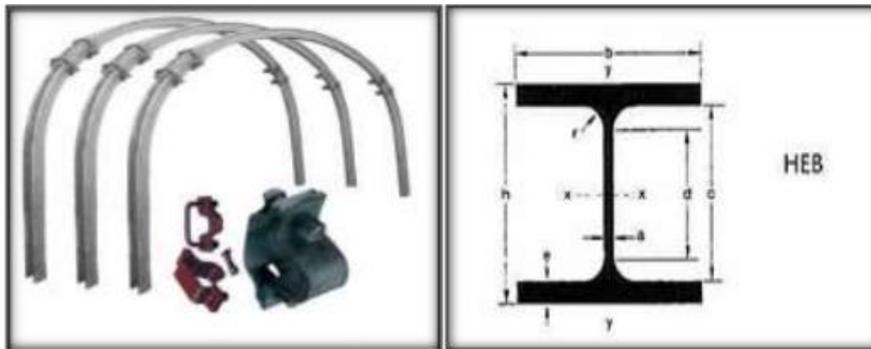


Figure III.1 Cintres métalliques en HEB

b- Les cintres métalliques légers : Ils sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de profilés TH, UPN, 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.

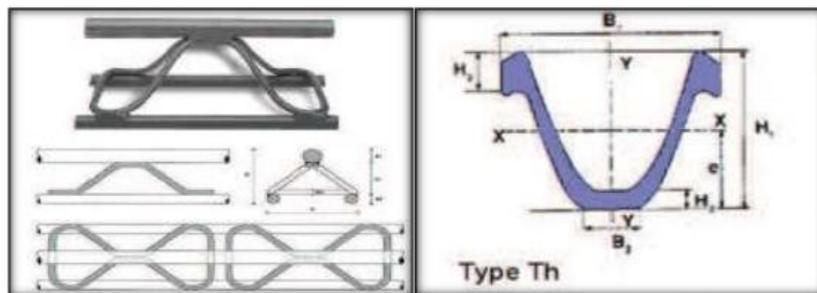


Figure III.2. Cintres légers

III.3.2- Les soutènements agissant à 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) ;

- Boulon à friction

a- Boulons à ancrage ponctuel :

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique (généralement coquille d'expansion à filetage inverse) qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (une dizaine de centimètres). Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages et notamment sa grande rapidité de mise en œuvre et son utilisation possible même en cas de venues d'eau dans le forage. En contrepartie, il nécessite un massif rocheux suffisamment résistant pour ne pas fluer au voisinage. Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures même fissurées. On peut assurer l'épinglage de blocs instables

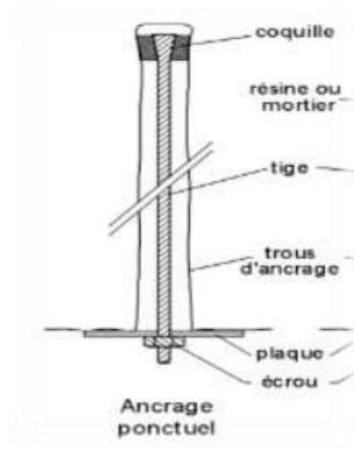


Figure III.3. Boulons à ancrage ponctuel

b- Boulons à ancrage réparti :

Ils sont ainsi nommés par ce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement qui peut être une résine ou un mortier de ciment. Les boulons à ancrage réparti peuvent être utilisés dans des roches plus tendres (craie ou marnes). Ils s'opposent plus efficacement à l'ouverture de fissures isolées puisque l'ancrage existe près des lèvres de la fissure elle-même.

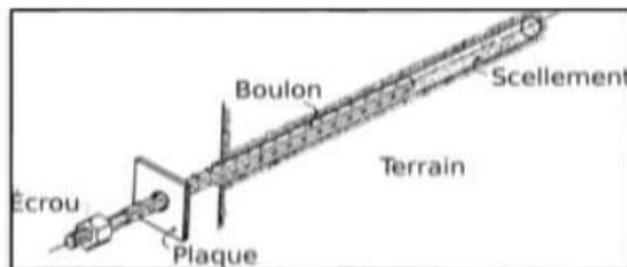


Figure III.4 composants du boulon à ancrage réparti

c- Boulon à friction :

Ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact des parois du forage par un emmanchement à force (tube fendu) ou par hydro-gonflage (dépliage d'un tube). Ces boulons, particulièrement adaptés aux roches tendres, ont maintenant pratiquement remplacé leurs aînés à ancrage ponctuel, car ils sont très rapides à mettre en place et agissent immédiatement

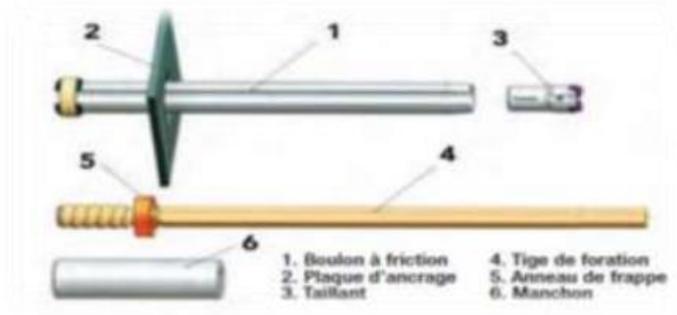


Figure III.5 composants du boulon à friction

III.3.3-Béton projeté

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années, l'emploi du béton projeté, de granulométrie plus grosse, et en épaisseur suffisante pour constituer une peau de confinement améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant, utilisé près du front seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers. Il est connu sous le nom de nouvelle méthode autrichienne.

Le béton projeté présente l'avantage de constituer une membrane continue qui protège le terrain des altérations dues à l'air et à l'humidité, et qui obture les interstices.

Le Confinement généralisé qu'il procure permet de limiter la déformation et d'éviter la chute des caractéristiques mécaniques du terrain qui résulte obligatoirement d'un desserrage trop important.

Plusieurs conditions cependant doivent être remplies pour permettre l'emploi du béton projeté ;

- Le découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière ;
- Le terrain doit être exempt de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution et risquent de créer des sous-pressions locales incompatibles avec la résistance de la coque en béton ;

- Le terrain doit présenter une cohésion minimale telle que la cavité de meure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton ; La projection peut se faire par voie sèche ou par voie humide. Dans le premier cas, le transport se fait de façon pneumatique et l'eau est ajoutée à la lance. Dans le deuxième cas, le mélange d'eau est réalisé au malaxeur, le transport se fait à la pompe et l'air est injecté à la lance pour assurer la projection.

III.4- Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification des

Caractéristiques géotechniques ou hydrologiques :

- Injections de consolidation ;
- Air comprimé ;
- Congélation.

III.5 - Choix d'un mode de soutènement

Le choix raisonné d'un mode de soutènement comprend schématiquement deux phases successives :

1/ Une phase d'analyse technique du problème qui aboutit à l'élimination d'un certain nombre de types de soutènement en raison de leur incompatibilité avec certaines des données techniques du projet qui peuvent être d'ordre géotechnique, géométrique ou liées à l'environnement.

2/ Une phase complémentaire d'analyse économique qui fait intervenir :

D'une part le dimensionnement du soutènement qui est l'un des éléments de calcul du coût ;

D'autre part les éléments de prix de revient propres à l'organisation du chantier considéré :

- Plus ou moins grande mécanisation ;
- Longueur du tunnel ;
- Délais à respecter.

3/ Application et choix de notre soutènement.

Pour chaque section du tunnel, le choix de soutènement est établi en fonction du RMR et des recommandations AFTES pour notre cas en choisit le tronçon du PK 6+314 au PK 7+417. Le soutènement choisi est le SP5.

Soutènement type SP-5

Il est appliqué en principe dans le cas de terrains avec les caractéristiques géotechniques suivantes:

- Indice de Bieniawski RMR=41 à 50 (Classe III, roche moyenne).

Le soutènement est constitué par les éléments suivants:

- Excavation: Calotte + Stross (2 phases);
- Longueur d'abattage calotte < 1.5 m;
- Longueur d'abattage Stross = 2 fois l'abattage de la calotte;
- Béton projeté: épaisseur de 15 cm, armé avec deux nappes de treillis soudé # ϕ 5/100x100 dans calotte et Stross;
- Cintres de type réticulaire 95/20/25 (H=140 mm). Espacement < 1.5 m;
- Boulons en acier FeE500, longueur = 4 m. À ancrage réparti dans la calotte et Stross, espacement 1.5 m x 2.5 m (quantité = 8/9 boulons chaque avancement).

III.6 - Conclusion

Dans ce chapitre on a vu les types de soutènement qui existent et les caractéristiques mécaniques requis pour notre cas et aussi le soutènement choisi.

Notre choix a été appliqué dans les plans d'exécution.

Chapitre IV :

Classification rocheuse des massifs

IV. 1- Introduction

A ce stade d'étude, on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains à partir des classifications des massifs rocheux, ces méthodes sont rapides d'emploi, donc économiques. Il existe de nombreuses méthodes de classification 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 l'autre. Afin de structurer le savoir et surtout fournir aux projeteurs des outils d'aide à la conception, certains auteurs ont très tôt (1909 - PROTODIAKONOV, 1946 - TERZAGHI) proposé, sous forme de classifications, des synthèses dont l'objectif était de déterminer le soutènement en fonction de critères géo mécaniques.

Cependant, Aucune de ces méthodes actuelles ne peut prétendre résoudre l'infinité des cas qui s'offrent au projeteur. Néanmoins, il est possible de définir des domaines préférentiels d'utilisation pour chaque méthode de calcul.

Dans cette partie on évoquera les méthodes principales de calcul des tunnels et leur développement. On peut classer les méthodes de calcul des tunnels dans plusieurs catégories selon les hypothèses principales qui définissent le cadre d'utilisation de chaque méthode. Nous distinguons trois catégories principales de méthodes de calculs :

- Méthodes empiriques,
- Méthodes analytiques,
- Méthodes numériques.

IV. 2- Les méthodes empiriques

Le dimensionnement des ouvrages souterrains se fait le plus souvent par des classifications de la masse rocheuse au stage des études préliminaires, ce sont essentiellement des méthodes empiriques, les ingénieurs construisent leur savoir-faire à travers l'expérience de ses méthodes qui sont économique et facile d'emploi.

- Terzaghi ;
- Bieniawski ;
- Geological Strength Index GSI;
- Association française des tunnels et espaces souterrains AFTES;
- Barton;
- La méthode de M. Protodiakonov.

Remarque : On se réfère pour le cas de notre projet à la classification selon Bieniawski et AFTES

IV.2.1 -Méthode de Bieniawski

Détermination du RMR et de la classe de la roche :

La classification RMR, développée par Bieniawski, constitue un système de classification des massifs rocheux qui permet de mettre en rapport des indices de qualité avec des paramètres géotechniques du massif et d'excavation et de soutènement en tunnels.

Elle tient compte des cinq (5) paramètres suivants pour évaluer les massifs rocheux :

- Résistance à la compression unie axiale (A1);
- Rock Quality Designation « RQD » (A2);
- Espacement des discontinuités (A3) : (les joints, failles, stratifications et autres) ;
- État et nature des discontinuités (A4) : prend en considération l'ouverture des joints, leur continuité, leur rugosité et la présence de matériaux de remplissage ;
- État des nappes souterraines (A5) : les conditions hydrogéologiques.

Chaque paramètre sera noté (Tableau IV-2) afin d'obtenir une note globale, caractérisant la qualité du rocher, qui est appelée « **RMR de base** ».

$$\boxed{\text{RMR} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5}$$

L'appréciation de la qualité du rocher doit être ensuite ajustée, pour tenir compte de l'orientation des joints. Pour cela on utilise le « Tableau IV-3 ».

Lorsqu'il s'agit des travaux souterrains, il est indispensable d'ajouter aux cinq paramètres, une note d'ajustement dépendant de l'orientation des discontinuités (A6). Pour tenir compte de l'orientation des joints on utilise le « Tableau IV-3 ». Le RMR corrigé sera :

$$\boxed{\text{RMR}_{89} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6}$$

Tableau IV.1 : Paramètres de classification des roches et notes de pondération.

Paramètres			Coefficients						
1	Résistance de la roche	Indice de franklin Is	>10 MPA	4-10 MAP	2-4 MPA	1-2 MPA	Indice Franklin non Utilisable (MPA)		
		Résistance à la compression	> 250 MPA	100-250 MPA	50-100 MPA	25-50 MPA	5-25	1-5	<1
	Note	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacements des joints		>2m	0,6- 2m	200 –	60-200mm	<60mm		
	Note		20	15	10	8	5		
4	Nature des joints		Surface très rugueuse non continue, épontes en contact. Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm, Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuse Epaisseur < 1mm, Epontes altérées	Surface lustrée ou remplissage < 5mm, Joints Continus	Remplissage mou >5mm, Joints ouverts >5mm Joints continus		
			Note	30	25	20	10	0	
5	Venue d'eau	Débit sur 10m	Aucune venue d'eau	< 10 l/min	10- 25 l/min	25-125l/min	>125 l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0	< 0.1	0.1 – 0.2	0.2 – 0.5	>0.5		
		Hydrogéologie	Complètement sec	Humide	Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau		
Note		15	10	7	4	0			

Tableau IV.2 : Note d'ajustement pour l'orientation des joints.

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		
Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage		Pendage 45 – 90°	Pendage 20 – 45°	Pendage 0 – 20°
Pendage 45 – 90 °	Pendage 20 – 45°	Pendage 45 – 90°	Pendage 20 – 45°			
Très Favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable	Moyen	Défavorable
Orientation des joints	Très favorable	Favorable	Moyen	défavorable	Très défavorable	
Note d'ajustement	0	-2	-5	-10	-12	

Le RMR a été calculé pour varier dans la gamme 0 à 100, ce qui nous donne une description rocheuse variant entre roches de très faible à très bonne qualité. On utilise le « Tableau IV-3 » pour déterminer :

- La classe de la roche ;
- Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement
- La cohésion interne du massif ;
- L'angle de frottement interne du massif.

Tableau IV.3: Classification du massif rocheux selon le RMR; Bieniawski (1989).

Note globale RMR	100 – 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21	< 20
Qualité du rocher	Très bon Rocher	Bon Rocher	Rocher moyen	Rocher médiocre	Rocher très médiocre
Classe de la roche	I	II	III	IV	V
Temps de tenu moyen	20 ans pour 15m de portée	1 an pour 10m de portée	1 semaine pour 5m de portée	10 heures pour 2.5m de portée	30min pour 1m de portée
Cohésion du massif (KPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Angle de frottement du massif (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

Pour chaque classe de rocher, Z. BIENIAWSKI propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place (Tableau IV-4).

Tableau IV.4: Recommandations d'avant-projet du soutènement d'après Bieniawski.

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrages		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voute	Pied-droit	Complément soutènement	Type	Espacement
1	Généralement pas nécessaire						
2	1.5 – 2 m	Occasionnellement treillis en soudé en voute	50 mm	Néant		Non rentable	
3	1 – 1.5 m	Treillis soudé + 30–50 mm de béton projeté en voute	100 mm	50 mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres moyens + 50 mm de béton projeté	0.7 – 1.5 m
4	0.5 – 1.0m	Treillis soudé + 30- 50mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100mm	Treillis soudé et boulons de 2 à 3 m d'espacement	Cintres Moyens + 50mm de Béton projeté	0,7-1,5m
5	Non recommandé	200 mm	150 mm	Treillis soudé et Boulons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds	0.7 m	

Application pour notre projet :

Tableau IV.5 : classification RMR

Formations géologique	Gneiss peu altéré
Résistance à la compression Rc (Mpa)	25
Note	4
RQD	25-50
Note	8
Espacement moyen des discontinuités	0.2 - 0.6 m
Note	10
Longueur moyenne des discontinuités	3 - 10 m
Note	2
Ouverture moyenne des discontinuités	1 - 5 mm
Note	1
Rugosité moyenne des discontinuités (rugueuse): Pointage = 5	Rugueuse
Note	5
Remplissage moyen des discontinuités	sans remplissage
Note	6
Altération moyenne des discontinuités	peu altéré
Note	5
Eau souterraine	humide
Note	10
Effet des orientations des discontinuités par rapport au tunnel	moyen
Note	-5
RMR= \sumNote	41

Ci-dessous un tableau récapitulatif reprenant la classification de la roche selon l'indice RMR, en couleur jaune le cas de notre projet

Tableau IV.6 : tableau récapitulatif reprenant la classification de la roche selon l'indice RMR,

Classe de la roche	Excavation	Type de soutènement		
		Boulons d'ancrage	Béton projeté	Cintres métalliques
<i>I - Roche très bonne RMR: 81-100</i>	<i>À pleine section. Avancement = 3 m.</i>	Généralement pas nécessaire. Peut-être quelque boulon occasionnel.		

II - Roche bonne RMR: 61-80	À pleine section. Avancement = 1-1.5 m Soutènement final complété après 20 m maximum depuis le front de taille	De manière locale boulons dans la voûte de 3 m de longueur. Espacement = 2.5 m Occasionnellement treillis soudé	50 mm en voûte si nécessaire	Néant
III - Roche moyenne RMR: 41-60	Calotte et Stross. Avancement calotte = 1.5-3 m Soutènement immédiat avec excavation Soutènement final complété après 10 m maximum depuis le front de taille	Boulons systématiques dans la voûte et piédroits de 4 m de longueur. Espacement = 1.5 – 2 m Treillis soudé en voûte	50-100 mm en voûte et 30 mm en piédroits	Néant
IV - Roche pauvre RMR: 21-40	Calotte et Stross. Avancement calotte = 1.0-1.5 m Soutènement immédiat avec excavation Soutènement final complété à moins de 10 m du front de taille	Boulons systématiques dans la voûte et piédroits de 4-5 m de longueur. Espacement = 1-1.5 m Treillis soudé en voûte et piédroits	100-150 mm en voûte et 100 mm en piédroits	Cintres légères à moyennes. Espacement = 1.5 m si nécessaire
V - Roche très pauvre RMR: <20	Multiple phasage. Avancement = 0.5-1 m Soutènement immédiat avec excavation Béton projeté immédiat après chaque avancement	Boulons systématiques dans la voûte et piédroits de 5-6 m de longueur. Espacement = 1-1.5 m Treillis soudé en voûte et piédroits Boulons dans le radier	150-200 mm en voûte et 150 mm en piédroits. 50 mm en front de taille	Cintres moyennes à lourdes. Espacement = 0.75 m Parapluie de micropieux et plaques type Bernold si nécessaires

En surbrillance jaune le cas de notre projet

IV.2.2 -Classification AFTES

Le choix du soutènement, selon la classification AFTES, est effectué en fonction d'une série de critères principaux relatifs au terrain et à l'environnement du tunnel:

- La résistance de la roche;
- Les discontinuités;
- L'altérabilité;
- Les conditions hydrologiques;
- Les contraintes naturelles.

D'autres facteurs, comme les dimensions et la forme de la cavité, la couverture et le procédé d'abattage sont d'importance dans cette classification, pour les critères indiqués auparavant, nous donnons des recommandations qualitatives par rapport au type de soutènement.

Ces recommandations, pour chaque type de soutènement, peuvent être les suivantes:

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

IV.3- Détermination de la classification AFTES pour notre projet.

Pour la section considérée de notre projet du PK 06+304 au PK 07+417 la résistance à la compression est estimée à 25 MPa qui correspond à une catégorie de roche de résistance moyenne R3b.

Tableau IV.7 : catégorie de la roche

Catégorie	Désignation	Exemples	Rc(MPa)
R1	Roches de résistance très élevée	Quartzites et basaltes de résistance élevée	>200
R2a	Roches de résistance élevée	Granites très résistants, Porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	120 à 200
R2b		Granites, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement délites, marbres dolomites, conglomérats compacts	60 à 120
R3a	Roches de résistance moyenne	Grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	40 à 60
R3b	Roches de résistance moyenne	Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne, marne compacte, conglomérats peu consistants	20 à 40
R4	Roches de faible résistance	Schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypse, grès très fracturés ou marneux, poudings	6 à 20
R5a	Roches de très faible résistance et sols cohérents	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux, gypses ou craies altérées	0.5 à 6
R5b		Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés	<0.5
R6a	Sols plastiques ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argileux, limons fins	
R6b		Tous silts et vases peu consolidés, sables fins sans cohésion	

Tableau IV.8 : comportement mécanique

Comportement mécanique	Pas de	Béton projeté	boulons			cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou	Procédés spéciaux		
			Ancrage	Ancr. barres	lourds	Légers	Plaque	béton	injection			Air	congélati	
R1	●		●	✗				×	×	×	✗	×	×	
R2a	●		●	✗				×	×	×	✗	×	×	
R2b		●	●	●	✗			×	×	×	✗	×	×	
R3a		●	●	●	✗	●		×	×	×	✗	×		
R3b		●		●	✗	●			×	×	×			
R4	×	●	×			●	●							
R5a	✗	●	✗			●	●	●						
R5b	✗		✗	×		●	●	●	●	●	●	●		
R6a	✗	✗	✗	✗	×	●		●	●		●	●		
R6b	✗	✗	✗	✗	✗			●	●		●	●	●	

Tableau IV.9 : Les discontinuités

Discontinuités (Excavation à l'explosif avec découpage) (R1 à R4)			Pas de soutènement	Béton projeté	boulons			cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	Procédés spéciaux			
Nombre de famille	orientation	Espacement			Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	barres	lourds	Légers coulissants	Plaque met assemblés	béton			injection	Air comprimé	congélation	
N1			●							×	×	✗	✗	✗	✗	✗	
N2	Or2 ou Or3	S1 a S3	●							×	×	✗	✗	×	✗	✗	
N2 N3 Ou N4	quelconque	S1			●					×	×	✗	✗	×	✗	✗	
		S2				●			×	×		×	✗	✗	✗	✗	
		S3		●			●				×		✗	✗	✗	✗	×
		S4	×	●		●		●	●				✗	✗	✗	✗	×
N5			✗	●	×			●	●			×		✗	✗	×	

Tableau IV.10 : Altérabilité – gonflement

Altérabilité - gonflement	Pas de soutènement	Béton projeté	boulons			cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	Procédés spéciaux		
			Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	barres	lourds	légers coulissants	Plaque met assemblés	béton			injection	Air comprimé	congélation
Terrains susceptibles de délitage	×	●					●	●	●					
Terrains susceptibles de dissolution	×	●	×	×	×	●	●	●	●					
Terrains gonflants	×	●	×				●		●					
Autres terrains														

Tableau IV.11: Hydrologie

Hydrologie			Pas de soutènement	Béton projeté	boulons			cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	Procédés spéciaux		
					Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	barres	lourds	légers coulissants	Plaque met assemblés	béton			injection	Air comprimé	congélation
Hors d'eau																
ROCHES R1 a R4	H1	K1			●	●	×	●	●					×		
		K2 ou K3					×									
		K4		×	●	×	●	●						●		
		K1			●	●	×	●							×	
H2 OU H3	K2			●	●	×	●									
	K3 ou K4		×		×	●							●			
	K1		×		×	●							●			
Sols R5 et R6	H1 OU H2 OU H3	K1	×	×	×			●	●					×		
		K2	×	×	×					●	●		●	●	●	
		K3	×	×	×	×				●	●		●	●	●	
		K4	×	×	×	×				●	●		●	●	●	

Tableau IV.12 : Couverture

Couverture		Pas de soutènement	Béton projeté		boulons		cintres		voussoir		Tubes perforés		Boucliers ou pousse tube		Procédés spéciaux		
			Ancre	Ancre réparti	barres	lourds	légers	Plaque met	béton	Boucliers ou pousse tube	injection	Air comprimé	congélation				
Roches R1 a R4	Couv erture <D	X			×	×	X	●	●				×	X			
	CN1	●					X						×				
	CN2	×					X						×				
	CN3	X	×	●	●	X	×						×				
Sols R5 et R6	Couv erture < 1.5 D	X	X	X	X	X	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	□□	X		X													
	□□□	X	X	X						●		●	●	●			

Tableau IV.13 : dimension de la galerie

Dimension de la galerie		Pas de soutènement	Béton projeté		boulons		cintres		voussoir		Tubes perforés		Procédés spéciaux				
			Ancre	Ancre réparti	barres	lourds	légers	Plaque met	béton	Boucliers ou pousse tube	injection	Air comprimé	congélation				
D < 2.50 m			×	×	×	×	●	●				●					
2.50 m < D < 10m																	
D ≥ 10m			●	●	●	×						×					

Tableau IV.14 : Synthèse des résultats de tous les tableaux précédents.

		Pas de soutènement		boulons			cintres		voussoirs		Tubes perforés Boucliers ou pousse tube		Procédés spéciaux		
				Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	barres	lourds	légers coulissants	Plaque met assemblés	béton			injection	Air comprimé	congélation
Comportement mécanique	R3b		●		●	X		●		×	×	×			
discontinuités	N 4	S 2			●	X		●	×	×	X	X	×	X	X
altérabilité	Autre terrains														
hydrologie	H 3	K 2		●	●	X	●							×	
Couverture	CN1		●			X						×			
Dimension de la galerie	D ≥10m			●	●	●	×					×			
synthèse			●		●	X	×	●	×	×	X	X	×	X	X

IV.4- Conclusion

Le tableau **IV.14** montre que les types de soutènements qui ont un grand nombre de concordance (nettement favorables) sont les suivants:

- Béton projeté
- Boulons à ancrage réparti
- Cintres légers coulissant

Chapitre V :

Evaluation des charges

V. 1- Introduction

Tous les ouvrages souterrains sont sollicités par des charges ou des poussées qui proviennent de la poussée des éléments constituant le terrain ; poussée géologique (appelé aussi poussée du souterrain), la poussée hydrostatique et aussi les poussées due au soulèvement des sols ou gonflement, qui dépendent de la profondeur de l'ouvrage, de ses dimensions et de la qualité du rocher. Une bonne connaissance des charges agissant sur l'ouvrage souterrain est indispensable afin d'éviter le surdimensionnement ou le sous dimensionnement.

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

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

Ces actions extérieures se définissent en contraintes verticales agissant sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs du tunnel.

Le terrain est supposé homogène, élastique et isotrope.

La déformation est bidirectionnelle.

V. 2- Les Pressions Souterraines

Un ouvrage souterrain est soumis à trois types de poussées :

- a- Poussées de détente ou de dislocation** : dues au détachement des masses de roches de la calotte engendrées par la décompression du massif rocheux,
- b- Poussées géologiques** : dues au poids des couches situées au-dessus de l'excavation.
- c- Poussées de gonflement** : dues à une augmentation du volume des roches.

Poussées de détente (ou de dislocation) : La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité, elle induit une diminution du champ de contrainte au voisinage de la cavité qui se traduit par une décompression (détente) du sol.

Poussées géologiques (poussées souterraines réelles) : Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers effets tectoniques. Elle apparait, suit aux travaux d'excavations dans l'entourage du profil ou l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales, atteint des

proportions qui dépassent la résistance de la roche non seulement en calotte mais aussi sur les pieds droits. Le processus de mouvement suscite par les travaux d'excavation débute au moment où à la suite du regroupement des poussées de long des pieds droits. La pression atteint le double de sa valeur initiale, si bien qu'elle finisse par dépasser la résistance à la roche. Les parois latérales commencent à flamber en diminuant leur résistance aux charges extérieures.

Pousses de gonflement :

Dans quelques roches argileuses ou délitées, que nous retrouverons sous certaines conditions, cette dernière forme de poussée souterraine.

Cette poussée peut être :

- Soit d'origine physique, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provoquant une augmentation de volume par rapport d'eau. Ce phénomène correspondant a une augmentation de la teneur en eau, se manifeste avant tout sur les faces non étayées et déchargées du souterrain, comme le front d'attaque et le radier, entraînant une modification des contraintes qui se manifeste sur les parois de la cavité.
- Soit d'origine chimique, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates.

V. 3- Calcul des charges :

V. 3.1- Charges verticales :

Il existe plusieurs méthodes de calcul des charges verticales, parmi ces méthodes on trouve :

- Théorie de TERZAGHI,
- Théorie de BIERBAUMER, (méthode utilisée dans notre étude)
- Théorie des poids des terres, (Méthode utilisée dans notre étude)
- Théorie de PROTODIAKONOV, (Méthode utilisée dans notre étude).

➤ **Théorie de BIERBAÜMER**

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse de roche délimitée par une parabole de hauteur h et que le massif aura tendance à glisser suivant un angle de $(\pi/4 + \phi/2)$.

La contrainte verticale est :

$$\sigma_v = \gamma \cdot h = \gamma \cdot \alpha \cdot H \quad (V-1)$$

Avec

H : la couverture de terrain ;

h : hauteur de la parabole de charge ;

α : coefficient de réduction ;

γ : poids spécifique du terrain.

Le tableau suivant donne les valeurs de coefficient de réduction α en fonction de la couverture :

Tableau V.1 : coefficient de réduction α en fonction de la couverture

H	H < 15 m	15m < H < 200m	H > 200 m
α	1	$\alpha = 1 - \frac{Htg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B}$	$\alpha = tg^4\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

B est définie par :

Pour une section fer à cheval rectangulaire

$$B = b + 2m \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (V-2)$$

Pour une section circulaire

$$B = 2R \operatorname{tg}\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4}\right) \quad (V-3)$$

B : le rayon de la section circulaire de la parabole de charge.

➤ Théorie des poids des terres

Cette méthode suppose que l'ouvrage doit supporter l'ensemble des charges et surcharges au-dessus du tunnel. Elle est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prend pas en compte l'effet de la voûte.

La contrainte verticale est calculée selon la formule suivante :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \quad (\text{V-4})$$

Avec

h : hauteur de la couche i ;

γ_i : poids spécifique de la couche i ;

q : surcharge.

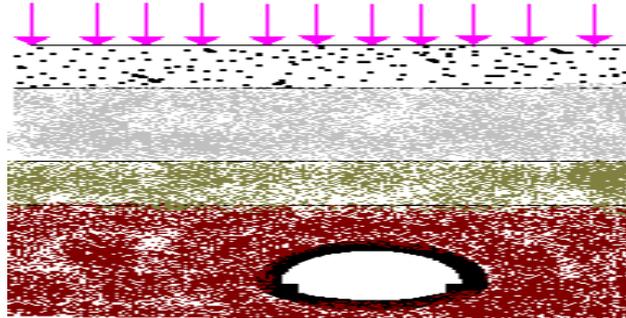


Figure V.1 : Représentation schématique de la Théorie des poids des terres.

➤ **Théorie de PROTODIAKONOV :**

Cette théorie est basée sur la définition statique d'une voûte naturelle située au-dessus des terrains excavés de forme parabolique et de hauteur h_p et dont l'équilibre est assuré par les efforts de compression agissant tout au long de la voûte. La contrainte verticale est égale à :

$$\sigma_v = \gamma * h_p \quad [kN/m^2]$$

$$h_p = \frac{B}{2f} = \frac{B}{2 * \tan \varphi} \quad [m]$$

$$B = b + 2 * y * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [m]$$

$$f = \begin{cases} \tan \varphi & \text{sol granuleux} \\ \tan \varphi + \frac{c}{\sigma_c} & \text{sol cohérent} \\ \frac{\sigma_k}{100} & \text{sol rocheux} \end{cases}$$

h_p : hauteur maximal de la voûte au déplacement [m]

B : Largeur de la masse de terrain concernées par le déplacement [m]

f : Coefficient de résistance pour différents terrains

σ_c : Résistance à la compression [kN/m²]

σ_k : Résistance de dureté de la roche [kN/m²]

La méthode de PROTODIAKONOV est satisfaisante pour les tunnels situés à une profondeur H_c telle que :

$$\frac{B}{2f} < H_c < \frac{B}{f}$$

f : est un coefficient de résistance, fonction des caractéristiques du matériau.

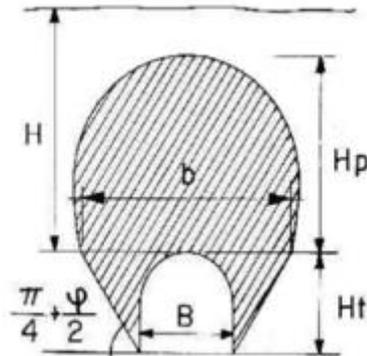


Tableau V.2 : Coefficient de résistance f

Catégorie	Degré de résistance	Résistance à la rupture σ_k (Kg f/cm ²)	Coefficient de résistance f	Angle de frottement inters °
I	Résistance Supérieure	2000	20	87
II	Roches très résistantes	1500	15	85.5
III	Roches de bonne tenue	900	8	82
IV	Roche assez résistantes	550	6	75
V	Roches de résistance moyenne	350	3	70
VI	Roches assez inconsistantes	200	1.5	65
VII	Roches inconsistantes	200 à 150	1	50
VIII	Terrains meubles	200 à 150	0.6	30

. Charges verticales :

$$\sigma_v = \gamma * h_p \quad [kN/m^2]$$

Tel que :

$$h_p = \frac{B}{2f} = \frac{B}{2 * \tan \varphi} \quad [m]$$

$$B = b + 2 * y * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad [m]$$

$$f = \tan \varphi \quad \text{sol granuleux}$$

$$\sigma_c : \text{Résistance à la compression} \quad [kN/m^2]$$

$$\sigma_k : \text{Résistance de dureté de la roche} \quad [kN/m^2]$$

Pression horizontale

La détermination de la pression latérale demande que l'on tienne compte non seulement de la pression agissante comme charge active, mais encore de l'effet de la butée des terres engendré par la déformation. L'examen attentif de cette question présente un intérêt certain du point de vue dimensionnement économique. Nous expliquerons dans ce qui suit quelques méthodes qui permettent d'évaluer ces pressions.

V. 3.2-Charge Horizontale

➤ Théorie de PROTODIAKONOV

Selon PROTODIAKONOV, la pression latérale agissant sur une paroi de hauteur y et de largeur b est :

$$\sigma_h = \gamma * y * \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) * \left[\frac{2b}{3 \tan \varphi} + y * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{y}{2}\right] \quad [kN/m^2]$$

➤ Théorie des poids des terres

Charge horizontale :

$$Ph = K_0. Pv \quad \text{Avec} \quad , K_0 = 1 - \sin \varphi.$$

K_0 = coefficient des terres au repos

Application du calcul des

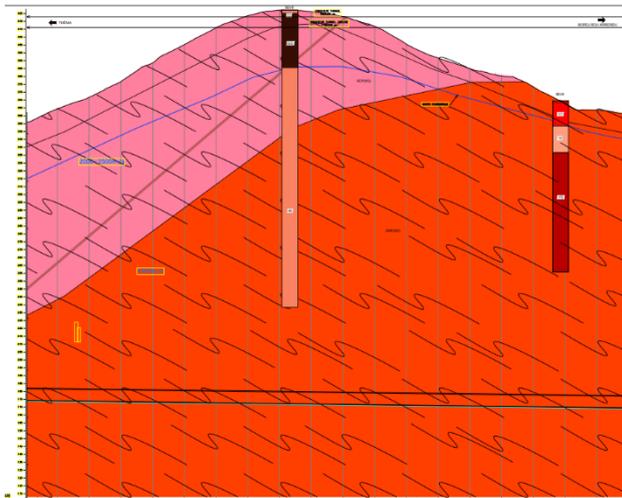


Figure V.2 : Profil géologique longitudinal d'une section du tunnel.

Tableau V.3 : Caractéristiques mécaniques du sol.

Paramètre du Sol	Schiste peu altéré	Gneiss peu altéré
Poids volumique apparent γ [KN/m ³]	26.0	25.5
Coefficient de poisson ν	0.3	0.3
Cohésion C [KN/m ²]	504	1008
Angle de frottement φ (°)	41	45

➤ **Théorie de BIERBAÜMER**

La contrainte verticale est :

$$\sigma_v = \gamma \cdot h = \gamma \cdot \alpha \cdot H$$

On a: $200 < H = 242 <$ alors $\alpha = tg^4 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = tg^4 \left(\frac{180}{4} - \frac{45}{2} \right)$
 $\alpha = 0.030$

$$\sigma_v = \gamma \cdot h = \gamma \cdot \alpha \cdot H = 25.5 \cdot 0.030 \cdot 242$$

$$\sigma_v = 185.13 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Théorie des poids des terres**

La pression verticale est : $\sigma_v = h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma_2 + q = 81 \cdot 26 + 141 \cdot 25.5 = 5701.5$

$$\sigma_v = 5701.5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Théorie de PROTODIAKONOV**

$$b = B + 2Ht \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10.40 + 2 \cdot 8.22 \tan \left(\frac{180}{4} - \frac{41}{2} \right) = 17.89 \text{ m}$$

La roche est de résistance moyenne donc la valeur de f est de 3.

$$P_v = b \cdot \gamma / 2f = 17.89 \cdot 25.5 / 2 \cdot 3 = 76.03 \text{ KN/m}^2$$

V. 3.3-Pressions horizontales (σ_h)

➤ **Théorie des poids des terres :**

Forces horizontal :

$$P_h = k_0 \cdot P_v$$

Avec : $k_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin (41) = 0.34$

k_0 : coefficient des terres au repos

$$P_h = 0.34 \cdot 5701.5 = 1938 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Théorie de PROTODIAKONOV**

. Charge Horizontale

$$P_h = k_0 * P_v$$

$$k_0 = 0.34$$

$$P_h = 0.34 * 76.03 = 25.85 \text{ KN/m}^2$$

V. 3.4-Comparaison des résultats

Les méthodes de PROTODIAKONOV et de BIERBAÜMER donnent des résultats bien insuffisants pour le chargement vertical, la méthode de poids des terres est mieux adaptée compte tenu de la profondeur du tunnel et des caractéristiques mécaniques élevées de la roche qui induisent un poids très important, la méthode de poids des terres prend en compte tout le poids se trouvant au-dessus du tunnel

Cette méthode surestime les charges appliquées néanmoins elle permet un calcul juste vis-à-vis de la sécurité

Tableau V.4 : Résultats des contraintes verticales σ_v .

La méthode	PROTODIAKONOV	BIERBAÜMER	poids des terres
La contrainte verticale σ_v (KN/m ²)	76.03	185.13	5701.5

Tableau V.5 : Résultats des contraintes horizontales σ_h .

La méthode	PROTODIAKONOV	poids des terres
La contrainte horizontale σ_h (KN/m ²)	25.85	1938

V.4-Conclusion

Le choix de la méthode dépend de plusieurs paramètres tels que les caractéristiques hydrogéologiques et géotechniques du site d'étude ainsi que la géométrie du tunnel projeté. En tenant compte de toutes ces considérations, on opte pour l'utilisation de la méthode qui convient dans notre cas.

Chapitre VI :

Méthode convergence-

confinement

VI. 1- Introduction

Méthode développée dans les années 1970, permet d'analyser l'interaction entre le massif et le soutènement, La méthode convergence confinement permet de se ramener à un calcul bidimensionnel en déformation plane dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel, bien qu'elle sacrifie la géométrie de l'ouvrage, l'anisotropie comportement mécanique éventuelle et l'anisotropie des contraintes géostatiques (elle suppose une symétrie de révolution de ces conditions autour de l'axe de la galerie), elle prend en compte des facteurs plus important tel que la déformabilité du terrain, la raideur du soutènement, la déformation déjà atteint lors de la mise en place du soutènement

Convergence : la convergence d'une section d'un tunnel suivant une direction est le déplacement relatif des deux points opposés du parement dans cette direction au fur et à mesure de l'avancement du front de taille, elle est assimilée à la somme des deux déplacements radiaux.

Confinement : est la pression radiale qui s'applique sur le contour de l'excavation, en présence d'un soutènement

VI. 2- Principes généraux de la méthode

Considérons une section plane d'un terrain dans lequel on souhaite creuser une galerie circulaire. Ce terrain est soumis à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope.

Le déplacement radial des parois de la galerie non encore excavée est évidemment nul.

Afin de modéliser une galerie nous devons la supposer remplie d'un liquide à une pression P_i correspondant à l'état initial isotrope P .

VI.2. 1- Comportement du massif

En diminuant la pression P_i , on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif. Cette pression P_i est diminuée depuis la valeur P jusqu'à la pression nulle. Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe de pression déplacement est linéaire. Dans un second temps, lorsque le critère de résistance du matériau du massif est atteint sur les parois de la cavité, une zone décomprimée apparaît autour du tunnel. Elle s'étend vers l'intérieur du

massif au fur et à mesure que la pression P_i décroît. La courbe est appelée courbe caractéristique du massif excavé

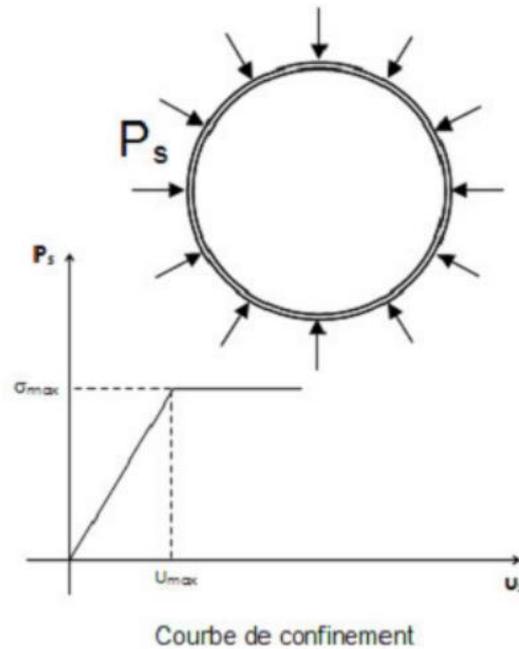


Figure VI.1 courbe de confinement

VI.2.2 - Comportement du soutènement

Avec le même système d'axes, nous pouvons aussi représenter le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure P_i qui lui est appliquée. Sa courbe caractéristique est une droite si nous supposons que son comportement est élastique linéaire. Son origine est décalée de la valeur U_{so} pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.

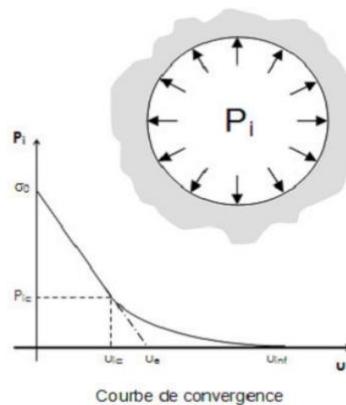


Figure VI.2 courbe de convergence

VI.2.3 - L'équilibre final

Qui permet de déterminer la pression de soutènement, est obtenue en superposant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique. Le point d'intersection i définit alors le point d'équilibre.

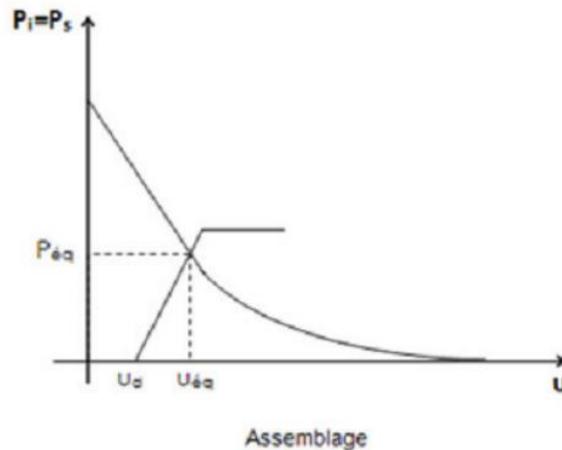


Figure VI.3 courbe d'assemblage

VI.3- Hypothèses de la méthode

Les conditions suivantes doivent alors être remplies [12]:

- Le tunnel est de section circulaire
- Le matériau est composé d'un matériau homogène et isotrope
- Le champ de contraintes initiales est hydrostatique. C'est-à-dire que les contraintes naturelles verticale et horizontale sont égales
- Le tunnel est suffisamment profond pour que l'on puisse négliger la variation de la contrainte initiale hydrostatique à sa proximité
- Le soutènement est supposé exercer une pression radiale uniforme sur les parois de l'excavation

VI.4- Variation du paramètre « λ »

« λ » dépend de plusieurs paramètres (roche, soutènement, longueur de tunnel non soutenu derrière le front de taille...) et sa détermination n'est pas forcément immédiate.

Plusieurs auteurs ont proposé des formules, nous en retiendrons une, la plus simple, lorsque le terrain reste en élasticité (CETU):

$$\lambda(x) = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \frac{m_0 R}{m_0 R + x} \right)^2$$

α et m_0 sont deux constantes (on prendra respectivement 0.25 et 0.75) et R le rayon d'excavation. En fait, on introduit « λ » pour considérer les contraintes fictifs « σ » dans le terrain, qui est une fraction de la contrainte initiale « σ_0 » $\sigma = (1 - \lambda) \sigma_0$. Avec $0 \leq \lambda \leq 1$

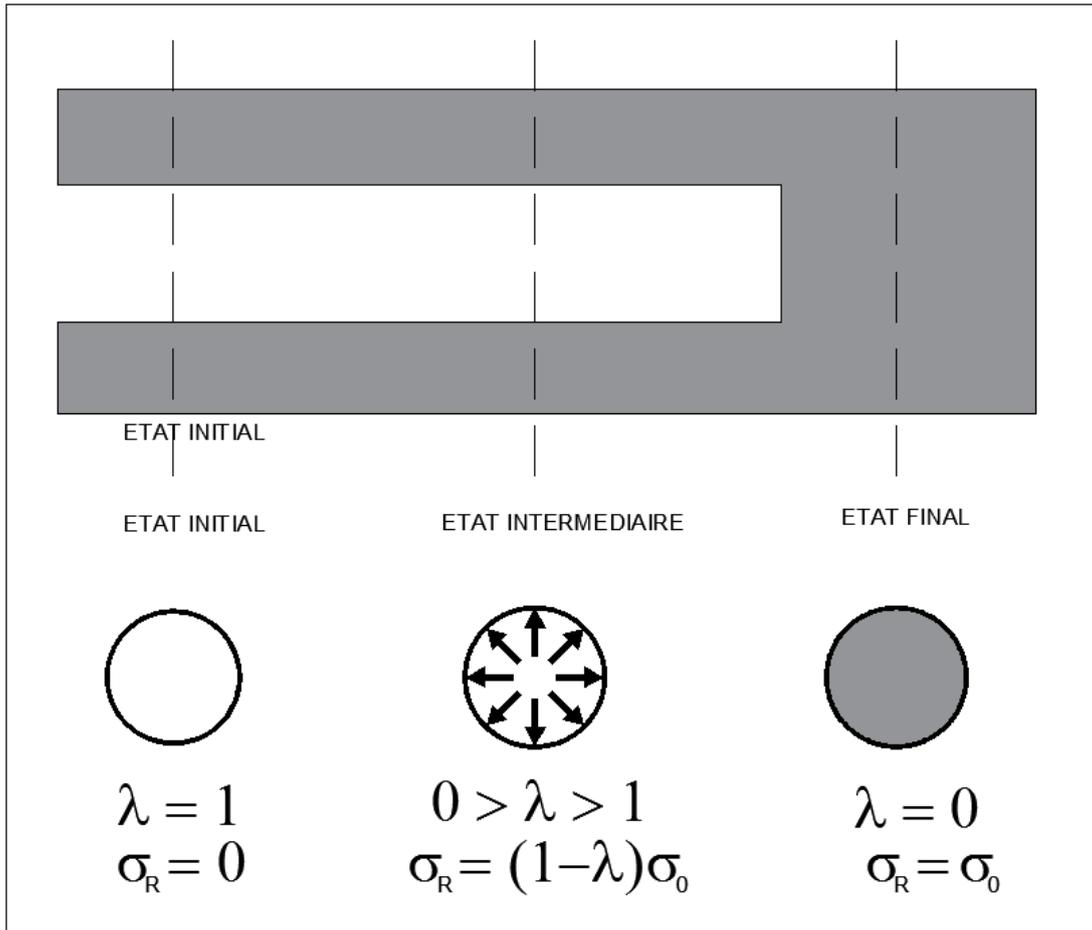


Figure VI.4 comportement du massif

Remarquons que $\lambda=1$ correspond au déconfinement total de la roche : l'influence du front de taille sur le comportement de la tranche de tunnel a disparu et le tunnel est assimilable à un tube très épais.

VI.5- Etapes de calcul

La méthode comporte quatre étapes :

- Première étape : Courbe caractéristique du terrain.
- Deuxième étape : Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement.

- Troisième étape : Courbe caractéristique de soutènement.
- Quatrième étape : Equilibre final.

VI.5.1- Courbe caractéristique du terrain (la courbe de convergence)

La courbe de convergence est la courbe donnant la valeur du déplacement en paroi en fonction de la pression fictive P_i

Les données nécessaires :

R	Rayon de l'excavation ;	
E	Caractéristiques de rupture du terrain ;	
ν	Coefficient de poisson ;	
C	Cohésion de terrain ;	
φ	Angle de frottement ;	
γ	Poids volumiques du rocher dans la zone décomprimée ;	
σ_0	Contrainte initiale de massif.	$\sigma_0 = \sum \gamma h + q$
Tel que :		
R_c : la résistance en compression simple des terrains,		
$R_c = \frac{2C * \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 2C \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$		
K_p : coefficient de butée		
$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$		

Etapes de calcul :

- Si $\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$: le comportement est élastique et le creusement n'entraîne pas de déformations plastiques.

Calcul du déplacement à la paroi pour une pression de soutènement nul.

$$u_0 = \frac{(1 + \nu) \cdot \sigma_0 \cdot R}{E}$$

La courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\left[\begin{array}{l} P = \sigma_0 \\ u = 0 \end{array} \right. \quad \left[\begin{array}{l} P = 0 \\ u_0 = \frac{(1+\nu) \cdot \sigma_0 \cdot R}{E} \end{array} \right.$$

Si $\sigma_0 \geq \frac{R_c}{2}$ le comportement est plastique

Calcul de la pression d'apparition de la zone en état limite de rupture P_a du taux de déconfinement λ_a et des déplacements à la paroi u_a correspondant

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin\varphi) - C \cos\varphi = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2}\right) \frac{2}{K_p + 1} = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2}\right)(1 - \sin\varphi)$$

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \sin\varphi + \frac{C}{\sigma_0} \cos\varphi = \frac{K_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0}}{K_p + 1}$$

$$u_a = \lambda_a * u_0$$

$P_a < P < \sigma_0$ Pour la courbe caractéristique est un segment de droite

Pour $P < P_a$ calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie.

Pour trace la courbe caractéristique du terrain ($P_\lambda = f(U_\lambda)$) on utilise les équations suivantes :

$$P(\lambda) = (1 - \lambda)\sigma_0$$

$$U(\lambda) = \frac{1 + \nu}{E} \lambda_a \sigma_0 \frac{1}{1 + \alpha} \left[2 \left(\frac{R_p(\lambda)}{R} \right)^{1 + \alpha} - 1 + \alpha \right] R$$

$$\frac{R_p(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{K_p + 1} * \frac{(K_p - 1)\sigma_0 + R_c}{(1 - \lambda)(K_p - 1)\sigma_0 + R_c} \right)^{\frac{1}{K_p - 1}}$$

Tel que :

α : Coefficient de dilatation.

Si $\alpha = 1$: La déformation plastique se produit à volume constant.

Si $\alpha > 1$: Il se produit par dilatance une augmentation de volume

R_p : Rayon plastique.

VI.5.2- Convergence de la paroi acquise au moment de la mise en place du soutènement

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement elle correspond au point u_0

VI.5.3- Courbe caractéristique du soutènement

Il faut déterminer la raideur du soutènement choisi et la pression maximale de soutènement (état limite admissible ou état limite de rupture) pour déterminer le déplacement R puis tracer la courbe.

Pour le béton projeté :

-Raideur du béton projeté :
$$K_b = \frac{E_b e}{(1-\nu^2)R}$$

-La pression maximale du béton projeté
$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} e}{R} :$$

-Le déplacement :
$$U_b = \frac{P_b^{max} * R}{K_b}$$

Tel que :

E : Module de Young du béton projeté= 12000Mpa

e : Épaisseur

R : Rayon du tunnel.

ν : Coefficient de poisson = 0.2

$$\sigma_b^{max} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour les cintres métalliques :

-La raideur des cintres
$$K_c = \frac{E_a A_s}{a * R} :$$

-La pression
$$P_c^{max} = \frac{f_u * A_s}{R * a}$$
 maximale :

-le déplacement :
$$U_c = \frac{P_c^{max} * R}{K_c}$$

Dans le cas de combinaison (cintres + béton projeté) le déplacement est :

$$U_{c+b} = \frac{(P_c^{max} + P_b^{max}) * R}{K_c + K_b}$$

Raideur de Boulon d'ancrage :

Module d'élasticité de $E = 2,1 * 10^5 MP_a$ l'acier :

La longueur des boulons d'ancrages : l=4m

L'espacement transversale enter les e_t boulons : = 2.5m

L'espacement longitudinal enter les e_l boulons : = 1.5m

Q : est un paramètre qui permet de prendre en compte les déformations qui produisent au niveau de l'ancrage et de la tête des boulons ; il est déterminé à partir d'essais de traction sur les boulons.

$$Q=0.14 \text{ m/MN}$$

Rigidité normale

$$\frac{l}{K_{boloun}} = \frac{e_t e_l}{R} \left[\frac{4L}{\pi d^2 E_a} + Q \right]$$

Pression maximale de soutènement

$$P_{bouloun}^{max} = \frac{T_b}{e_t e_l}$$

Tb : La charge admissible dans le boulon $: T_b = E \cdot \pi d^2 / 4$ égale à

$$u_{bouloun} = \frac{P_{bouloun}^{max} \times R}{K_{bouloun}}$$

Pression totale du soutènement :

$$P_s^{max} = P_c^{max} + P_b^{max} + P_{bouloun}^{max}$$

Raideur de l'ensemble de soutènement : $K_s = K_b + K_{boulons} + K_c$

VI.5.4- Equilibre final

L'intersection entre la courbe caractéristique du terrain et la courbe du soutènement nous donnera la pression et le déplacement à l'équilibre ce qui nous permettra de déduire le coefficient de sécurité et de savoir si le soutènement choisi est applicable. Si le coefficient de sécurité n'est pas acceptable il faudra prévoir un autre soutènement en changeant les dimensions des boulons et des cintres et l'épaisseur du béton projeté

Trace de la courbe caractéristique du terrain :

Les données relatives au terrain et au soutènement nécessaires pour l'application de la méthode convergence-confinement.

Tableau VI.1 : caractéristiques des parois du tunnel

<i>R</i>	<i>5.6m</i>
<i>E</i>	<i>403000 KPa</i>
<i>C</i>	<i>1008 KPa</i>
<i>ν</i>	<i>0.3</i>

φ	45.78°
σ_0	5610
γ	25.5KN/m3
R_c	25 R3b

Calcul de R_c :

$$R_c = \frac{2 \cdot 1008 \cdot \cos(45.78)}{1 - \sin(45.78)} = 4962.32 \text{ kpa}$$

$$\sigma_0 \geq \frac{R_c}{2} \text{ on a un comportement plastique}$$

Calcul de la pression d'apparition P_a :

$$P_a = 5.610 (1 - \sin 45.78) - 1.008 \cdot \cos(45.78)$$

$$P_a = 0.886 \text{ Mpa}$$

Calcul du taux de λ_a déconfinement

$$\lambda_a = \frac{5.61 - 0.886}{5.61} = 0.842$$

$$\lambda_a = 0.842$$

Calcul du déplacement de la u_a paroi

$$u_a = \lambda_a * u_0$$

$$u_0 = \frac{(1 + \nu) \cdot \sigma_0 \cdot R}{E} = \frac{(1 + 0.3) \cdot 5.61 \cdot 5.6}{403} = 0.101 \text{ m}$$

$$u_0 = 0.101 \text{ m}$$

$$u_a = 0.842 \cdot 0.101 = 0.085 \text{ m}$$

$$\text{On a } P(\lambda) = (1 - \lambda) * 5.610$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{1 + \sin(45.78)}{1 - \sin(45.78)} = 6.05$$

$$\frac{Rp(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{6.05 + 1} * \frac{(6.05 - 1) \cdot 5.61 + 4.962}{(1 - \lambda) \cdot (6.05 - 1) \cdot 5.61 + 4.962} \right)^{\frac{1}{6.05 - 1}}$$

$$\frac{Rp(\lambda)}{R} = \left(\frac{0.308}{(1 - \lambda) + 4.962} \right)^{0.198}$$

On a une déformation à volume constant $\alpha=1$ donc :

$$U(\lambda) = \frac{1 + 0.3}{403} * 0.842 * 5.610 \frac{1}{2} \left[2 \left(\left(\frac{0.308}{(1 - \lambda) + 4.962} \right)^{0.198} \right)^2 - 1 + 1 \right] 5.6$$

$$U(\lambda) = 0.085 \left(\frac{0.308}{(1 - \lambda) + 4.962} \right)^{0.396}$$

Les valeurs de la courbe caractéristique du terrain sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 valeurs du déplacement

λ	0	0.84	0.85	0.87	0.88	0.90	0.92	0.93	0.94	0.96	0.98	0.99	1.00
$P(\lambda)Mpa$	5.61	0.887	0.84	0.71	0.62	0.53	0.45	0.36	0.32	0.19	0.10	0.06	0
$U(\lambda) mm$	0	8.52	8.61	8.88	9.08	9.30	9.55	9.83	9.98	10.3	10.8	11.1	11.3

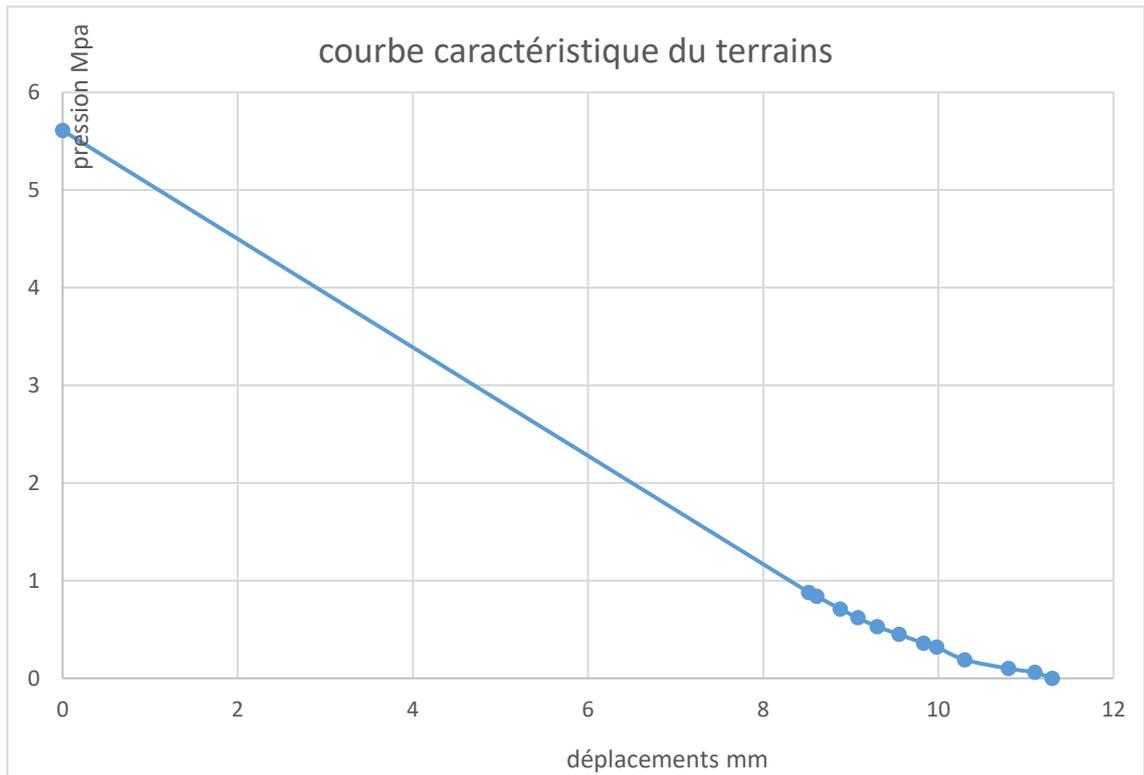


Figure VI.5: courbe caractéristique du terrain

VI.6- Courbe caractéristique du soutènement

Les caractéristiques du soutènement :

VI.6.1- Béton projeté

Résistance à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

Module d'Élasticité : $E = 31000 \text{ Mpa}$

Épaisseur : 15cm

Après calcul :

$$P_b \text{ max} = 669.64 \text{ kpa}$$

$$K_b = 8.30 * 10^5 \text{ kpa}$$

$$U_b = 4.19 * 10^{-3}m$$

VI.6.2- Cintres SN

Section du cintre : $A_s = 1350 \text{ mm}^2$

Module de Young de l'acier : $E_c = 210000 \text{ Mpa}$

Résistance de l'acier : $f_u = 500 \text{ Mpa}$

Espacement des cintres : $e = 1.5 \text{ m}$

Après calcul :

PC max= 80.35 kpa

$K_c = 3.375 * 10^4 \text{ kpa}$

$U_c = 1.333 * 10^{-2}m$

Les valeurs de la courbe caractéristique du soutènement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 pression en fonction du déplacement

P(Mpa)	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
U(mm)	0	0.61	1.22	1.82	2.44	3.05	3.66	4.27	4.88

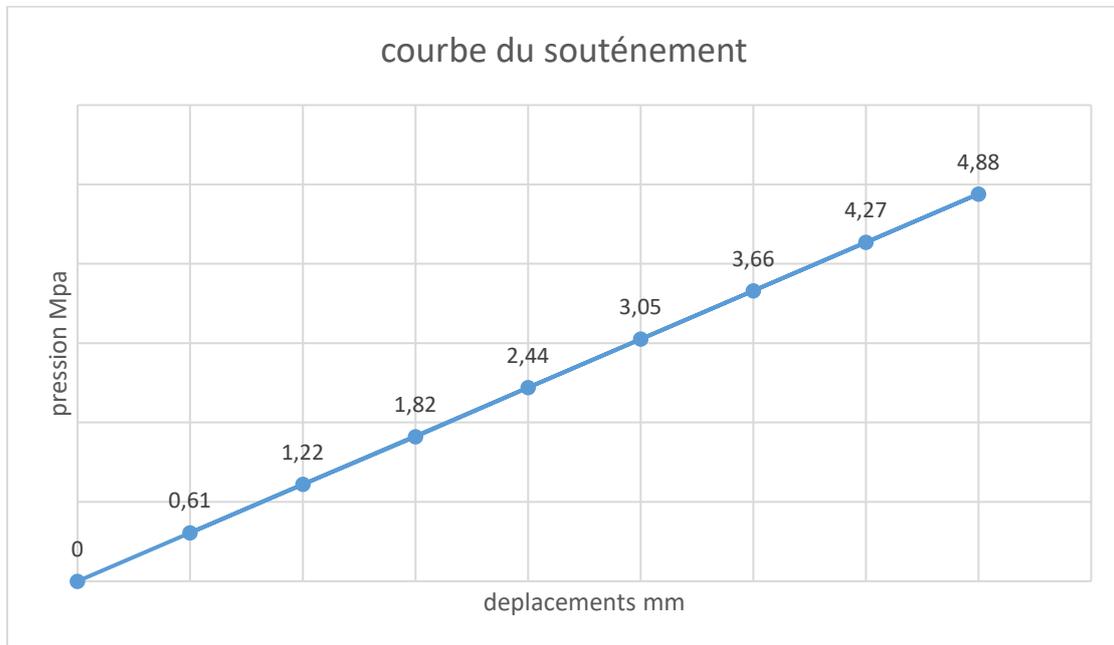


Figure VI.6 : Courbe du soutènement

VI.6.3- Raideur de Boulon d'ancrage

Module d'élasticité de l'acier : $E = 2,1 * 10$

La longueur des boulons d'ancrages : $l=8m$

L'espacement transversale enter les boulons : $e_t = 2.5m$

L'espacement longitudinal enter les boulons : $e_l = 1.5m$

Q : est un paramètre qui permet de prendre en compte les déformations qui se produisent au niveau de l'ancrage et de la tête des boulons ; il est déterminé à partir d'essais de traction sur les boulons.

Q : 0,14 m /MN

Rigidité normale :

$$\frac{l}{K_{boloun}} = \frac{e_t e_l}{R} \left[\frac{4L}{\pi d^2 E_a} + Q \right]$$

$$\frac{1}{K_{boulons}} = \frac{1.5 * 2.5}{5.6} * \left[\frac{4 * 4}{3.14 * 0.025^2 * 2.1 * 10^8} + 0.14 * 10^{-3} \right]$$

$K_{boulons} = 3800 \text{ KPa}$

Pression maximale de soutènement :

$$P_{boulon}^{max} = \frac{T_b}{e_t e_l}$$

Tb: La charge admissible dans le boulon égale à : $T_b = E * \pi d^2 / 4$

$$T_b = 403000 * 3.14 * 0.025^2 / 4$$

$$T_b = 197.72 \text{ kpa}$$

$$P_{max \text{ boulons}} = \frac{197.72}{1.5 * 2.5} = 52.72 \text{ kpa}$$

$$U_{boulons} = \frac{P_{max \text{ boulons}} * R}{K_{boulons}} = \frac{52.72 * 5.6}{3800} = 0.077m$$

Equilibre final :

Combinaison (cintre + béton projeté+ boulon d'ancrage) :

$$U_{c+b} = \frac{(669.74+80.35+52.72)*5.6}{(3.8+33.75+830)*10^3} = 0.00518 \text{ m}$$

$$U_{c+b+k} = 0.00518 \text{ m}$$

$$P_{c+b} = P_{bmax} + P_{cmax} + P_{max \text{ boulons}} = 669.74 + 80.35 + 52.72 = 802.81 \text{ Kpa}$$

$$P_{c+b+k} = 802.81 \text{ Kpa}$$

VI.6.4- Raideur de l'ensemble de soutènement

$$K_s = K_b + K_c + K_{\text{boulons}} = 3800+33750+830000 = 867550 \text{ KPa}$$

Le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement :

$$U_{so} = 0.0064 \text{ m}$$

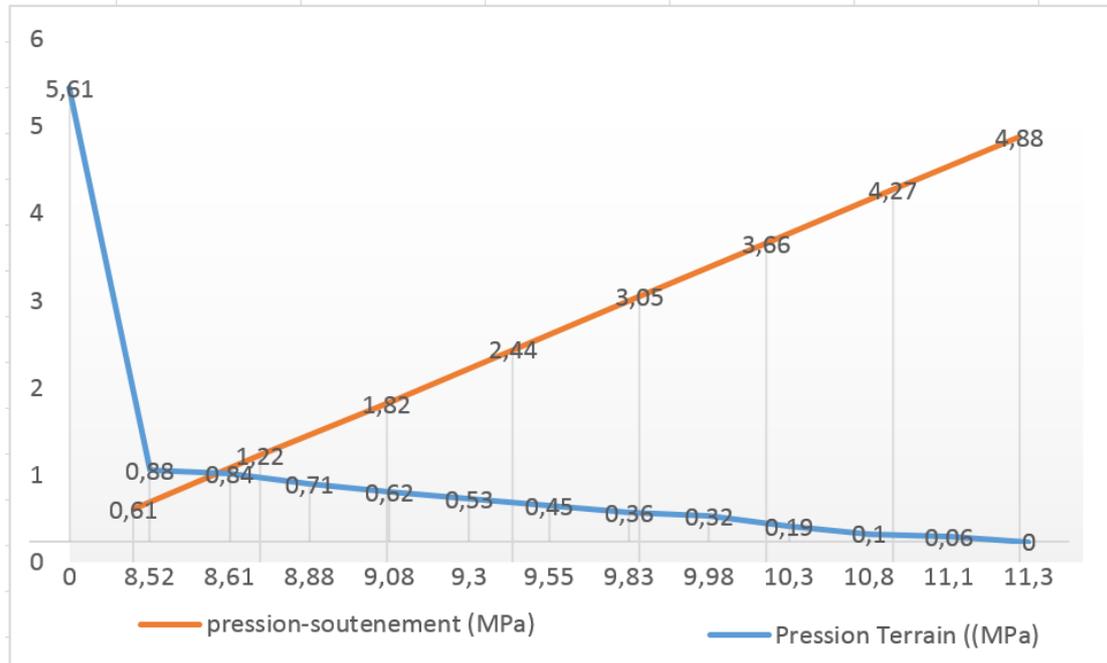


Figure VI.7 courbe de l'intersection

A travers l'étude graphique, on détermine le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) :

$$U \text{ équilibre} = 8.58 \text{ mm}$$

$$P \text{ équilibre} = 0.84 \text{ MPa.}$$

Calcul de coefficient de sécurité (Fs) :

A partir de graphe on a la pression maximale que le soutènement doit supporter :

$$P_c + b + k = 802.81 \text{ KPa}$$

La pression sur le soutènement au point d'équilibre (intersection avec le terrain) :

$$P \text{ équilibre} = 640 \text{ KPa}$$

$$FS = \frac{P_c + b + k}{P_{\text{équilibre}}}$$

$$FS = \frac{802.81}{640} = 1.25 > 1, \text{ soutènement stable}$$

VI.7- Conclusion

L'application de la méthode convergence-confinement à la section du tunnel, détermine la pression et le déplacement du soutènement à l'équilibre, qui vérifie sa stabilité.

On a abouti en conséquence à des déformations acceptables. Cet ensemble d'informations va nous permettre de contrôler les mesures de convergence effectuées sur le site et les comparer aux résultats obtenus.

Chapitre VII :

Modélisation numérique

VII. 1- Introduction

Dans cette partie de notre travail, nous allons vérifier l'efficacité du soutènement provisoire au PK 6+520 par la modélisation de la section du tunnel, en adoptant le logiciel Plaxis; la méthode selon laquelle le logiciel fonctionne est la MEF.

Pour qu'on puisse faire tous les calculs, on doit lui saisir toutes les données du projet présentées ci-dessous.

VII.2-Présentation de la procédure de simulation

VII.2.1-Caractéristiques géométriques du massif

Le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb a été choisi pour la simulation de notre projet. Il sera modélisé par un modèle géométrique qui mesure 110 m de largeur sur 300 m de hauteur. On prend en considération l'effet de bord qu'il faut éviter en optant pour une longueur $L \geq 5D$.

La géologie du site est composée de deux couches du haut au bas :

- Une couche de schiste peu altéré : 81m de profondeur ;
- Une couche de gneiss peu altéré : 161 m d'épaisseur ;

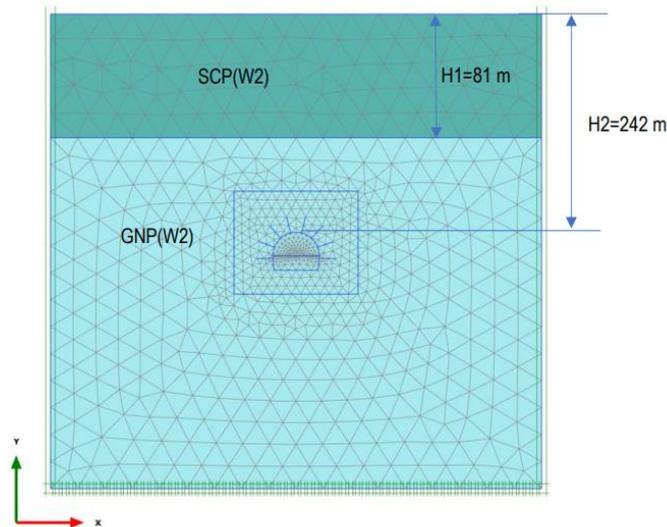


Figure VII.1 : Schéma du modèle numérique du tunnel T03 au PK 6+520 (soutènement SP-5).

VII.2.2-Caractéristiques géotechniques du massif et du soutènement

Les caractéristiques retenues pour le soutènement de ce tronçon du tunnel sont décrites dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1.caractéristiques du soutènement

Section type du soutènement	Béton projeté	Cintre métallique 90/20/25	Boulons SN Φ 25mm
SP-5	RN25	Acier FeE500 fyk = 500MPa	TR \geq 250kN

Tableau VII.2 caractéristiques du soutènement.

Section type du soutènement	Boulons SN		Béton projeté + Cintre	
	EA (kN/m)	TR (kN)	EA (kN/m)	EI (kN·m ² /m)
SP-5	103089	250	3.92x10 ⁶	7528

Tableau VII.3 Détails du soutènement

Section type de soutènement	Soutènement excavation calotte, stross et contre-voûte.
SP-5	<p>Calotte</p> <p>1 cintre métallique 95/20/25 chaque 1.5m, béton projeté (épaisseur 15 cm), 6 boulons SN de 4 m, Φ25mm, maille de 2.5 m (T) x1.5 m (L)</p>
	<p>Stross</p> <p>1 cintre métallique 95/20/25 chaque 1.5m, béton projeté (épaisseur 15 cm), 2 boulons SN de 4 m, Φ25mm, maille de 2.5 m (T) x1.5 m (L)</p>

Les valeurs de rigidité axial (EA) et à flexion (EI) du soutènement constitué par le béton projeté et les cintres, ont été calculées moyennant la somme des rigidités axial et à flexion de chaque un des éléments de soutènement (EA=EA (béton projeté) + EA (cintres) et EI=EI (béton projeté) + EI (cintres)).

Tableau VII.4 caractéristiques mécaniques du terrain

Section type du soutènement du tunnel T-03	Unité	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kPa)	E' (MPa)	ν
SP-5	Schiste peu altéré (SCP (W2))	26.0	41	504	3774	0.3
	Gneiss peu altéré (GNP (W2))	25.5	45	1008	4031	0.3

Tableau VII.5 longueur d'abattage des phases

Section type du soutènement du tunnel T-03	Longueur d'abattage par phase
SP-5	Phase 1: Calotte = 1,5m Phase 2: Stross = 3,0m

Tableau VII.6 soutènement pour chaque phase

Section type de soutènement	Soutènement excavation calotte, stross et contre-voûte.
SP-5	Calotte 1 cintre métallique 95/20/25 chaque 1.5m, béton projeté (épaisseur 15 cm), 6 boulons SN de 4 m, Φ 25mm, maille de 2.5 m (T) x1.5 m (L)
	Stross 1 cintre métallique 95/20/25 chaque 1.5m, béton projeté (épaisseur 15 cm), 2 boulons SN de 4 m, Φ 25mm, maille de 2.5 m (T) x1.5 m (L)

VII.3-Conditions aux limites

Pour tenir compte de l'évolution des déplacements en fonction de la profondeur et minimiser l'influence des conditions aux limites, le fond du modèle numérique est bloqué dans les deux directions (X, Y), en utilisant la fonction « Standard Fixités ».

VII.4-Génération du maillage

- Le maillage se fait par des éléments à 15 nœuds.
- Le maillage est moyen.
-

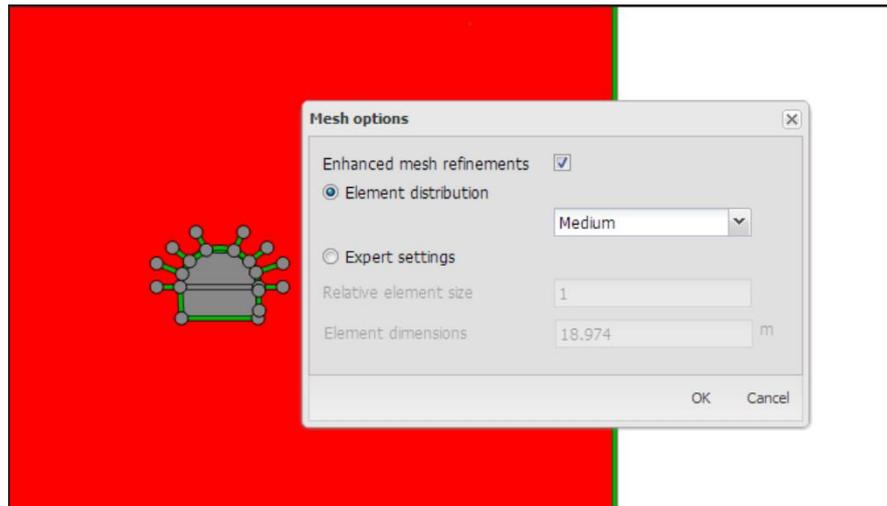


Figure VII.2 type de maillage

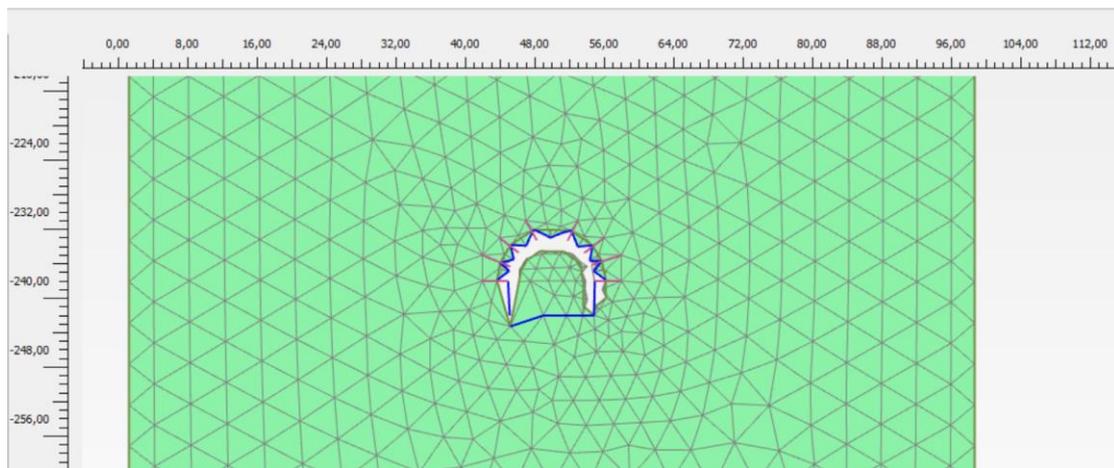


Figure VII.3 modèle du maillage

VII.5-Conditions initiales :

On doit spécifier les conditions initiales constituées de deux modes différents :

- a) L'un pour générer les pressions interstitielles initiales (conditions hydrauliques) ;
- Le niveau de la nappe phréatique = 10 m ;
 - Le poids volumique de l'eau : $W_{water} = 10 \text{ KN/m}^3$; ce paramètre permet de distinguer les contraintes effectives et pressions interstitielles.

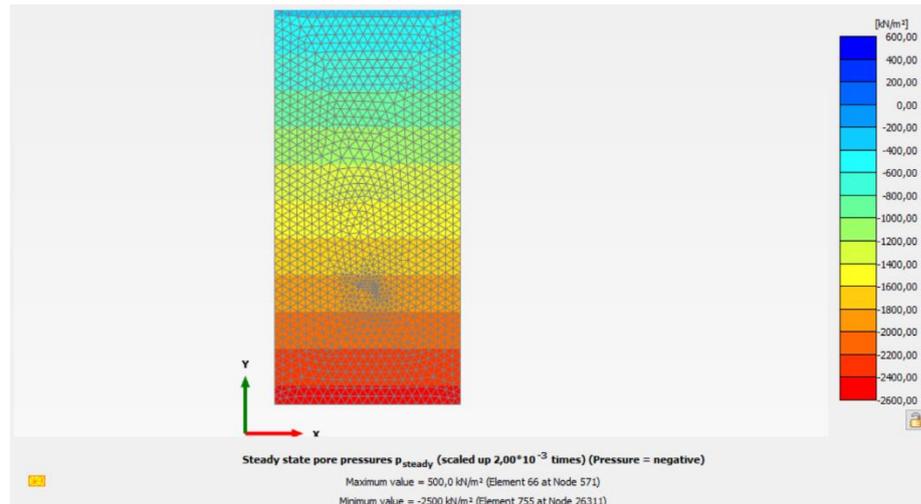


Figure VII.4 : Conditions hydrauliques.

- b) L'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales ;

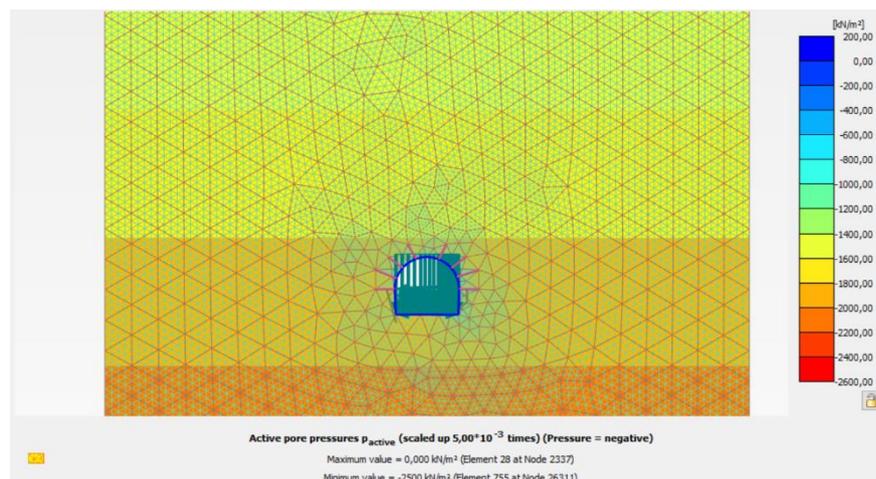


Figure VII.5 : Champs des contraintes effectives

VII.6- Exécution de l'excavation du tunnel

Après avoir introduit tous les paramètres de l'ensemble massif + structure, on lance l'application des calculs « *Calculations* » ; les calculs se font de manière incrémentale, trois (3) phases, chacune représentant un pas d'avancement :

- Phase 1 : Etat initial ;
- Phase 2 : Excavation de la section supérieure et activation de soutènement ;
- Phase 3 : Excavation de la section inférieure et activation du soutènement.

VII.7-Calcul des déformations (déplacements) dus au creusement du tunnel

Le calcul des déformations se fait d'une manière itérative, pour chaque pas d'avancement, et suivant les deux axes (Ox, Oy), pour qu'on obtienne enfin la valeur du déplacement total du massif, et celles des contraintes effectives et réelles.

Nous nous intéressons à interpréter les résultats obtenus pour les phases, de 1 à 3, afin de décrire les mouvements horizontaux (suivant Ox) et verticaux (suivant Oy) dans les parties suivantes du tunnel :

- Au niveau du Stross ;
- Au niveau de la calotte.

VII.8-Calcul et comparaison des déplacements entre les phases

Le tableau suivant récapitule les valeurs des déformations, suivant les deux axes lors les phases citées.

Tableau VII.7 Résultats des déplacements et contraintes dus au creusement du tunnel.

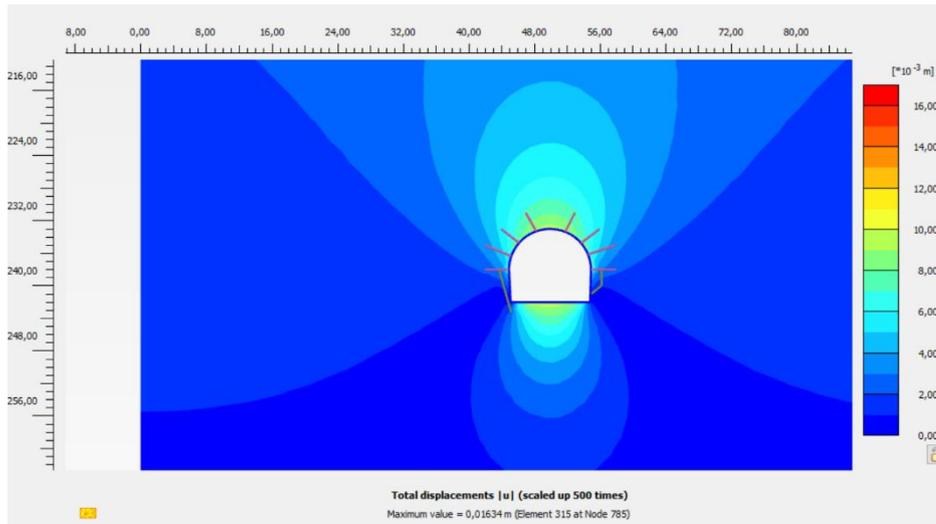
Phases	Déplacements totaux U_{tot} (m)	Déplacements horizontaux U_x (m)	Déplacements verticaux U_y (m)	Contrainte totale maximale σ_{tot} (kN/m ²)
1	0.0000	0.0000	0.0000	-5331
2	0.0115	0.0070	0.0034	$-34 \cdot 10^3$
3	0.0163	0.0127	0.0102	$-27 \cdot 10^3$

Les déplacements initiaux sont égaux à zéro ce qui est logique car on n'a pas encore creusé le terrain, le terrain est donc au repos.

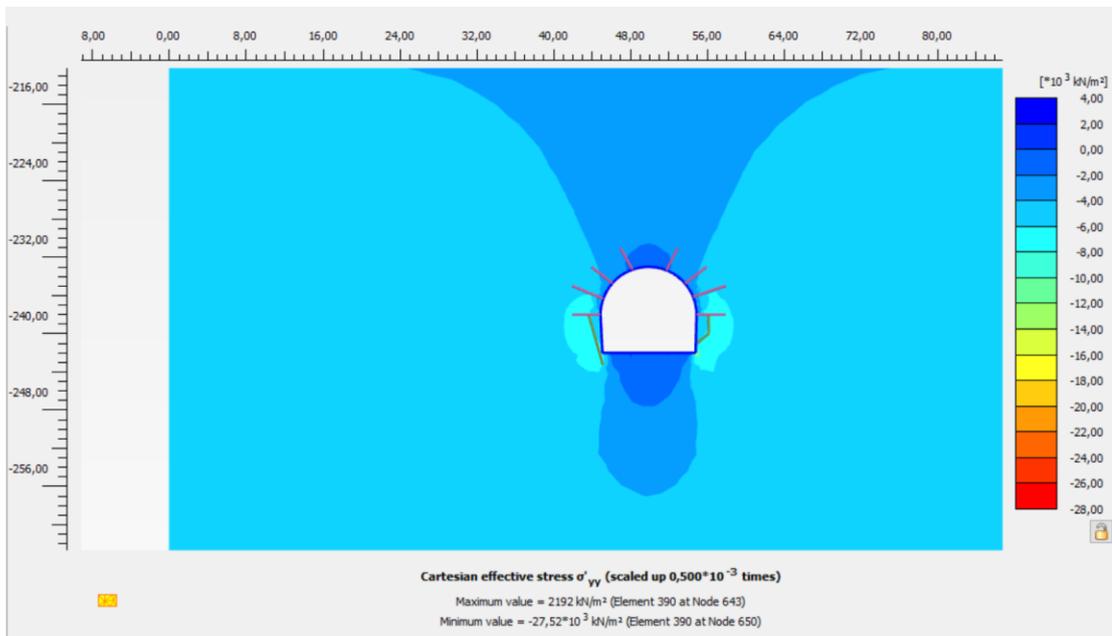
Pour la contrainte, sa valeur est minime du fait de la présence du terrain qui est en lui-même un soutènement.

Selon le « Tableau VII », les déplacements augmentent au fur et à mesure de l'avancement des travaux d'excavation. Cela est dû, comme le montre le même tableau, à l'augmentation des contraintes : les deux augmentent en parallèle, pour atteindre, dans la phase 3 pour les déplacements et dans la phase 2 pour les contraintes, leurs valeurs maximales.

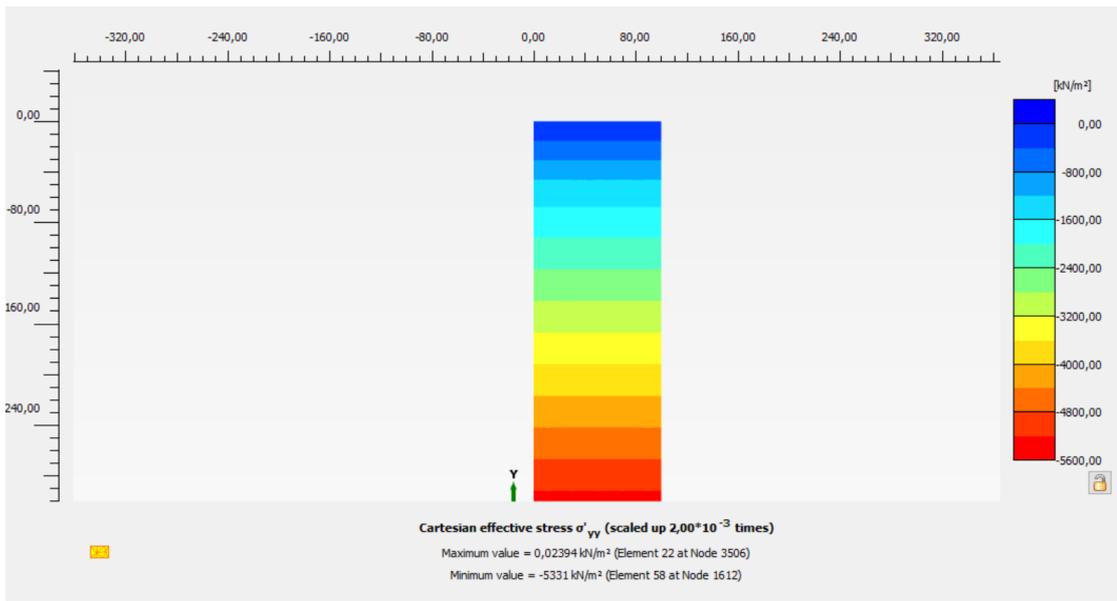
- Déplacements totaux maximaux : $U_{tot}(\max) = 0.0163$ m
- Contrainte totale maximale : $\sigma_{tot} = -34 \cdot 10^3$ KN/m²



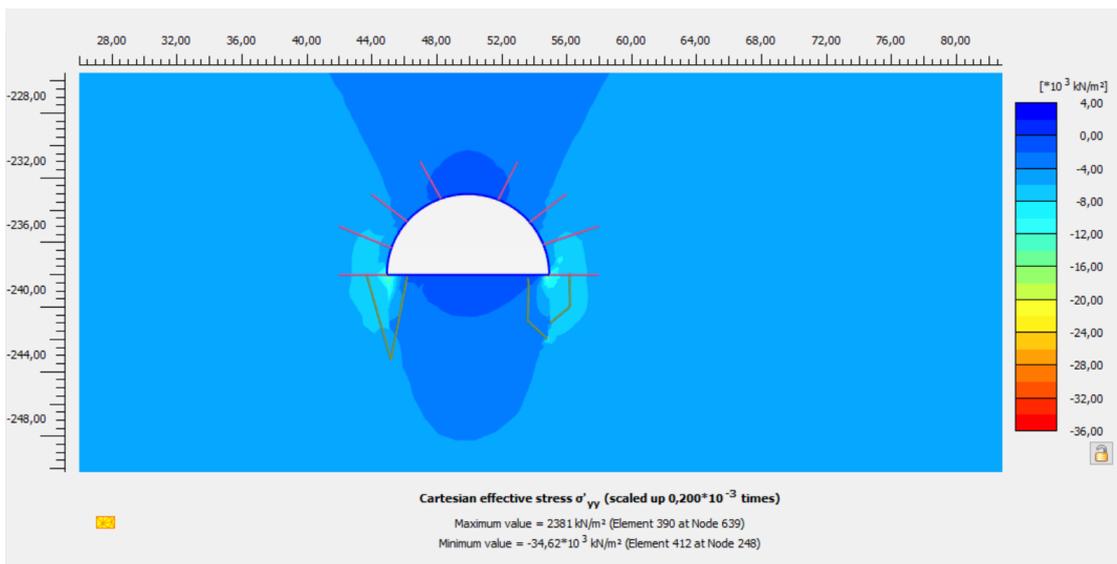
FigureVII.6 Déplacement total de la dernière phase



FigureVII.7 contrainte total de la dernière phase



FigureVII.8 contrainte de la phase initiale



FigureVII.9 contrainte de la phase 2

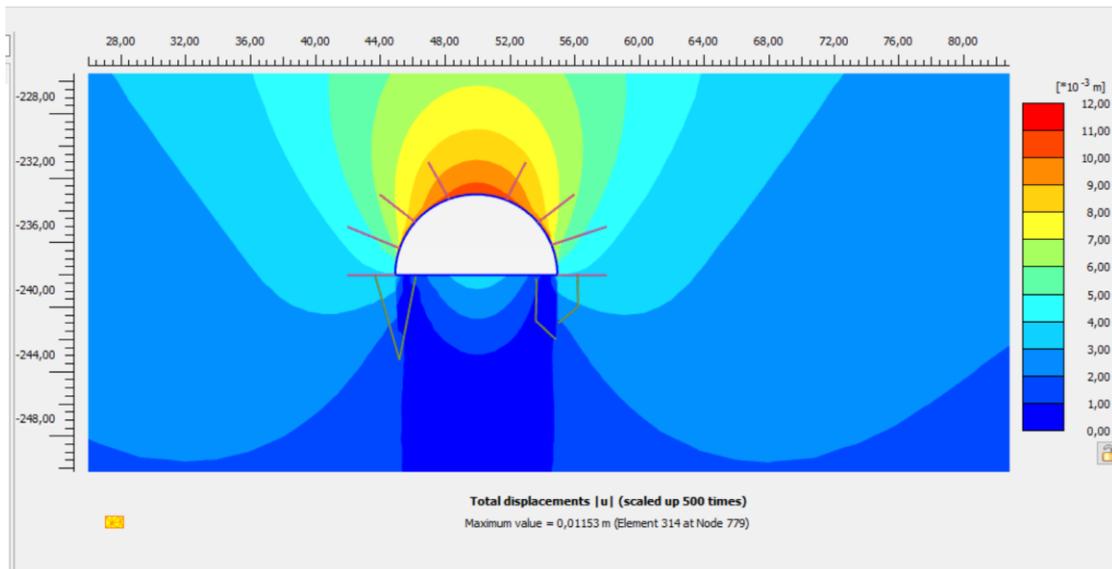


Figure VII.10 déplacement total de la phase 2

VII.9-Conclusion

On a pu établir dans cette dernière partie de notre travail, par le biais du programme PLAXIS, le modèle correspondant au tunnel faisant objet de notre étude. On constate la complexité de la géométrie et le massif relativement dure (contient de la roche de moyenne qualité) .

Les paramètres pris en considération sont :

- Les paramètres géo-mécaniques du massif, y compris le type et le mode de comportement ;
- La géométrie et les dimensions de notre tunnel ;
- Les paramètres et caractéristiques (géométriques et géotechniques) du soutènement adopté.

On a choisi les phases et les étapes de l'avancement des travaux du creusement d'une manière à optimiser l'intervention du soutènement en termes de stabilisation de l'excavation, ainsi que l'avancement journalier des travaux de creusement.

Les résultats obtenus des calculs nous ont permis de quantifier et de visualiser les contraintes agissantes sur notre structure :

- L'avancement des travaux de creusement entraîne une augmentation de la charge au-dessus de l'ouvrage. Ceci entraîne des déplacements horizontaux et

verticaux qui augmentent parallèlement aux contraintes. Or, ces déplacements restent limités, ce qui confirme l'efficacité et le bon choix du type de soutènement adopté et la méthode d'excavation NATM au PK 6+520. Donc les déformations enregistrées ne présentent pas de risques sur l'ensemble ouvrage-massif. Les phases introduites peuvent alors être projetées sur le reste de l'ouvrage.

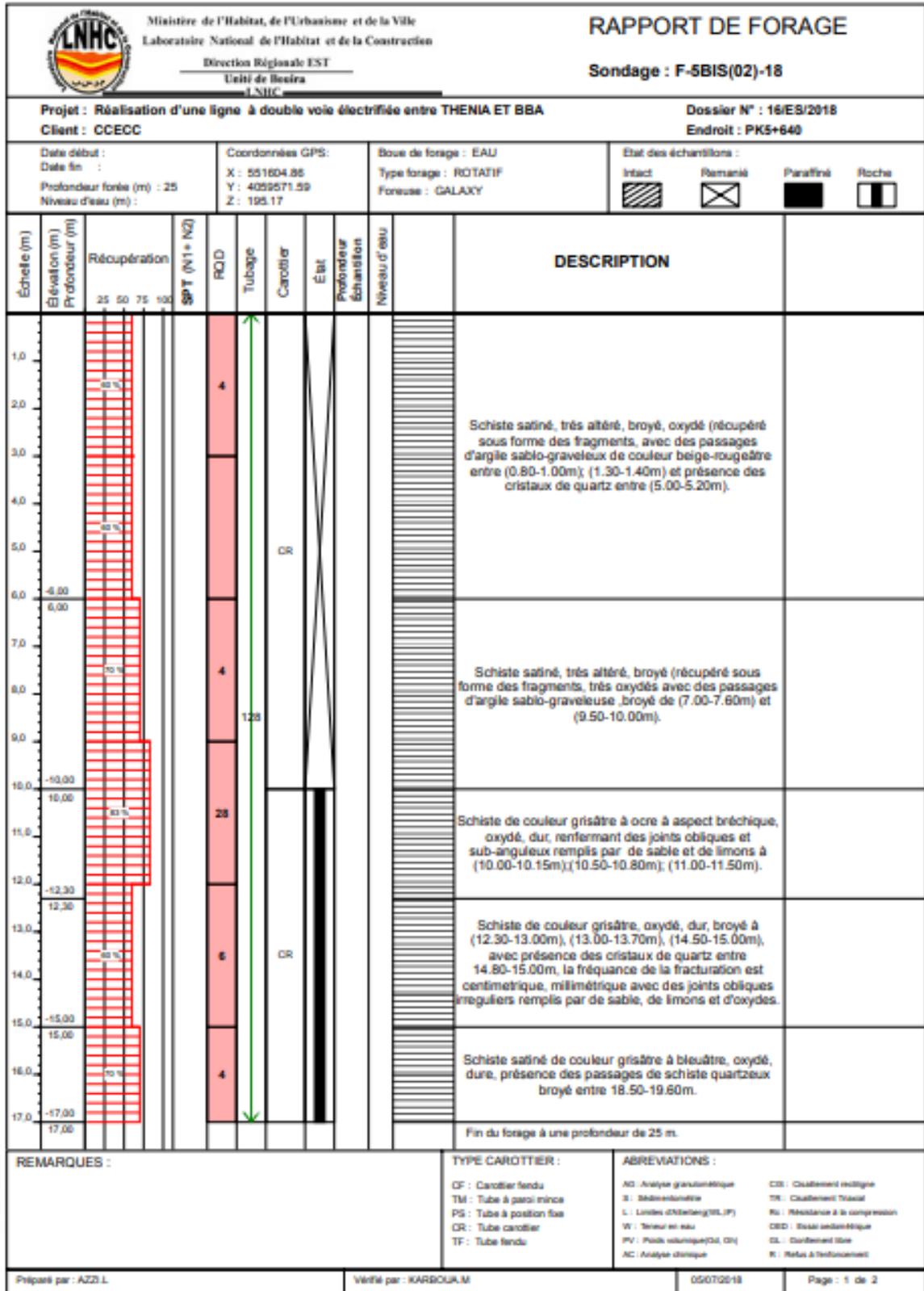
Conclusion générale

- Ce mémoire de fin d'étude a fait l'objet d'une étude d'un tunnel ferroviaire pour le Projet de la double ligne électrifié du projet Thénia-BBA
- Le calcul d'un ouvrage souterrain est complexe et fait appel à plusieurs disciplines telles que la mécanique des sols, la mécanique des roches, la résistance des matériaux, béton, etc. A travers ce modeste travail on a découvert tout un monde de travaux souterrains. Ce qui nous a permis d'approfondir, de compléter et de mettre en pratique les connaissances acquises tout au long de notre cursus de formation au niveau de l'université de Saad Dahleb de Blida
- L'aboutissement de cette étude peut se résumer dans ce qui suit : Une recherche bibliographique afin de bien cerner les méthodes de calculs des ouvrages souterrains, leurs modes et techniques de creusement ainsi que le soutènement provisoire.
- Ce travail est une occasion de traiter les données des caractéristiques physiques et mécaniques du terrain afin de déduire le bon soutènement.
- Pour ensuite essayer de vérifier les résultats précédents par la méthode de convergence-confinement et enfin de valider le modèle de calcul bidimensionnel pour ce type d'ouvrage
- Souvent complexe.
- Ce travail a été axé sur l'efficacité de la modélisation numérique du creusement d'un tunnel en zone montagneuse réalisé à grande profondeur. Cette étude, réalisé à l'aide du logiciel Plaxis 6.2 (2D), nous a permis d'établir un modèle de calcul qui, à défaut d'être la solution idéal, présent une efficacité acceptable. Les résultats obtenus grâce au model bidimensionnel relèvent en générale un bon accord avec les résultats expérimentaux.

Référence bibliographique :

- [1]- Anne BOUVARD-LECOANET, François ESTEULLE Guy COLOMBET. « OUVRAGES SOUTERRAINS, Conception-Réalisation -Entretien ». 1ère et 2ème Edition, Presses de l'Ecole des Ponts et Chaussées.
- [2]- Fethi, Kitchah. Étude numérique de la stabilité d'une section du Tunnel T4 De l'autoroute EST-Ouest. 2012. Alger.
- [3]-Kharfallah Abdessamed, Kherrat Abdallah, Classification géomécanique des massifs rocheux et application au cas du tunnel d'Ait Yahia Moussa, Mémoire d'ingénieur de l'Université Abderrahmane Mira de Bejaia.2020
- [4]- Rapport Géologique -Géotechnique du Projet Thénia BBA. 2018.
- [5]- Avant-Projet-Détaillée LOT TUNNEL RAPPORT ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTHECHNIQUE.2013.
- [6]- ARAB Annes et GHEMIRAD Redouane [Juin 2016] « Modélisation numérique de l'effet du creusement 'un tunnel sur le comportement du terrain et les structures sus-jacentes -cas métro d'Alger » Mémoire d'ingénieur de l'école national supérieure des Mines et Métallurgie-Annaba.
- [7] - Benouali Belkacem [juin 2016] « Etude de la Stabilité d'une Excavation Souterraines Cas du Tunnel de Sidi Aich (Bejaia) » Mémoire d'ingénieur de l'école national supérieure des Mines et Métallurgie-Annaba.
- [8] - KHETTAR Meziane mémoire de fin d'étude, " étude et conception d'un tunnel" ENSTP Alger 2015.
- [9] -HAMICH Mouhamed, mémoire de fin d'étude, conception d'un tunnel, université de Tizi Ouzou 2013.
- [10] - Technique D'ingénieur. Travaux souterraine (C5 565).
- [11] - Krim Lyes, mémoire de fin d'étude, " étude et conception d'un tunnel" ENSTP Alger 2015.
- [12] -Mimoun Abdelghani, cours de module tunnel, ENSMM, Annaba.
- [13] -Mimoun Abdelghani, cours de calcul des charges, ENSMM, Annaba.
- [14] -ENPC-COTUN. Classification géo mécanique, paris tech, 2014 [14] -SIATTA, François, Manuel théorique. Dossier pilote des tunnels génie civil. Section 4.1998
- [15]- Chouaib Boumalah mémoire de fin d'étude, ENSMM, Annaba.2018

Annexes



© Softtools 2013

 Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction Direction Régionale EST Unité de Bouira LNHC		RAPPORT DE FORAGE Sondage : F-5BIS(02)-18								
Projet : Réalisation d'une ligne à double voie électrifiée entre THENIA ET BBA Client : CCECC		Dossier N° : 16/ES/2018 Endroit : PK5+640								
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 25 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : 551804.86 Y : 4052571 Z :								
		Boue de forage : EAU Type forage : ROTATIF Foreuse : GALAXY								
		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remané <input checked="" type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>								
Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPIT (N1+ N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
18.0				4						Schiste satiné de couleur grisâtre à bleuâtre, oxydé, dur, présence des passages de schiste quartzeux broyé entre 18.50-19.60m.
19.0				11						
20.0	-20.00 20.00				128	CR				Schiste satiné de couleur grisâtre, dur, oxydé, fracturé, broyé de (21.80-22.00m) et (24.50-25.00m).
21.0										
22.0										
23.0										
24.0										
25.0	-25.00 25.00									Fin du forage à une profondeur de 25 m.
26.0										
27.0										
28.0										
29.0										
30.0										
31.0										
32.0										
33.0										
34.0										
REMARQUES :				TYPE CAROTTIER :		ABRÉVIATIONS :				
				CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TF : Tube fendu		AG : Analyse granulométrique S : Sédimentologie L : Lames d'Atterberg (ML, PL) W : Teneur en eau P _v : Poids volumique (d _s , d _w) AC : Analyse chimique CC : Claustrellet intellige TR : Claustrellet Tissot R _c : Résistance à la compression C _{ED} : Essai oedométrique CL : Claustrellet Tissot R : Relais à testement				
Préparé par : AZZ.L		Vérifié par : KARBOU.M		05/07/2018		Page : 2 de 2				

© Soft'roads 2013

Sondage N° : F - 5BIS(2) -18



Photo Caisse N°01 (0.00 à 5.00m)



Photo Caisse N°02 (5.00 à 10.00m)



Photo Caisse N°03 (10.00 à 15.00m)

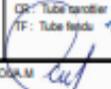


Photo Caisse N°04 (15.00 à 20.00m)





Photo Caisse N°05 (20.00 à 25.00m)

 Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction Direction Régionale EST Unité de Bouira L.N.H.C.		RAPPORT DE FORAGE Sondage : F-1T3-18	
Projet : Réalisation d'une ligne à double voie électrifiée entre THENIA ET BBA Client : CCECC		Dossier N° : 16/ES/2018 Endroit : PK5+930,00	
Date début : 06-08-2018 Date fin : 14-08-2018 Profondeur forée (m) : 40 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : 551622,9 Y : 409281,7 Z : 215,57	
		Boue de forage : EAU CLAIR Type forage : ROTATIF Foreuse : GALAXY	
		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input checked="" type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>	
Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)
3,0	4,50		
6,0	4,50		
9,0	13,40		
12,0	13,40		
15,0	22,50		
18,0	22,50		
21,0	31,00		
24,0	31,00		
27,0	37,00		
30,0	37,00		
33,0	37,00		
36,0	40,00		
39,0	40,00		
42,0			
45,0			
48,0			
51,0			
ROD	Tubage	Carottier	E bit
Profondeur	Echantillon	Niveau d'eau	
DESCRIPTION			
Schistes de couleur grisâtre, très oxydée, fragmentée			
Gneiss de couleur grisâtre à blanchâtre, très altéré, dur parfois oxydée, fortement broyés.			
Gneiss, dur, oxydé, de couleur grisâtre à blanchâtre, fracturé à surface irrégulière, oblique, renfement des passages fragmenté de (13.50-15.00m) et (16.50-18.50m)			
Gneiss, dur, oxydé, de couleur grisâtre à blanchâtre, fracturé à surface irrégulière, oblique, renfement des joints obliques ouverts remplis par des oxydes fragmenté de (24.50-25.00m) (27.00-27.30m) (29.00-29.30m)			
Fin du forage à une profondeur de 40 m.			
REMARQUES :		TYPE CAROTTIER :	ABREVIATIONS :
		CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tubi carottier TF : Tube fendu	AG : Analyse granulométrique S : Séronométrie L : Lignes d'interlogement (L.P.) W : Niveau eau PV : Poids volumique (G/L) AC : Analyse chimique CC : Claustrellet multiple TR : Claustrellet Tracal R : Résistance à la compression CED : Essai oedométrique CL : Claustrellet fixe R : Refus à l'effortement
Préparé par : AZZ L Vérifié par : KARBOUM M 		Direction Régionale EST Unité Bouira 	03/09/2018 Page : 1 de 1

© Soft tests 2013

Sondage N° : F-1T3-18



Photo Caisse N°01 (0.00 à 7.50m)



Photo Caisse N°02 (7.50 à 15.00m)



Photo Caisse N°03 (15.00 à 22.50m)



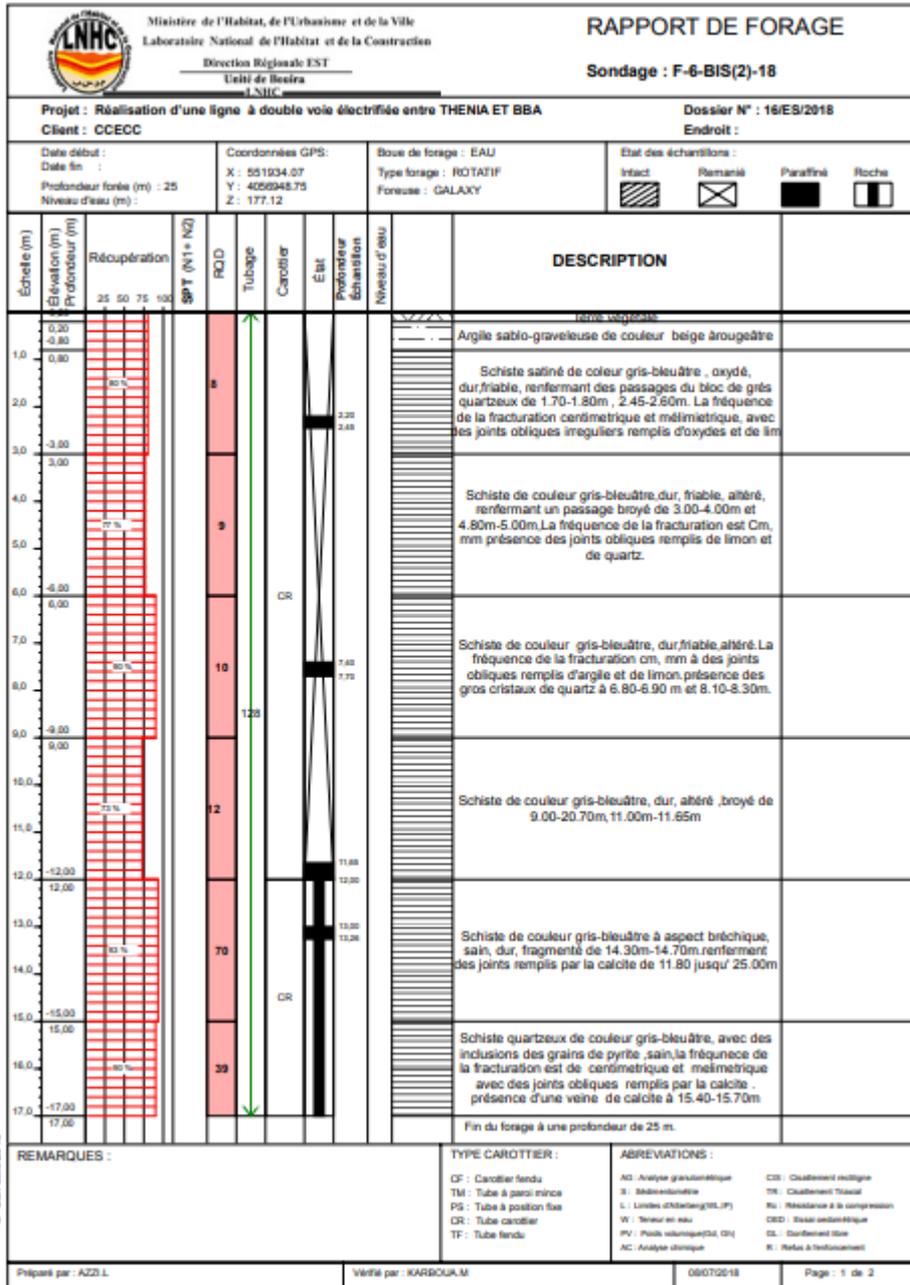
Photo Caisse N°04 (22.50 à 30.00m)

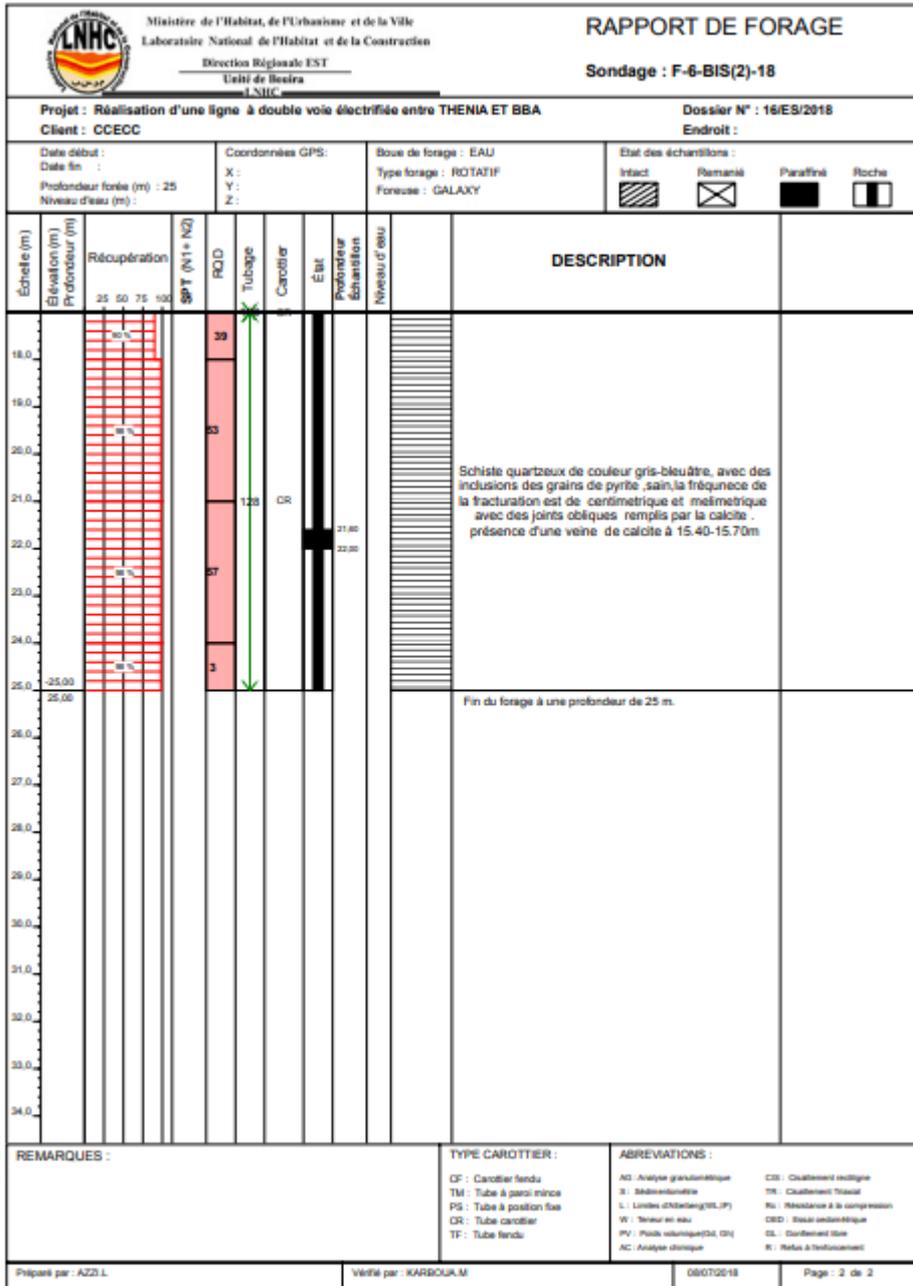


Photo Caisse N°05 (30.00 à 37.00m)



Photo Caisse N°06 (37.00 à 40.00m)





Sondage N°: F-06BIS(2)-18



Photo Caisse N°01 (0.00 à 5.00m)



Photo Caisse N°02 (5.00 à 10.00m)



Photo Caisse N°03 (10.00 à 15.00m)



Photo Caisse N°04 (15.00 à 20.00m)



Photo Caisse N°05 (20.00 à 25.00m)

