



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



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

جامعة البليدة 1
UNIVERSITE BLIDA 1

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil
دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE
MASTER

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER EN GENIE CIVIL
Option : **GEOTECHNIQUE**

Thème

**Etude analytique et modélisation numérique d'un tronçon
du tunnel de Texanna (wilaya de Jijel)**

Réalisé par :

MESSGO Rania

TAKI Imene

Encadré par :

Mr. Bendriss Z

Dr. Belkacemi. S

Promotion 2020

Remerciements

Tout d'abord, je remercie le Bon Dieu tout puissant de m'avoir donné la volonté et le courage pour accomplir ce travail.

Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à notre promoteur Mr. Zouheir Bendriss, Nous le remercions de nous avoir encadrés, orientés, aidés et conseillés.

Je souhaite exprimer ma forte reconnaissance et ma sincère gratitude à Mme. Dr S. Belkacemi pour toutes ses orientations et conseils.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'évaluer et examiner ce modeste travail.

Nous présentons nos chaleureux remerciements aux enseignants du département Génie Civil pour leurs aides et orientations durant notre formation.

Je remercie l'ensemble du personnel de l'Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics qui était très agréable avec nous pendant notre formation.

Je ne saurai oublier mes collègues de la promotion génie civil spécialité géotechnique promo 2020 dont l'ambiance et le soutien moral ont accompagné l'évolution de ce travail.

Enfin je remercie toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin à ce travail.

Dédicace

Au début Je commence par rendre grâce à dieu et sa bonté, pour la patience et le courage qu'il m'a donné pour arriver à ce stade.

Je dédie ce travail :

A mon très cher père

La source de tendresse, de patience et de générosité, aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour lui. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as accomplis pour mon éducation et ma formation.

A ma très chère mère

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai jamais te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles

A mes chers frères Aymen et Amine

A tous les membres de ma famille, petits et grands surtout ma tante Nadia et son mari Rabeh Veuillez trouver dans ce modeste travail L'expression de mon affection.

A mes copines Hadjer et Ferial

A tous mes professeurs, qui ont contribué à ma formation.

Et enfin Rania qui a partagé ce travail avec moi en toutes circonstances, et qui a toujours fait part de courage et de compréhension envers moi. je la remercie pour la complicité qui régnait au sein de notre binôme

Imene

Dédicace

Au début Je commence par rendre grâce à dieu et sa bonté, pour la patience et le courage qu'il m'a donné pour arriver à ce stade.

Je dédie ce travail :

A celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir, celle qui m'a transmis la vie, l'amour, le courage, à toi Chère maman toutes mes joies, mon amour et ma reconnaissance.

A celui qui s'est donné Tant de mal pour me voir en arriver là où j'en suis, celui pour lequel je dois tout et je ne rendrais jamais assez, mon très cher père.

A mon fiancé Ilyes qui m'a soutenu durant ce travail

A mes sœurs : Manel, Issraa et mon frère Islam qui m'ont aidé et soutenu pendant mon parcours Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

A tous les membres de ma famille, petits et grands Veuillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection.

A mes chères amies Boucha, Salima et Amira je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

A tous mes professeurs, qui ont contribué à ma formation.

Et enfin Imene qui a partagé ce travail avec moi en toutes circonstances, et qui a toujours fait part de courage et de compréhension envers moi. je la remercie pour la complicité qui régnait au sein de notre binôme

Rania

المخلص

الهدف من هذه الدراسة هو فحص المقطع من الحجر الكيلومترى (24 + 875 إلى 25 + 200) من نفق تكسنا ذو الأنبوبين بطول 1.9 كم "الذي ينتمي إلى الاختراق الذي يربط ميناء دجين بالطريق السريع. شرق غرب". يُظهر تصميم النفق، باستخدام المناهج التحليلية وتحليل العناصر المحدودة العددية من خلال برنامج ، أن التسويات السطحية من خلال الدعم المؤقت مقبولة. يتكون نظام الدعم المؤقت المعتمد من أحزمة معدنية مرتبطة بطبقة 25 سم من الخرسانة المرشوشة

المفتاح: النفق, الدعم المؤقت, الخرسانة المسلحة

Résumé

L'objectif de cette étude est d'examiner le tronçon (PK24+875 à PK25+200) du tunnel bitube de Texanna d'une longueur de 1,9 km « appartenant à la pénétrante reliant le port de Djen Djen à l'Autoroute Est-Ouest ». La conception du tunnel, utilisant la méthode de Bieniawski, les recommandations de la méthode (AFTES) et l'analyse numérique par éléments finis (MEF) par le biais du logiciel (Plaxis 2D) révèlent que les tassements en surface par le truchement d'un soutènement provisoire, sont admissibles. Le système de soutènement provisoire adopté est constitué de ceintures métalliques de type (HEB180) associés à une couche de béton projeté de 25cm.

Mots clés : Tunnel, Confinement, Modélisation numérique, PLAXIS.

Abstract

The aim of this study is to examine the section (PK24 + 875 to PK25 + 200) of the Texanna twin-tube tunnel with a length of 1.9 km "belonging to the road connecting Djen Djen Port to the East-West motorway ". Using the Bieniawski method, AFTES's recommendations' method, and the Numerical Finite Element Analysis (NFEA) through (Plaxis 2D) software in the tunnel design, reveals that the surface settlements are acceptable after having introduced a temporary support. This later consists of metal belts-type (HEB180) associated with a concrete layer of 25 centimeters.

Keywords: Tunnel, numerical finite element analysis, Plaxis

Table des matières

Résumé.....	1
Table des matières.....	4
Liste des figures.....	7
Liste des tableaux.....	9
Introduction générale	12
CHAPITRE I: Revue Bibliographique	13
I.1 Introduction	14
I.2 Classification des tunnels	14
I.2.1 Tunnel de communication.....	14
I.2.2 Tunnel ou galerie de transport.....	15
I.3 Exécution et réalisation des tunnels	15
I.3.1 Mode de creusement des tunnels.....	15
I.3.2 Technique de creusement des tunnels	16
I.4 Soutènement des tunnels	18
I.4.1 Soutènement agissant par confinement.....	18
I.4.2 Le soutènement agissant comme armature	18
I.4.3 Le soutènement agissant par supportage.....	18
I.4.4 Les soutènements agissant par consolidation.....	19
I.5 La nouvelle méthode autrichienne (NATM)	19
I.6 Méthodes de calculs	20
I.6.1 Méthodes empiriques	20
I.6.2 Méthodes Analytiques.....	26
I.6.3 Évaluation des charges agissant sur le tunnel	30
I.6.4 Les méthodes numériques	32
I.7 Conclusion.....	37
CHAPITRE II : Reconnaissances géologiques et géotechniques	38
II.1 Introduction	39
II.2 Situation du projet	39
II.3 Description générale du projet.....	39
II.3.1 Localisation du tunnel	39
II.3.2 Présentation de l'ouvrage.....	40
II.4 Description générale du site	41

II.4.1	Géomorphologie et stabilité générales	41
II.5	Géologie, hydrogéologie et sismicité de la zone d'étude	45
II.5.1	Cadre géologique	45
II.6	Programme d'investigation géotechnique	50
II.6.1	Compagne de reconnaissance in situ.....	50
II.7	Interprétation des résultats de l'investigation géotechnique	57
II.8	Synthèse des paramètres géotechniques	58
II.8.1	Classification des massifs rocheux du tunnel étudié.....	59
II.8.2	Paramètres géotechniques des unités lithologiques	61
II.8.3	Sélection des paramètres géotechniques d'étude	63
II.9	Conclusion.....	66
CHAPITRE III	:Choix du soutènement	67
III.1	Introduction.....	68
III.2	Le choix de soutènement provisoire du tunnel de Taxenna.....	68
III.2.1	Choix du soutènement selon BEINIAWSKI.....	69
III.2.2	Choix du soutènement selon les recommandations de l'AFTES	70
III.2.3	Calcul et Vérification du soutènement	73
III.2.3.1	Hypothèses	73
III.2.4	Vérification au risque de soulèvement du radier	76
III.3	Conclusion	78
CHAPITRE IV	:Modélisation par la méthode des éléments finis	79
IV.1	Introduction.....	80
IV.2	Présentation de Plaxis	80
IV.3	Modèle de Mohr-Coulomb	81
IV.3.2	Procédure de modélisation	83
IV.3.3	Caractéristiques mécaniques des éléments de soutènement.....	83
IV.4	Modélisation du tunnel	84
IV.4.1	Caractéristiques des matériaux	85
IV.4.2	Génération du maillage.....	85
IV.4.3	Conditions initiales	86
IV.5	Procédure de calculs	87
IV.6	Les principaux résultats	88
IV.6.1	Déformation du tunnel.....	88
IV.6.2	Calcul des déplacements.....	88
IV.6	Conclusion	90

Conclusion Générale 91

Liste des figures

Chapitre I

Figure I-1 : les différents types de tunnel de communication.....	14
Figure I-2 : pression verticale sur la calotte (Terzaghi, 1943).....	30
Figure I-3 : Repère du problème 2D-plan.....	33
Figure I-4 : Modèle longitudinal et transversal du tunnel	33
Figure I-5 : Exemple de maillage 3D.....	34
Figure I-6 : Exemple d'un maillage. [3]	35

Chapitre II

Figure II-1 : Plan synoptique du tracé de l'autoroute et localisation du tunnel.....	39
Figure II-2 : Localisation du tunnel.	40
Figure II-3 : Coupe transversale type du tunnel.	41
Figure II-4 : Localisation du portail nord sur une image satellitaire (Google Earth).	42
Figure II-5 : Aperçu général du secteur nord du tunnel (vue vers l'est).....	42
Figure II-6 : Localisation du portail sud sur une image satellitaire (Google Earth).	43
Figure II-7 : Localisation du portail sud.	43
Figure II-8 : Bourrelet de glissement au portail sud de sortie.	44
Figure II-9 : Aperçu général du secteur centre-sud du tunnel (vue vers l'ouest).	44
Figure II-10 : Exemple de décrochement existant le long de la CW137A situé à 210 m environ.	45
Figure II-11 : Carte géologique simplifiée du Maghreb (Dr. Belhai, 1996).....	46
Figure II-12 : Coupe structurale schématique de la chaîne maghrébide.....	46
Figure II-13 : Plan de la cartographie géologique dans le tracé.	47
Figure II-14 : Carte de déplacements des plaques lithosphériques et leurs déformations.[2]	49
Figure II-15 : Carte du Zonage Sismique du Territoire National (Source : Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/2003). [3]	49
Figure II-16 : L'implantation des sondages.....	50
Figure II-17 : Exemple de rupture de la carotte de roc selon des plans quasi-verticaux.	55
Figure II-18 : Exemple de rupture de la carotte du roc selon un plan incliné.	55
Figure II-19 : Exemple de rupture de la carotte de roc lors de l'essai de traction.....	56
Figure II-20 : Localisation des sondages et coupes géologiques.....	65

Chapitre III

Figure III-1 : Coupe lithologique au niveau de tronçon 1.	69
Figure III-2: Courbes de Convergence-Confinement.	75

Chapitre IV

Figure IV-1 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	81
Figure IV-2 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	82
Figure IV-3 : Maillage du projet.....	86
Figure IV-4 : Conditions hydrauliques initiales.	86
Figure IV-5 : Génération des pressions interstitielles initiales.	87
Figure IV-6 : Schéma de déformation du tunnel.	88
Figure IV-7 : Le déplacement total u_{tot}	88
Figure IV-8 : Le déplacement vertical (u_y).	89
Figure IV-9 : Le déplacement horizontal (u_x).	89
Figure IV-10 : Tunnel : résultats de la phase 3.....	90

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I-1 : Qualité du massif rocheux selon la valeur du GSI (Hoek-Brown ,1995).	21
Tableau I-2 . Paramètres de classification des roches et notes de pondération	24
Tableau I-3 . Note d'ajustement pour orientation des joints (Z. Bieniawski 1973-1983) ...	24
Tableau I-4 : Classe de rocher (RMR) (Z. Bieniawski 1973-1983).	25
Tableau I-5 : Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'après.....	25
Tableau I-6 : Classification de la roche suivant R.Q.D (Z. Bieniawski .1973-1983).....	26
Tableau I-7 : Expression de la raideur et de la pression maximale pour chaque type de soutènement (Bouvard et al, 1995).	29
Tableau I-8 : coefficient empirique λ en fonction de l'angle de frottement ϕ	32

Chapitre II

Tableau II-1 : Niveaux piézométriques relevés dans les sondages.....	47
Tableau II-2 : Nature géologique du terrain pour chaque sondage carotté.....	51
Tableau II-3 : Résultats de l'essai pressiométrique (PMT).	52
Tableau II-4 : Résultats des essais de perméabilité in situ.	53
Tableau II-5 : Essais d'identification des paramètres physiques.	54
Tableau II-6 : Résultats des essais mécaniques sur carottes de roc.	56
Tableau II-7 : Résultats des analyses chimiques.	57
Tableau II-8 : Valeur RQD des unités lithologiques UL1 à UL4.....	59
Tableau II-9 : Valeurs Q des unités lithologiques UL1 à UL4.	60
Tableau II-10 : Valeurs RMR89 des unités lithologiques UL1 à UL5.....	61
Tableau II-11 : Valeurs GSI caractérisant les unités lithologiques UL1 à UL4.	61
Tableau II-12 : Paramètres géotechniques des unités lithologiques UL1 à UL4 selon l'indice.	62
Tableau II-13 : Paramètres géotechniques des unités lithologiques UL1 à UL4 déduites du critère de rupture généralisé de Hoek-Brown.	62
Tableau II-14 : Module de déformation et autres paramètres géomécaniques des unités lithologiques UL1 à UL4 obtenus selon le critère de rupture généralisé de Hoek-Brown..	63
Tableau II-15 : Synthèse des paramètres géotechniques des terrains constituant le sous-sol du projet.	64

Chapitre III

Tableau III-1 : Classification de la masse rocheuse.	70
Tableau III-2 : Choix du type de soutènement en fonction des conditions du terrain selon les recommandations de l'AFTES.....	72
Tableau III-3 : Les caractéristiques du terrain.	74
Tableau III-4 : Les caractéristiques du profilé HEB180.....	74

Chapitre IV

Tableau IV-1 : Les paramètres du soutènement provisoire au niveau du tunnel.....	84
Les propriétés des couches de sols et des interfaces sont résumées dans le tableau IV-2...	85
Tableau IV-3 : Propriétés des couches de sols.	85
Tableau IV-4 : Propriétés du tunnel.....	90

Liste des symboles

- **La méthode convergence confinement**

σ_0 : Contrainte initiale

σ_c : Résistance de compression simple

σ_{bmax} : La contrainte limite admissible du béton

σ_a : La contrainte limite admissible de l'acier

C : Cohésion

ν : Coefficient de poisson

φ : Angle de frottement interne

K : Raideur du terrain

R : Rayon du tunnel

P : Pression du soutènement correspondant au point considéré de la courbe caractéristique du terrain

E_b : Module d'élasticité du béton

U : déplacement radial du soutènement

K_s : Raideur du soutènement, égale à la somme des raideurs des soutènements qui le constituent

K_{bp} : Raideur du béton projeté

K_c : Raideur du cintre HEB220

e : Epaisseur du béton

E_a : Module d'élasticité d'acier

E : Module d'élasticité

S : Section du cintre

P_{cmax} : Pression maximale du soutènement des cintres

P_{bpmax} : Pression maximale du soutènement du béton projeté

U_{eq} : Le déplacement du terrain à l'équilibre

Peq : La pression exercée par le terrain à l'équilibre

H : La hauteur de couverture

λ_a : Le taux de déconfinement

λ : Le taux de déconfinement du terrain en comportement élastique au front de taille

G : Module de cisaillement du terrain

- **Vérification de la stabilité du soulèvement du radier**

x : Profondeur du terrain exerçant la poussée sur le radier

C : La cohésion du terrain

γ : Le poids volumique du terrain

φ : L'angle de frottement du terrain

P : La pression verticale

Introduction générale

L'étude d'un tunnel nécessite des connaissances approfondies dans les domaines de la géotechnique, de la géologie et de l'hydrogéologie. De ce fait, une bonne campagne de reconnaissance est primordiale pour avoir une idée sur la constitution du terrain, de prévoir son comportement afin de pouvoir choisir le mode de creusement le plus adéquat et le type de soutènement à adopter pour assurer le bon déroulement des travaux pendant l'exécution et garantir, en tout moment, la stabilité de l'ouvrage tunnel.

Ce mémoire a pour but l'étude et la modélisation de tunnel autoroutier « tunnel de Texanna appartenant à la pénétrante Jijel – El-Eulma ».

Notre travail vise en premier lieu à mieux comprendre le comportement de tunnel sous une couverture moins profonde et d'évaluer l'influence des paramètres principaux sur la réponse de terrain. Dans ce contexte un tronçon de tunnels a été étudié.

Ce travail se décompose dans quatre chapitres, dans le premier chapitre nous allons faire une synthèse bibliographique ou on va voir les différents techniques et modes de creusement des tunnels, les méthodes de soutènement ainsi que le dimensionnement de soutènement de la paroi de l'excavation et l'étude de la stabilité du front de taille.

Le second chapitre concerne la présentation du projet, il donne un aperçu sur la géologie, l'hydrogéologie, la sismicité et la géotechnique du site d'étude.

Dans le troisième chapitre on exposera une étude détaillée sur le soutènement provisoire de l'excavation, l'évaluation des charges agissant sur le tunnel et la vérification du soulèvement éventuel du radier.

Dans le dernier chapitre , nous allons faire une modélisation numérique du tronçon étudié du tunnel à l'aide du logiciel PLAXIS 2D, avec discussions sur les résultats obtenus.

Au terme de chaque chapitre une conclusion est proposée ; une synthèse générale est proposée quant à elle à la fin du mémoire ainsi qu'une des recommandations sur la perspective du développement des travaux futurs

CHAPITRE I :
Revue
Bibliographique

I.1 Introduction

« Tunnel » vient du mot « tonnelle » évoquant la forme du tonneau. Il désigne un passage souterrain. On considère souvent qu'un tunnel doit être au moins deux fois plus grand qu'il n'est large pour mériter cette désignation. Il doit en outre être fermé de tous les côtés, excepté à chacune de ses extrémités, ce qui le différencie d'un passage en tranchée. Un tunnel peut être utilisé pour permettre le passage de personnes (piétons, cyclistes, trafic routier, trafic ferroviaire, canal). Un tunnel est destiné à créer une liaison entre deux points en vue de trouver des possibilités de transport ou de communication par l'élimination des obstacles topographiques qui les séparent (AFTES, 1993). [1]

I.2 Classification des tunnels

Le rôle des tunnels consiste à rendre possibles des communications ou des transports par le franchissement d'un obstacle. On distingue plusieurs classes de tunnels selon la nature de l'obstacle à franchir ou selon de ce qu'il s'agit (une voie de communication ou d'une voie de transport). Les tunnels devront franchir des montagnes, ou passeront sous les rivières, sous les bras de mer ou sous les édifices et les voies de circulation des centres industriels ou des villes.

Les buts à atteindre par leurs constructions sont également très divers : circulation ferroviaire, transports publics, communications fluviales. Sur la base de ce qui précède, la classification des tunnels permet de distinguer les deux groupes principaux suivants :

I.2.1 Tunnel de communication

- Tunnel ferroviaire ;
- Tunnel routier ;
- Tunnel pour piéton ;
- Tunnel ou galerie de navigation ;
- Tunnel de métro.



Figure I-1 : Les différents types de tunnel de communication

I.2.2 Tunnel ou galerie de transport

- Tunnels pour aménagement hydraulique ;
- Tunnels d'alimentation de l'eau ;
- Tunnels de service industriels ;
- Galerie d'égout ;
- Galerie d'utilisation.

I.3 Exécution et réalisation des tunnels

En raison de la multitude des facteurs qui influencent la conception, les charges, l'implantation et les conditions d'exécution des Tunnels, les méthodes d'exécution les plus diverses ont été mises au point au cours des années. Parmi ces facteurs, mentionnons les plus importantes : les conditions géologiques et hydrologiques, la forme et les dimensions du profil, ainsi que la destination du Tunnel.

I.3.1 Mode de creusement des tunnels

Les méthodes de creusement dépendent des paramètres suivants :

- La nature du terrain ;
- La profondeur et les dimensions de l'ouvrage ;
- Le matériel disponible ;
- Le délai d'exécution ;
- L'environnement.

I.3.1.1 Creusement en pleine section

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne tenue pour les explosifs, ou pour les tunnels creusés dans des sols meubles avec des boucliers

I.3.1.2 Creusement en demi section

Cette méthode consiste à excaver dans une première phase les demi-sections supérieures du tunnel suivant sa forme définitive. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 ou 6 m.

Dans une deuxième phase, on procède à excaver la demi section inférieure appelée Stoss. Cette technique est particulièrement conseillée pour les terrains hétérogènes de qualité moyenne, elle permet de mieux maîtriser les problèmes de stabilité vue la dimension réduite du front de taille.

I.3.1.3 Creusement en section divisée

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

Son application est longue et coûteuse. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser une autre méthode.

Avec un creusement en sections devisées, chaque phase de travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites. Par la même, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la décompression des terrains sus-jacents est plus limitée.

Cette méthode s'applique soit :

- Aux grandes excavations souterraines dont les dimensions dépassent la vingtaine de mètres.
- Aux tunnels dans des mauvais terrains, lorsque les autres méthodes de creusement présentent des risques d'exécution ou conduisent à des tassements différentiels par exemple en zone urbaine sous faible profondeur.

I.3.2 Technique de creusement des tunnels

En ingénierie il existe plusieurs techniques de creusement de tunnel, le choix de la technique de creusement adopté est déterminé selon la nature du terrain. En s'appuyant sur ce critère, on distingue deux modes de creusement :

- Creusement dans les terrains meubles ;
- Creusement dans les terrains rocheux.

I.3.2.1 Creusement dans les terrains meubles

Le développement des agglomérations, souvent situées dans des vallées, a conduit de réaliser de plus en plus d'ouvrages souterrains dans des terrains meubles. Parmi les technologies conçus pour excaver le sous – sol, on peut citer :

- La pelle hydraulique ;
- Le bouclier mécanisé.

I.3.2.2 Creusement dans les terrains rocheux

Parmi les techniques du creusement en terrain rocheux, on peut distinguer :

- Creusement à l'explosif :

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés 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.

Le plan de tir doit être adapté aux caractéristiques du terrain afin d'assurer un découpage soigné de l'excavation et de limiter les ébranlements.

- Creusement avec des machines à attaque ponctuelle :

Dans les roches tendres (craies, marnes, schistes altérés...), l'usage de l'explosif est efficacement remplacé par l'emploi de machines à attaque ponctuelle. Elles s'inspirent directement du travail du mineur : un bras articulé vient "gratter" et abattre le terrain du front.

Progressivement, l'engin excave la section entière par un cheminement adapté. Elles sont en général montées sur un châssis automoteur à chenilles, il supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête fraiseuse capable de balayer une surface de front plus ou moins importante autour de sa position moyenne.

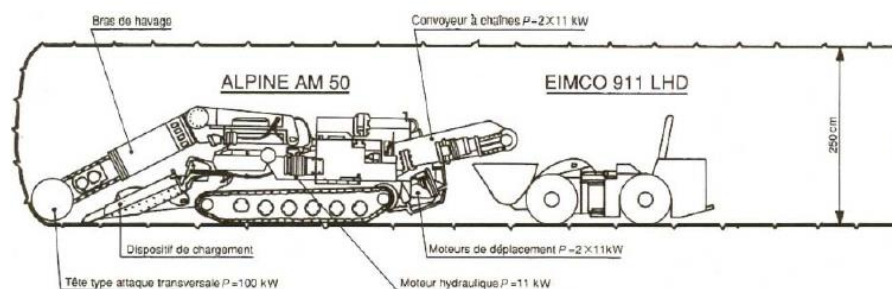


Figure I-2 : Machine à attaque ponctuelle.

- Creusement avec des machines à attaque globale (Tunnelier)

Afin de faire face aux contraintes liées au creusement des tunnels, notamment réduire les tassements en surface, assurer la stabilité du front de taille ou encore réduire la durée de gêne occasionnée aux riverains, les ingénieurs de projets choisissent de plus en plus souvent le recours à des machines à attaque globale ce qu'on appelle un tunnelier (ou bouclier)..

Dans les sols pulvérulents ou fins on utilisera un tunnelier équipé de dents, ces dernières faisant office de couteaux entraînant le sol.

Le front sera fermé et dit à pression de terre si l'unique confinement est issu de la compression des déblais sur le front de taille par la machine.

I.4 Soutènement des tunnels

La détermination du soutènement constitue l'un des éléments essentiels du projet et de l'exécution des tunnels. Il s'agit là d'un problème particulièrement complexe en raison de l'influence de très nombreux paramètres. Le choix d'un type de soutènement doit donc toujours être à la charge d'un ingénieur expérimenté, que ce soit pendant les études ou pendant les travaux.

Bien souvent, plusieurs types de soutènement peuvent être envisagés pour des tunnels présentant des conditions similaires (en dimensions, situation géologique et hydrogéologique). Le choix doit alors prendre en compte les conditions économiques, y compris l'influence des aléas d'exécution et les sujétions résultant de l'organisation et de la sécurité du chantier.

Depuis une quinzaine d'années, des méthodes modernes de soutènement ont été élaborées, puis améliorées. Comparées aux méthodes traditionnelles, elles permettent bien souvent d'alléger le soutènement des tunnels au rocher tout en garantissant la sécurité et en présentant une plus grande souplesse d'exécution.

On distingue quatre grandes familles :

- Soutènement agissant par confinement ;
- Soutènement agissant comme armature ;
- Soutènement agissant par supportage ;
- Soutènement agissant par consolidation.

I.4.1 Soutènement agissant par confinement

Le soutènement développe le long des parois une contrainte radiale de confinement généralement faible, c'est le terrain qui joue le rôle essentiel. On a généralement :

- Le béton projeté seul ;
- Le béton projeté associé à des cintres légers.

I.4.2 Le soutènement agissant comme armature

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

- Boulons à ancrage ponctuel ;
- Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier).

I.4.3 Le soutènement agissant par supportage

C'est le soutènement seul qui doit résister aux différents efforts, dans le cas où le terrain est de mauvaise tenue, nous citerons :

- Cintres (lourds ou légers) ;
- Plaques métalliques assemblées ;
- Voussoirs en béton ;
- Tubes perforés (voûte parapluie) ;
- Boucliers.

I.4.4 Les soutènements agissant par consolidation

Dans ce cas il s'agit de modifier les caractéristiques géotechniques du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même.

Ils rentrent dans le cadre des traitements des terrains, ce sont essentiellement :

- Injection.
- Congélation.
- Drainage.
- Jet-grouting.

I.5 La nouvelle méthode autrichienne (NATM)

La NATM (New Austrian tunneling method) a été publiée en 1980 par le Comité National Autrichien pour la Construction des Cavités, membre de l'AITES (Association Internationale de Travaux En Souterrain).

La nouvelle méthode autrichienne, consistant en une excavation par phase, avec la mise en place d'un soutènement provisoire immédiatement après l'excavation et la construction d'un système définitif une fois l'excavation complétée. Elle s'est avérée efficace et permet de limiter la décompression des terrains au voisinage de l'excavation. Cette méthode est caractérisée par :

- La mise en place, aussi rapidement que possible, d'un soutènement déformable constitué, d'une part, de boulons qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté.
- Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé.
- L'excavation se fait à pleine ou à demi section et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place rapidement.
- Les ancrages scellés (mortier ou résine) créent dans le terrain une voûte armée.
- Une coque mince de béton projeté (5 à 25 cm), généralement armé de treillis soudés, protège le terrain contre l'altération, crée une continuité entre les éléments du terrain,

apporte une pression radiale de confinement et répartit les efforts rapportés aux têtes des ancrages.

- Éventuellement, des cintres légers coulissants renforcent la coque du béton projeté.
- L'ensemble permet donc, au terrain de participer au soutènement en raison de la formation d'une voûte monolithique (revêtement + terrain).

La méthode qui peut s'adapter à la plupart des terrains. Elle est limitée par le terrain est peu cohérent, et les venues d'eau excessives empêchent la mise en œuvre du béton projeté, soit en raison de gêne à la projection ou en raison des sous - pressions qui peuvent se développer derrière la couche de béton frais, aussi que l'efficacité du boulonnage est insuffisante, la hauteur de couverture entraîne des pressions élevées et même le renforcement par des cintres légers ne pourra suffire.

I.6 Méthodes de calculs

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 (François et al) :

- Méthodes empiriques
- Méthodes analytiques
- Méthodes numériques

I.6.1 Méthodes empiriques

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

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

- ✓ Geological Strength Index GSI.

- ✓ AFTES
- ✓ Barton
- ✓ Bieniawski (RMR)
- ✓ Terzaghi
- ✓ Rock Quality Designation (R.Q.D)

I.6.1.1 Geological Strength Index GSI

L'indice GSI varie entre 5 et 85. Les valeurs de GSI proches de 5 correspondent à des masses rocheuses de très mauvaise qualité, tandis que celles proches de 85 décrivent des masses rocheuses d'excellente qualité. Pour ce dernier cas, la résistance de la masse rocheuse est sensiblement similaire à celle de la matrice rocheuse. [2]

Cependant, en raison du manque de paramètres mesurables plus représentatifs et de la largeur des intervalles permettant de décrire les conditions de surface des discontinuités, seules des gammes de valeur peuvent être estimées à partir de la classification GSI. [3] [4] [5]

Tableau I-1 : Qualité du massif rocheux selon la valeur du GSI (Hoek-Brown ,1995).

Valeur du GSI	76-85	56-75	41-55	21-40	< 20
Qualité du massif	Très bonne	Bonne	Moyenne	Mauvaise	Très mauvaise

I.6.1.2 L'A.F.T.E.S

L'A.F.T.E.S. a établi en 1976 des recommandations "relatives au choix du type de soutènement en galerie".

La définition des critères et paramètres retenus pour caractériser les terrains se base, pour ce qui concerne le cas des galeries exécutées à l'intérieur de massifs rocheux, sur d'autres recommandations de l'A.F.T.E.S., "pour une description des massifs rocheux utile à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains" Les critères plus spécialement retenus pour le choix du soutènement sont :

- La résistance de la roche (Comportement mécanique) ;
- Les discontinuités ;
- L'altérabilité ;
- Les conditions hydrologiques ;
- Les contraintes naturelles ;

- Dimension de la galerie.

Pour chacun de ces critères, une classification du terrain est opérée et des indications sont données pour orienter le choix du type de soutènement. On tient compte également des dimensions de la cavité, du procédé de creusement et de la sensibilité aux tassements. On distingue quatre classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain. [1]

I.6.1.3 L'indice Q de Barton

Sur la base des données issues d'un grand nombre de cas d'excavations souterraines, Barton et al (1974) du NGI (Norwegian Geotechnical Institute) ont proposé un paramètre intitulé Tunneling Quality Index (Q). Ce paramètre est identifié indice Q.

Il permet de prendre en compte la qualité de la matrice rocheuse et de la surface des discontinuités afin d'en déduire le comportement mécanique de la masse rocheuse et l'estimation du système de soutènement requis pour les galeries souterraines. En fonction de la qualité générale de la masse rocheuse, l'indice Q de Barton est une valeur globale variant de 0,001 à 1000. [8]

I.6.1.4 Méthode de Z. Bieniawski

Z. Bieniawski (1973-1983) utilise six paramètres pour classer les roches ; [9]

A) *La résistance de la matrice rocheuse*

Bieniawski reprend la classification de la résistance à la compression uni axiale de la roche intacte proposée par Deere. Il propose également l'évaluation par le test de la charge ponctuelle dans lequel une carotte est chargée suivant un diamètre par deux pointes en acier (Broch & Franklin, 1972). [9] [10]

B) *La Qualité de la roche via RQD de Deere*

Le RQD est calculé sur la longueur de passe de sondage par longueur des morceaux d'une dimension supérieure à 10 cm.

C) *L'espacement des discontinuités de la roche :*

Le terme discontinuités reprend ici les joints, failles, stratifications et autres plans de faiblesse. À nouveau, Bieniawski s'inspire de la classification proposée par Deere.

✓ *La qualité des discontinuités de la roche*

Ce paramètre prend en considération l'ouverture des joints, leur continuité, leur rugosité et la présence éventuelle de matériaux de remplissage

✓ *Les conditions hydrologiques*

Des tentatives de prise en considération de l'influence de l'eau souterraine sur la stabilité des excavations, sont présentées sous diverses formes :

- Une mesure du débit d'eau entrant dans l'ouvrage.
- Le rapport entre la pression d'eau dans les joints et la contrainte principale maximale. Une observation qualitative des venues d'eau. [9] [10]

D) *Orientation des discontinuités*

Ce dernier paramètre est traité séparément, car l'influence de l'orientation des joints se marque différemment suivant le type d'application ; à savoir les tunnels, les talus ou les fondations. Remarquons que la valeur prise par cette note d'ajustement est le fruit d'une estimation qualitative.

Chaque paramètre reçoit une note (voir tableau 3) pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité de la roche. [9] [10]

Tableau I-2 . Paramètres de classification des roches et notes de pondération [9] [10]

Paramètres			coefficients						
1	Résistance de la roche	Indice de Franklin	>8 MPA	4-8 MAP	2-4 MPA	1-2 MPA	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	> 200 MPA	100-200 MPA	50-100 MPA	25-50 MPA	10-25 MPA	3-10 MPA	1-3 MPA
	Note		15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D.		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacements des joints		>3m	1-3m	0,3-1m	50-300mm	<50mm		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continus .En pontes en contact .Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses .Epaisseur <1mm .Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses .Epaisseur <1mm .Epontes altérées	Surface lustrées ou remplissag e <5mm Joints continus	Remplissage mou >5mm ou joints ouverts > 5mm joints continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucune venue d'eau		<25l/min	25-125 l/min	>25l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0		0-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Hydrogéologie	Complètement sec		Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau		
	Note		10		7	4	0		

Tableau I-3 . Note d'ajustement pour orientation des joints (Z. Bieniawski 1973-1983) [9] [10]

Orientation des joints	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Note d'ajustement	0	-2	-5	-10	-12

Après addition des notes obtenues, la globale caractérisant la qualité de la roche appelée Rock Mass Rating (RMR). On utilise le (tableau I.2) pour connaître :

- La classe de la roche
- Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement

Tableau I-4 : Classe de rocher (RMR) (Z. Bieniawski 1973-1983). [9] [10]

Note globale RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classe de rocher et description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
Temps de tenue moyen	10ans pour 5m de portée	6 mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5heures pour 1.5m de portée	10mn pour 0.5m de portée

Pour chaque classe de rocher, Z.BIENIAWSKI propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place.

Tableau I-5 : Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'après [9] [10]

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrage		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voute	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacement
1	Généralement pas nécessaire						
2	1.5-2.0m	Occasionnellement treillis soudé en voute	50mm	Néant	Néant	Non rentable	
3	1.0-1.5m	Treillis soudé+30mm de béton projeté en voute	100mm	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1.5-2.0m
4	0.5-1.0m	Treillis soudé+30-50mm de béton projeté en voute et en piédroits	150mm	100mm	Treillis soudé et boulons de 2 à 3m d'espacement	Cintres moyens +50mm de béton projeté	0.7-1.5m
5	Non recommandé		200mm	150mm	Treillis soudé et boulons et cintres légers	Treillis soudé et boulon et cintres légers	0.7m

I.6.1.5 Rock Quality Designation (R.Q.D)

Le RQD (Rock Quality Designation) a été développé par Deere et autres (1967 [11], 1988 [12] et 1989 [13]) dans le but de donner une estimation quantitative de la fracturation du massif rocheux, à partir de carottes obtenues par des forages. Le RQD est défini comme étant

le pourcentage des morceaux intacts de longueurs supérieures à 10 cm par rapport à la longueur totale de la carotte...

Il est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté, le R.Q.D est calculé sur la longueur de passe de sondage :

$$R.Q.D = \frac{100 * \Sigma \text{ des longueurs de carottes de longueur } > 10 \text{ cm}}{\text{longueur de la passe de carottage}}$$

Par longueur des morceaux d'une dimension supérieure à 10 cm, il faut entendre morceaux de roche saine. Par exemple, on peut extraire des carottes de plusieurs décimètres dans la mylonite ; un tel échantillon ne peut être considéré comme morceau de plus de 10 cm.

On calcule fréquemment le R.Q.D. pour chaque mètre de carottage. La longueur de la passe de carottage est alors 1 m.

Il convient d'utiliser un carottier de diamètre supérieur au moins à 50 mm pour que les morceaux de roche saine ne soient pas cassés en cours de prélèvement. On utilise la valeur du R.Q.D. pour classer la roche suivant sa qualité. [11] [12] [13]

Tableau I-6 : Classification de la roche suivant R.Q.D (Z. Bieniawski .1973-1983)

R.Q.D	Qualité de la roche
R.Q.D < 25%	Très mauvaise
25% < R.Q.D < 50%	Mauvaise
50% < R.Q.D < 75%	Moyenne
75% < R.Q.D < 90%	Bonne
90% < R.Q.D < 100%	Très bonne

I.6.2 Méthodes Analytiques

Les méthodes analytiques permettent de déterminer quantitativement les paramètres de dimensionnement à partir d'un modèle, destiné à schématiser le comportement de l'ouvrage sous l'effet des sollicitations qui lui sont appliquées, ainsi permettent rapidement d'obtenir des ordres de grandeur des paramètres de calcul et d'estimer l'influence de certains paramètres sur la réponse de l'ensemble terrain-soutènement. Toutefois, leur domaine

d'application directe est limité, en raison des hypothèses de calcul très restrictives sur lesquelles elles reposent.

Les méthodes analytiques se basent sur des hypothèses simples visant à simplifier la modélisation du problème rencontré. Ces simplifications portent sur les hypothèses suivantes :

- La géométrie : le tunnel est supposé à section circulaire et d'axe horizontal.
- La stratigraphie : on ne prend en compte qu'une seule couche de terrain supposée homogène.
- La loi de comportement du sol : supposée élastique linéaire ou élasto-plastique
- L'état initial de contraintes : est supposé isotrope et homogène.
- Les formules sont exprimées dans le plan et dans le cadre des petites déformations.

Les méthodes analytiques peuvent se diviser en deux groupes :

- Méthode analytique élastique.
- Méthode analytique élasto-plastique.

I.6.2.1 Les Méthodes analytiques élastique

Sont des méthodes qui traitent l'entourage de l'excavation comme un milieu élastique.

Parmi les méthodes analytiques élastiques on a :

- Méthode de Lamé

I.6.2.2 Les Méthodes analytiques elasto-plastique

Sont des méthodes qui rendent en compte le développement d'une zone plastique autour de la cavité souterraine due de l'excavation du tunnel.

Parmi les analyses elasto-plastiques on a :

- Théorème limits (1950). [Caquot, Atkinson, Muhlhaus].
- Panet (1979). Convergence-confinement (1980).

A) *Méthode convergence confinement*

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

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

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

soutènement et la déformation que le terrain a déjà atteinte lors de la mise en place du soutènement.

La méthode consiste à tracer la courbe de convergence du terrain et la courbe de confinement du soutènement dans le même graphique. Le point d'intersection entre la courbe de confinement et la courbe de convergence représente l'équilibre terrain-soutènement, ce qui nous permet de déterminer la pression ainsi que le déplacement atteint à l'équilibre.

A.1 *Tracé de la courbe de convergence du terrain*

L'expression qui relie la variation de la pression radiale P à celle du déplacement U de la paroi du tunnel est :

$$\Delta P = \frac{k}{R} \Delta U \quad (\text{I.1})$$

Avec : R : rayon de l'excavation et k raideurs du terrain donné par :

$$k = \frac{E}{1+\nu} = 2G \quad (\text{I.2})$$

Le taux de dé-confinement du terrain s'écrit :

$$\lambda = \frac{\sigma_0 - p}{\sigma_0} \quad (\text{I.3})$$

σ_0 : Contrainte initiale isotrope dans le terrain

P : pression du soutènement correspondant au point considéré de la courbe caractéristique du terrain.

Si et seulement si le comportement du terrain est élastique, le déplacement de la paroi est lié au taux de déconfinement par la relation $\mathbf{u} = \lambda \cdot \mathbf{U}_e$, U_e étant le déplacement élastique de la paroi pour P=0.

A.2 *Domaine élastique linéaire*

Si $\sigma_0 < \frac{Rc}{2}$ avec $Rc = \frac{2c - \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$ résistance à la compression simple du terrain

La courbe caractéristique est une droite qui coupe l'axe de déplacement en un point d'abscisse $u_{e = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_0 \cdot R}$ et l'axe de pression en un point d'ordonnée σ_0 .

A.3 *Zone en état limite de rupture*

Si $\sigma_0 > \frac{Rc}{2}$ à partir d'une certaine valeur de la pression ($p = P_a$), il se développe autour de la cavité une zone circulaire en état limite de rupture plastique de rayon (r_p). Lorsque p diminue, r_p augmente. En considérant le critère de rupture de Mohr-Coulomb, nous avons :

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin \varphi) - (c \times \cos \varphi) \quad (\text{I.4})$$

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

$$U_0 = \lambda_a \cdot U_e \quad (\text{I.5})$$

$$U_e = \frac{1+\nu}{E} \cdot R \cdot \sigma_0 \quad (\text{I.6})$$

A.4 Domaine élastoplastique parfait

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

$$U(\lambda) = \frac{1+\nu}{E} \cdot \lambda \alpha \cdot \sigma_0 \cdot \frac{1}{1+\alpha} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{rp(\lambda)}{R} \right)^{1+\alpha} - 1 + \alpha \right] \cdot R \quad (\text{I.7})$$

$$\text{Avec : } \left(\frac{rp(\lambda)}{R} \right) = \left(\frac{2}{Kp+1} \cdot \frac{(Kp-1) \cdot \sigma_0 + Rc}{(1-\lambda) \cdot (Kp-1) \cdot \sigma_0 + Rc} \right)^{\frac{1}{Kp-1}} \quad (\text{I.8})$$

Le taux de déconfinement à une distance 'x' du front de taille est donné par la formule (Panet, 1995) :

$$\lambda(x) = 1 - 0.75 \times \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{4}{3} \right) \cdot \left(\frac{x}{R} \right)} \right]^2 \quad (\text{I.9})$$

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

B) Tracé de la courbe de confinement du soutènement

Le soutènement aura pour rôle d'appliquer la contrainte de confinement sur les parois de l'excavation. Cette pression de confinement s'établira au fur et à mesure que la convergence s'effectuera et que les terrains prendront appui sur le soutènement.

$$P_s = \frac{K_s}{R} \cdot U \quad (\text{I.10})$$

U : déplacement radial du soutènement ;

Ks : rayon de l'excavation ;

P : pression sur le soutènement.

Tableau I-7 : Expression de la raideur et de la pression maximale pour chaque type de soutènement (Bouvard et al, 1995).

		Raideur	Pression maximale
Béton coffré ou Béton projeté	Revêtement mince	$K_b = \frac{E_b \cdot e}{(1 - \nu_b^2) R} \approx \frac{E_b \cdot e}{R}$	$P_{\max} = \frac{\sigma_b \max \cdot e}{R}$
	Revêtement épais	$K_b = \frac{E_b (R^2 - R_i^2)}{(1 - \nu_b)[(1 - 2\nu_b)R^2 + R_i^2]}$	$P_{\max} = \frac{R^2 - R_i^2}{R^2 + R_i^2} \sigma_b \max$
Cintres calés à la paroi		$K_c = \frac{E_a \cdot S}{e \cdot R}$	$P_{c \max} = \frac{S \cdot \sigma_a}{R \cdot e}$
Boulons à ancrage ponctuel		$\frac{1}{K_s} = \frac{e_c \cdot e_l}{R} \left[\frac{4 \cdot l}{\pi \cdot d^2 E_a} + Q \right]$ Rigidité d'un ensemble de boulons	$P_{s \max} = \frac{T_{br}}{e_c \cdot e_l}$

I.6.3 Évaluation des charges agissant sur le tunnel

Il existe de nombreuses formules théorico-empiriques pour évaluer quantitativement la poussée verticale sur la calotte et les poussées latérales sur les piédroits, qui souvent sont notablement différentes selon les diverses hypothèses adoptées et les paramètres mis en évidence. Étant donné que le tunnel objet du présent projet se trouve relativement en surface (rameau de connexion d'un tunnel de métro), la méthode la plus adéquate pour évaluer les charges est celle de Terzaghi (Terzaghi, 1943). Cette méthode sera présentée dans ce qui suit.

I.6.3.1 Calcul des charges verticales

Selon les effets, on distingue les classes suivantes :

- Terrains non cohésifs ;
- Terrains cohésifs.

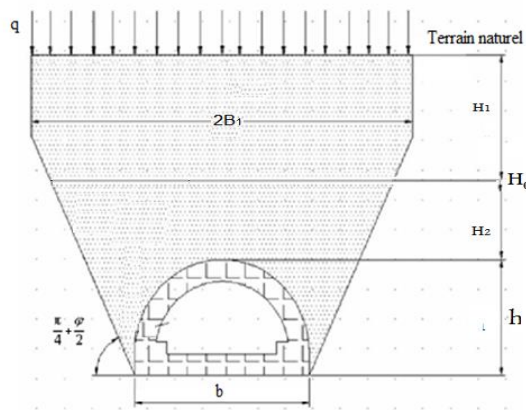


Figure I-2 : Pression verticale sur la calotte (Terzaghi, 1943).

A) Terrains non cohésifs

Le matériau est considéré en équilibre plastique. En se basant sur une série d'expériences, Terzaghi (1946) fournit deux expressions différentes de la pression au sommet du tunnel selon la hauteur de la couverture.

— Pour $H_0 \leq 5 \cdot B_1$ l'effet de voûte s'entend jusqu'à la surface (Fig. I.14) et la pression verticale est :

$$P_v = \frac{\gamma \cdot B_1}{K \cdot \tan \varphi} \left(1 - e^{\left(\frac{-k \cdot H \cdot \tan \varphi}{B_1} \right)} \right) \quad (\text{I.11})$$

Avec K: le coefficient expérimental pris ≈ 1 selon Terzaghi.

$$\text{Et } B_1 = b + 2 \cdot h \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{I.12})$$

— Pour $H_0 > 5 \cdot B_1$ l'effet de voûte ne se fait pas ressentir jusqu'à la surface (Fig. II.1). la hauteur totale sera par conséquent composée de deux hauteurs, une hauteur

soumise à l'effet de voute (H_1) et une hauteur résiduelle (H_2) s'étendant jusqu'à la surface.

La pression verticale sur la calotte serait alors égale à :

$$P_v = \frac{\gamma \cdot B_1}{K \cdot \text{tg} \varphi} \left(1 - e^{\left(\frac{-k \cdot H_1 \cdot \text{tg} \varphi}{B_1} \right)} \right) + \gamma \cdot H_2 \cdot e^{\left(\frac{-k \cdot H_1 \cdot \text{tg} \varphi}{B_1} \right)} \quad (\text{I.13})$$

B) Terrains cohésifs

Selon Terzaghi (1946) :

- Lorsque $H_0 \leq 5 \cdot B_1$ (le tunnel se trouve en petite profondeur), l'expression de la pression verticale P_v est :

$$P_v = \frac{\gamma \cdot B_1 - C}{K \cdot \text{tg} \varphi} \cdot \left(1 - e^{\left(\frac{-k \cdot H \cdot \text{tg} \varphi}{B_1} \right)} \right) \quad (\text{I.14})$$

— Lorsque $H_0 > 5 \cdot B_1$ on a plus simplement

$$P_v = \frac{\gamma \cdot B_1 - C}{K \cdot \text{tg} \varphi} \quad (\text{I.15})$$

I.6.3.2 Calcul des pressions latérales

La pression latérale agissant sur les piédroits du tunnel sera calculée en utilisant les équations suivantes :

A) Poussée active

$$P_{\text{act}} = K_a \cdot P_v - (2c\sqrt{K_a}) \quad (\text{I.16})$$

$$\text{Avec } K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

B) Poussée passive

En se basant sur les calculs de vérification sur un grand nombre de tunnels ferroviaires à double voies, Desimone considère que la résistance passive du terrain aux déformations imposées existe toujours même pour des terres dégradées dont l'angle de frottement interne est inférieur à 30° . et que cette résistance diminue avec l'accroissement de la poussée active, et que La somme des poussées active et passive concourt toujours à la stabilité du revêtement.

Pour son évaluation, Desimone propose un coefficient empirique " λ ".

$$P_{\text{pass}} = \lambda \times P_{\text{act}} \quad (\text{I.17})$$

Les valeurs du coefficient λ en fonction de l'angle de frottement (φ) sont données par le Tableau I.7.

Tableau I-8 : coefficient empirique λ en fonction de l'angle de frottement φ

φ	15°	20°	25°	30°
λ	0.2	0.5	0.7	0.8

Dans le champ de variation de l'angle de frottement φ où les deux poussées actives et passives coexistent, une pression latérale globale égale à la somme des deux poussées.

$$P = P_{act} + P_p \quad (\text{I.18})$$

$$P = (1 + \lambda) P_{act} \quad (\text{I.19})$$

I.6.4 Les méthodes numériques

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

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

I.6.4.1 Méthodes numériques appliquées aux tunnels

Pour le cas des tunnels, ces méthodes permettent de tenir compte des facteurs suivants :

- Géométrie complexe (interaction de tunnels, tunnels non circulaires, ... etc.).
- Forces de gravité.
- Prise en compte de l'eau interstitielle.
- Interaction sol/structure.
- Comportement non-linéaire du sol et du soutènement (lois elasto-plastiques, viscoplastiques, ou elasto-visco-plastiques).

- Anisotropie des terrains et de l'état de contraintes initial.
- Charges de surfaces etc...

I.6.4.2 Les différents types de modélisations de tunnel

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

I.6.4.3 La modélisation 2D en déformations planes

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

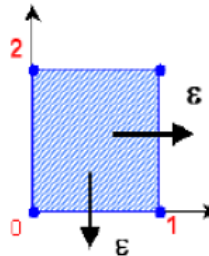


Figure I-3 : Repère du problème 2D-plan.

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

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



Figure I-4 : Modèle longitudinal et transversal du tunnel

Dans la pratique, on utilise le plus souvent une analyse 2D en coupe transversale. Néanmoins, pour pouvoir simuler les effets tridimensionnels dus à l'avancement du front de taille, la méthode la plus courante consiste à s'appuyer sur la méthode convergence-

confinement. Cette analyse 2D est rapide par rapport à l'analyse tridimensionnelle et permet donc d'utiliser des modèles de comportements plus complexes si les données de terrain sont suffisantes. La modélisation transversale ne permet cependant pas d'analyser la stabilité du front de taille.

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

I.6.4.4 La modélisation tridimensionnelle

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

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

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

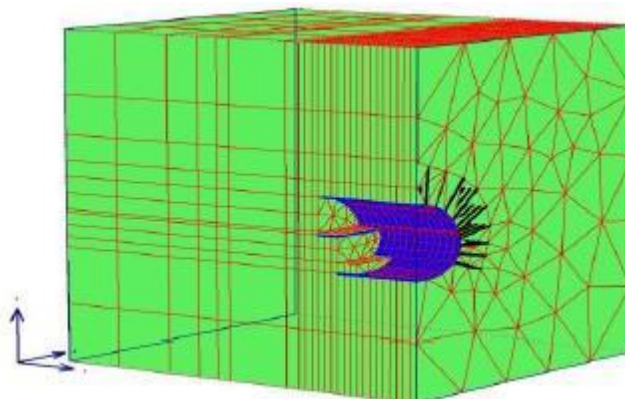


Figure I-5 : Exemple de maillage 3D.

I.6.4.5 La méthode des éléments finis (M.E.F)

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul approchée qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques

traditionnelles. Pour ce faire, le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ce milieu équivalent est ensuite divisé en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan ; hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel). Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation polynomiale entre des valeurs du champ en certains points de l'élément, appelés nœuds. L'ensemble formé par les éléments finis est appelé maillage. [6]

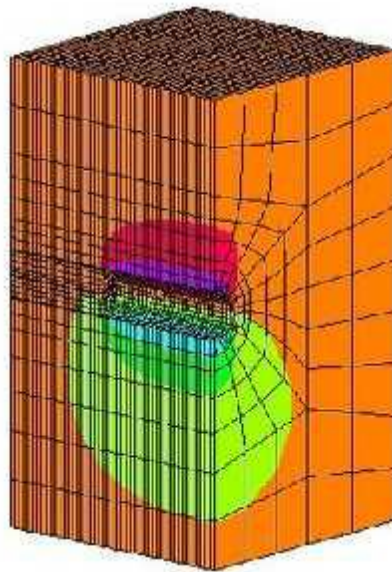


Figure I-6 : Exemple d'un maillage. [3]

A) L'objectif de la méthode des éléments finis

- Apprendre la méthode des éléments finis (MEF)
- Maîtriser les concepts de base de la modélisation numérique ;
- Être capable de résoudre des problèmes mécaniques et physiques.

B) Domaines d'application de la MEF

- Analyse linéaire (statique et dynamique) ;
- Analyse non linéaire (grands déplacements, grandes déformations, contact et frottement, flambage, ...)
- Mise en forme des matériaux thermique (en régime permanent et transitoire, ...) ;
- Mécanique des fluides ;
- Électromagnétisme ;

- Dynamique rapide (choc, impact, crash) ;
- Optimisation des structures.

C) *Concepts de base*

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu. [8]

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées.

Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique. [8]

D) *L'utilisation de la MEF*

L'utilisation de la MEF pour les tunnels s'avère très efficace. Cette méthode donne une satisfaction pour vérifier le dimensionnement des ouvrages vis-à-vis de leurs résistances à la rupture. Elle permet de prendre en compte des géométries quelconque des couches de terrain, elle ne fait pas d'hypothèse a priori sur la cinématique de l'ouvrage de soutènement.

Elle permet de présenter les interactions du soutènement avec d'autres composantes de l'ouvrage ou avec des ouvrages avoisinants. [9] Donc pour la modélisation des problèmes géotechniques complexe, la MEF nécessite :

- La définition de la géométrie du problème (pour que les frontières du calcul n'influent pas sur les résultats ;
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr -Coulomb, Duncan, etc. ;
- Les caractéristiques mécaniques des ouvrages et des éléments d'interface, de soutènement et de revêtement pour introduire l'interaction sol-structure ;
- Les conditions hydrauliques ;
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

I.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté une synthèse globale sur l'étude du tunnel : classification des tunnels, modes et techniques de creusement ainsi que le soutènement qui est une étape cruciale et déterminante du projet de l'exécution du tunnel. Il s'agit d'un problème particulièrement complexe en raison de l'influence de très nombreux paramètres.

Le choix d'un type de soutènement dépend de la lithologie de site, les caractéristiques géotechniques, la présence de la nappe phréatique, la hauteur de la couverture, la présence des ouvrages voisinant...etc.

Le tunnel peut devenir très couteux lorsque qu'il est long et percé dans une roche dure ou au contraire dans roche friable.

Cependant, dans un contexte difficile, (fortes pentes, risque d'éboulement ou de glissement de terrain, ...) le tunnel peut être une solution moins chère et plus sécurisante qu'une longue route en lacets.

CHAPITRE II :

Reconnaitances géologiques et géotechniques

II.1 Introduction

Les conditions géologiques, géotechniques et hydrogéologiques sont des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain et le choix des méthodes d'excavation, des soutènements et des revêtements.

Il est nécessaire de faire une bonne campagne de reconnaissance géotechnique pour avoir une idée sur la constitution du terrain, de prévoir son comportement a fin de pouvoir choisir le mode de creusement adéquat.

Ce chapitre présente la situation du projet, la présentation de l'ouvrage, la description de la géologie, l'hydrogéologie et la sismicité de la zone d'étude.

II.2 Situation du projet

Le projet routier s'étale sur un linéaire d'environ 110 km. En plus de plusieurs viaducs, ponts et ouvrages hydrauliques, il comporte également la réalisation d'un tunnel bitube qui appartient aux tunnels de communication à la hauteur de la ville de Texanna (Wilaya de Jijel) de 1,9 km de longueur environ pour chaque tube.



Figure II-1 : Plan synoptique du tracé de l'autoroute et localisation du tunnel.

II.3 Description générale du projet

II.3.1 Localisation du tunnel

La localisation approximative du tunnel par rapport au tracé de l'autoroute est montrée sur la (figure II-2). Notre ouvrage étudié est un tunnel faisant partie des tunnels bitube.

Ce dernier est en cours de réalisation à la commune de Texenna. Ce tunnel se trouve dans un piquetage de PK24 et PK27 et sa longueur est de 1,9 km à une hauteur maximale de creusement de 42m. Il se localise au-dessous d'une couverture maximale de 270 m.



Figure II-2 : Localisation du tunnel.

II.3.2 Présentation de l'ouvrage

II.3.2.1 Coupe transversale du tunnel

La coupe transversale type du tunnel, ainsi que les données géométriques relatives à ce dernier sont présentées dans la (figure II-3). La coupe transversale du tunnel comprend :

- Trois (3) voies dans chaque tube, d'une largeur de 3,50 m chacune ;
- Une (1) bande dérasée de 0,5 m de largeur de part et d'autre ;
- Deux (2) trottoirs de 0,75 m de largeur chacun.

Le gabarit minimal à dégager au niveau des voies présentes une hauteur de 5,25 m. La disponibilité de l'espace au-dessus du gabarit permet l'installation des équipements du tunnel (éclairage, ventilation, signalisations routières, etc.). Des réservations sont également prévues pour le passage des câbles (télécommunication et autres), des drains, des bouches d'incendie et des équipements d'urgence.

La section du tunnel a été choisie en fonction des caractéristiques géométriques, des données géologiques et géotechniques du terrain encaissant, ainsi que la hauteur de la couverture. Elle comporte un profil circulaire en voûte et piédroit d'un rayon à l'intrados de 6,77 m.

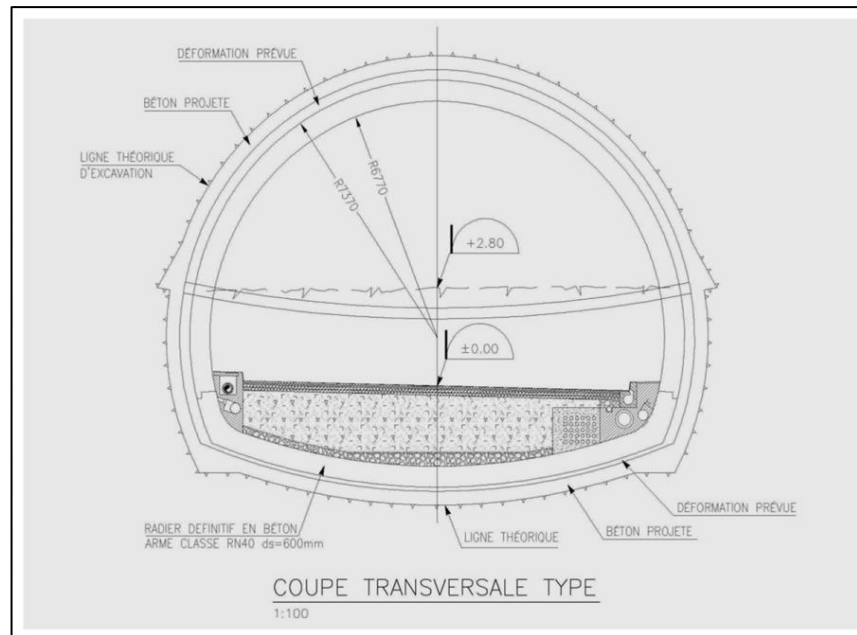


Figure II-3 : Coupe transversale type du tunnel.

II.3.2.2 Tracé en plan et profil en long

L'axe du tunnel suit un alignement droit sur environ 1170 m de longueur, et prend, par la suite, une courbe de 1000 m vers la gauche sur environ 660m.

Le profil en long du tunnel présente deux alignements droits et une pente maximale de 4%, du centre vers deux côtés reliés par une courbe de 12500 m de rayon sur une longueur de 1000 m.

II.4 Description générale du site

II.4.1 Géomorphologie et stabilité générales

Le site traversé par le futur tunnel présente un certain nombre de contraintes géomorphologiques, géotechniques et géologiques, dont les principales sont sommairement décrites ci-après.

II.4.1.1 Portail nord

- La pente du versant est faible, soit environ 25 à 30°.
- Quelques talwegs sont situés autour de ce portail, dont un majeur traversant l'axe du tunnel en biais.
- L'absence de végétation, contrairement au reste du secteur, témoigne que de l'érosion ou des mouvements de sol de surface ont eu lieu récemment. Les eaux des talwegs

s'écoulent vers les cours d'eau situés en contrebas du portail nord. Par rapport à l'horizontale.

- L'emplacement du portail est faiblement boisé. Cette situation pourrait expliquer que l'érosion est importante et qu'il y a probablement un mouvement de reptation de la surface.
- Une amorce de décrochement, de faible étendue, est visible au sud du portail. L'espace est dénudé de végétation et est donc de nature récente.
- Visuellement, le versant du portail semble être constitué de flysch.

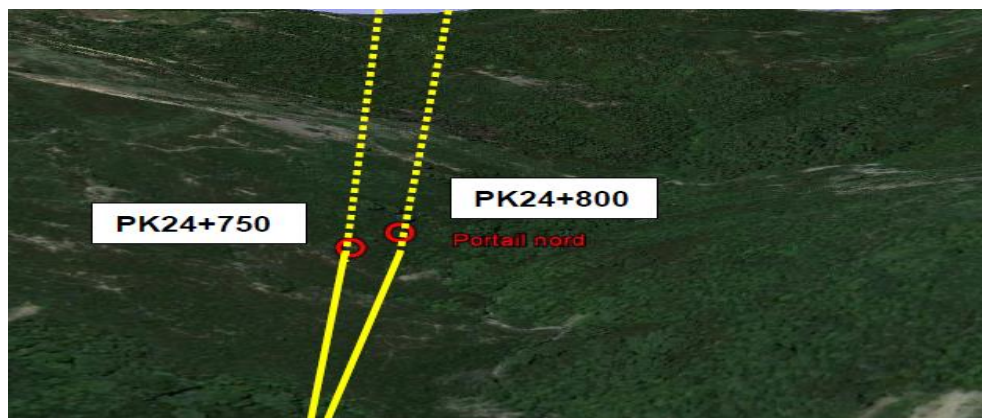


Figure II-4 : Localisation du portail nord sur une image satellitaire (Google Earth).

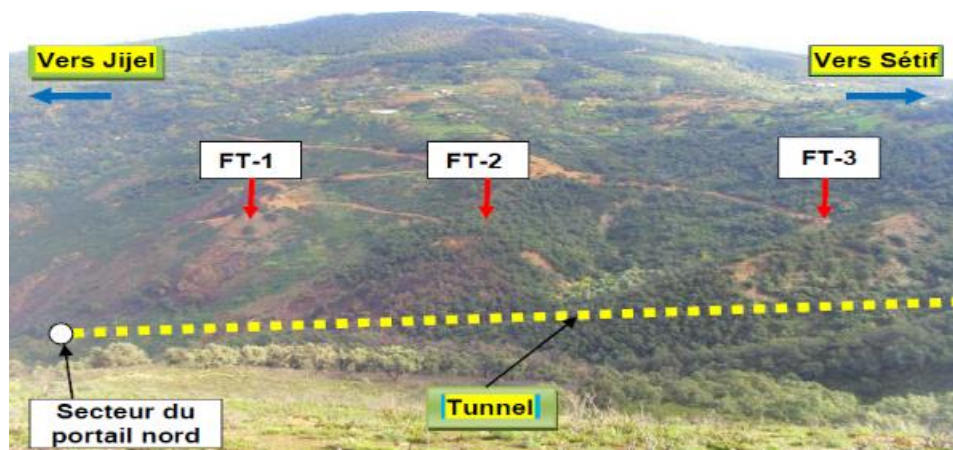


Figure II-5 : Aperçu général du secteur nord du tunnel (vue vers l'est).

II.4.1.2 Portail sud

- Le versant du portail présente une pente douce de l'ordre de 25° par rapport à l'horizontale.
- La sortie du tunnel donne sur un thalweg situé à une cinquantaine de mètres de distance environ.

- Le terrain semble dénudé à plusieurs endroits et pourrait être à stabilité précaire.
- Un glissement de terrain est visible du côté sud. Son bourrelet s'étend jusqu'à une soixantaine de mètres environ du côté sud du portail. Ce bourrelet est montré sur les (figures II-6 et II-8).
- Il y a quelques habitations dans le secteur.

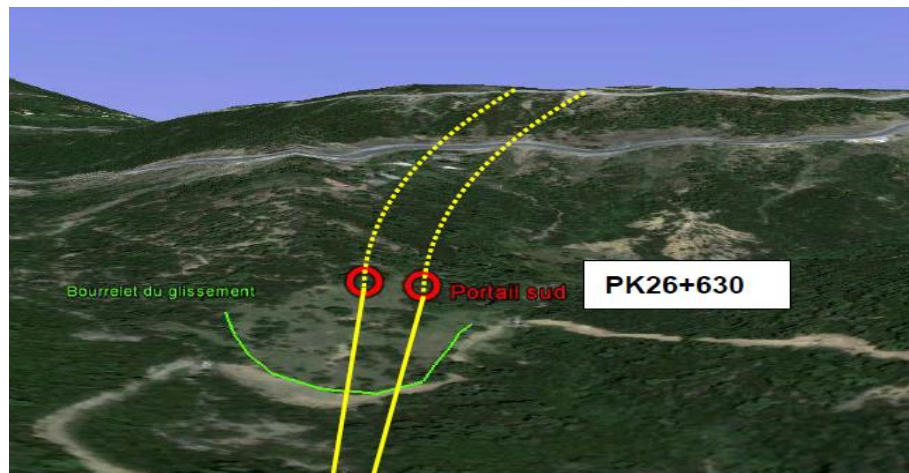


Figure II-6 : Localisation du portail sud sur une image satellitaire (Google Earth).

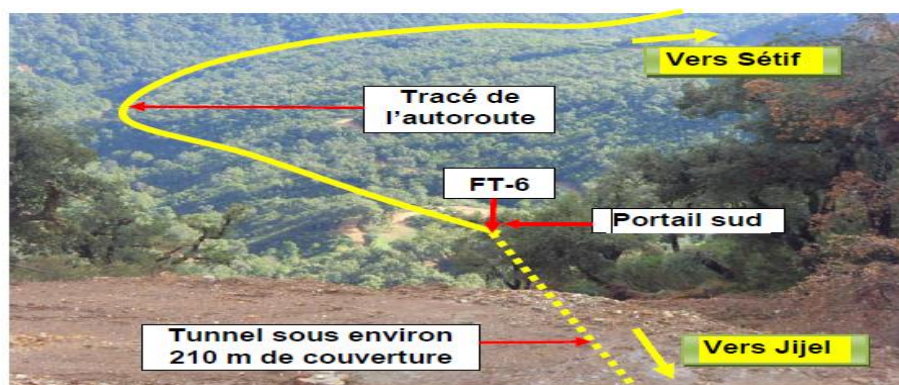


Figure II-7 : Localisation du portail sud.



Figure II-8 : Bourrelet de glissement au portail sud de sortie.

II.4.1.3 Tracé du tunnel entre les deux portails

- La couverture maximale du tunnel est de l'ordre de 270 m.
- Quelques glissements de terrain, probablement de surface, sont observés dans le secteur du tracé du tunnel, mais à une couverture de plus de 70 m. Un exemple de ces instabilités est montré sur la (figure II.8).
- Un décrochement a été observé sur le déblai dénudé de la RN77 (figure II.8).
- Quelques dégradations et décrochements ont été notés au niveau de la CW137A. Un exemple de ces instabilités est montré sur la figure II.9.

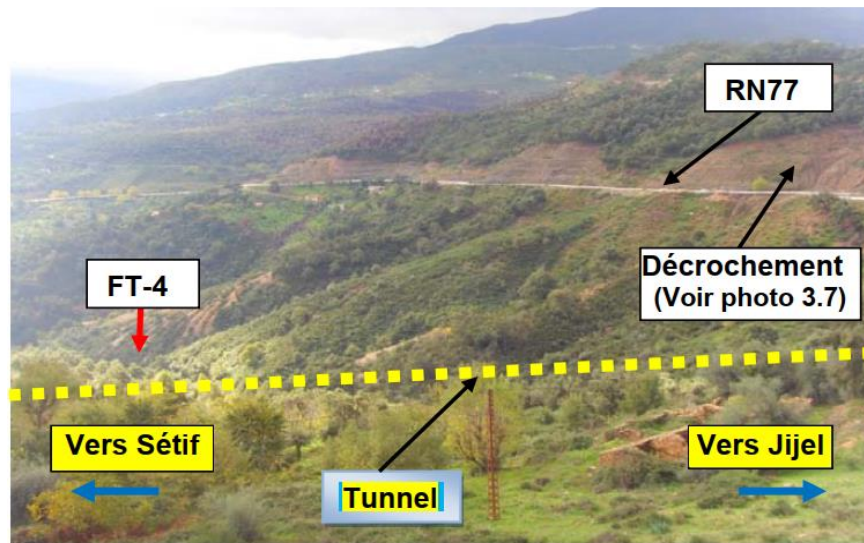


Figure II-9 : Aperçu général du secteur centre-sud du tunnel (vue vers l'ouest).



Figure II-10 : Exemple de décrochement existant le long de la CW137A situé à 210 m environ.

II.5 Géologie, hydrogéologie et sismicité de la zone d'étude

Les études géologiques, hydrogéologiques et la sismicité constituent d'une manière générale trois aspects complémentaires de l'étude des terrains dans lesquels doivent être exécutés les ouvrages.

II.5.1 Cadre géologique

II.5.1.1 Géologie régionale

L'Algérie fait partie de l'ensemble nord-ouest africain. L'examen du schéma structural montre qu'elle est naturellement subdivisée en deux principaux ensembles (figure II-10). Au nord, l'Algérie septentrionale très complexe par son origine et sa disposition englobe le domaine tellien, l'Atlas saharien et les hautes plaines.

Le domaine tellien du nord de l'Algérie fait partie de l'orogène alpin périméditerranéen. Il est subdivisé en plusieurs chaînons, eux-mêmes appartenant à deux principaux ensembles, soit le tell méridional et le tell septentrional.

Au sud, un domaine méridional, le Sahara avec son climat désertique où affleurent les socles précambriens du Hoggar et des Eglab sur lesquels viennent en discordance les formations phanérozoïques de la plateforme saharienne.

La région de Jijel fait partie de la petite Kabylie, entité géographique des chaînes côtières de l'est algérien. Ces chaînes appartiennent à la chaîne alpine d'Algérie orientale qui représente le segment oriental de la chaîne des Maghrébides.

La chaîne alpine d'Algérie est caractérisée par des structures en nappes à vergence sud dominante. Ces nappes sont issues de trois domaines paléogéographiques avec du nord vers le sud :

- Le domaine interne ;
- Le domaine des flysch ;
- Le domaine externe.

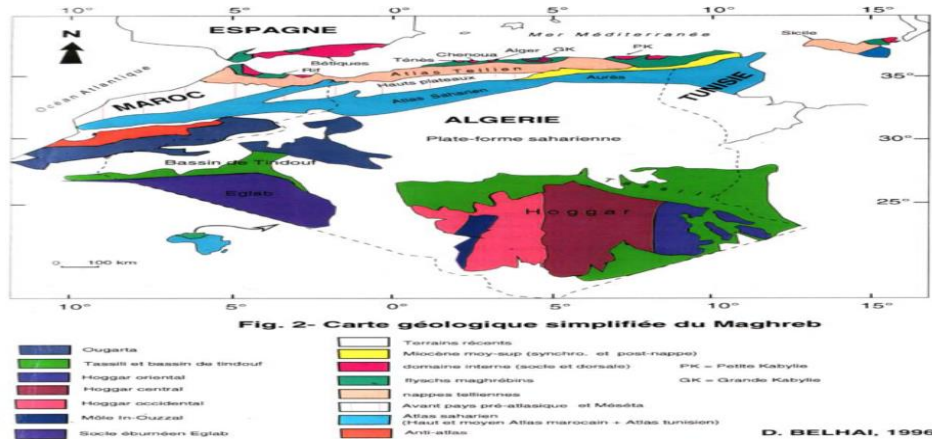


Figure II-11 : Carte géologique simplifiée du Maghreb (Dr. Belhai, 1996).

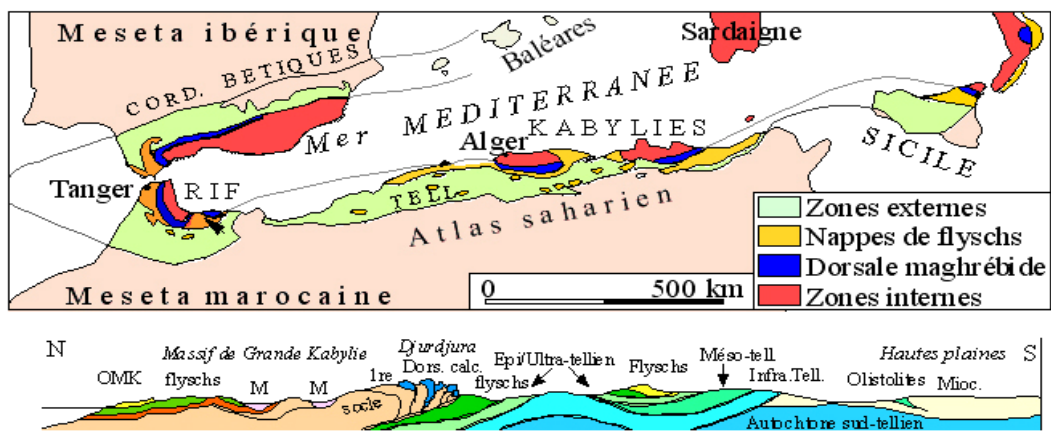


Figure II-12 : Coupe structurale schématique de la chaîne maghrévide.

II.5.1.2 Cadre géologique local de la région du tunnel

Le tunnel traverse une région à relief montagneux, accidenté et boisée avec des versants de pentes douces à abruptes appartenant aux socles de la petite Kabylie. Ceux-ci renferment des alternances de flysch du crétacé inférieur et des schistes altérés en surface prenant appui, à partir de 10 à 15 m de profondeur, sur des formations d'argile principalement. Localement des grès d'âge oligocène peuvent également être rencontrés.

Les grès ne posent généralement pas de problèmes particuliers de stabilité. Plus répandus dans le secteur à l'étude, les argilites et les flyschs sont, en revanche, plus problématiques du point de vue de la stabilité, en raison notamment de leur potentiel d'altération lorsqu'exposés aux conditions atmosphériques.

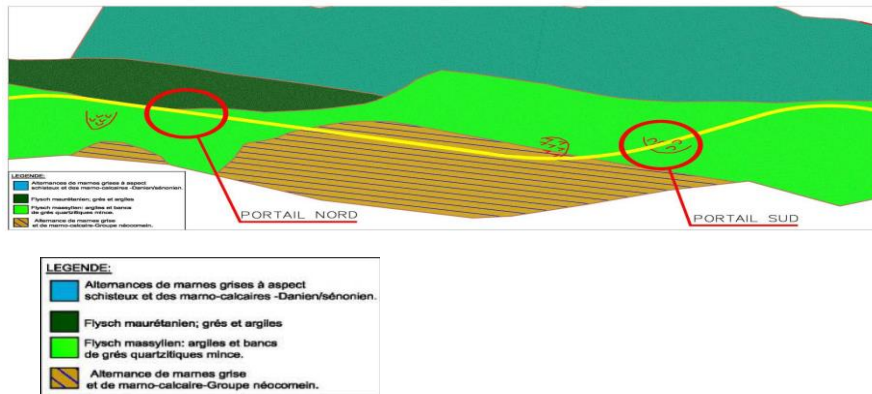


Figure II-13 : Plan de la cartographie géologique dans le tracé.

II.5.1.3 Cadre hydrogéologique

Les conditions d'eau souterraine relevées dans les tubes piézométriques aménagés à L'endroit des sondages carottés sont regroupées dans le tableau ci-après.

Les piézomètres servent à déterminer la position du toit des différentes nappes, et l'interdépendance qui peut exister entre elles et donnent le niveau piézométrique de l'eau captive dans les terrains perméables au sein des sols imperméables que traverse le projet (Tableau II.1)

Tableau II-1 : Niveaux piézométriques relevés dans les sondages.

Sondage	Date	Niveau piézométrique (m)	Excavation du niveau piézométrique (m)
Sondage 1	05-12-2012	50,60	571,40
	24-12-2012	50,00	572,00
Sondage 2	25-12-2012	50,00	568,00
Sondage 3	25-12-2012	53,00	563,00
Sondage 4	05-12-2012	46,10	545,90
	24-12-2012	48,25	545,95
	01-01-2013	50,75	546,25
Sondage 5	05-12-2012	58,90	501,10
	24-12-2012	49,45	500,55
	01-01-2013	49,50	500,50
Sondage 6	15-10-2012	43,80	498,20
	08-12-2012	46,4	485,60
	25-12-2012	37,5	484,50

II.5.1.4 Cadre sismique

La prédiction des séismes n'étant pas possible actuellement. Pour une région donnée, les seuls éléments dont les sismologues disposent sont des statistiques sur l'occurrence et la magnitude des séismes. Couplées avec les observations actuelles, ces dernières informations permettent de déterminer, de façon approximative, l'occurrence des séismes à un endroit donné. On détermine ainsi ce qu'on appelle l'aléa sismique.

En plus de l'aléa sismique déterminé par la sismologie instrumentale et historique, le risque sismique prend, en outre, en considération d'autres éléments principaux pouvant entraîner des dégâts, tels les éléments liés au sous-sol, aux ouvrages projetés, à la topographie, etc. En effet, les ondes émises par un séisme peuvent être amplifiées par la structure des ouvrages. Des structures géologiques particulières peuvent également modifier localement l'amplitude des ondes.

On parle alors « d'effets de site ». Ainsi, pour établir une carte de risque sismique définitive, il faut connaître la nature du sous-sol sur lequel sera construit l'ouvrage, et ce afin de déterminer s'il peut amplifier ou non les ondes provenant d'un tremblement de terre. Par ailleurs, l'étude du risque sismique global prend également en compte l'instabilité des versants et la liquéfaction des sols susceptibles de créer des mouvements de terrains à la suite d'un séisme.

II.5.1.5 Néotectonique et sismicité de la région

L'activité tectonique récente du nord de l'Algérie est la conséquence de la convergence entre les plaques lithosphériques africaine et eurasienne (figure II-13).

Le nord de l'Algérie est connu pour son intense activité sismique. Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels qui causent des dégâts considérables dans la zone épacentrale. À titre d'exemple, le violent séisme, du 21 mai 2003, de Boumerdès, de par son intensité, à causer des dégâts matériels et des pertes humaines considérables.

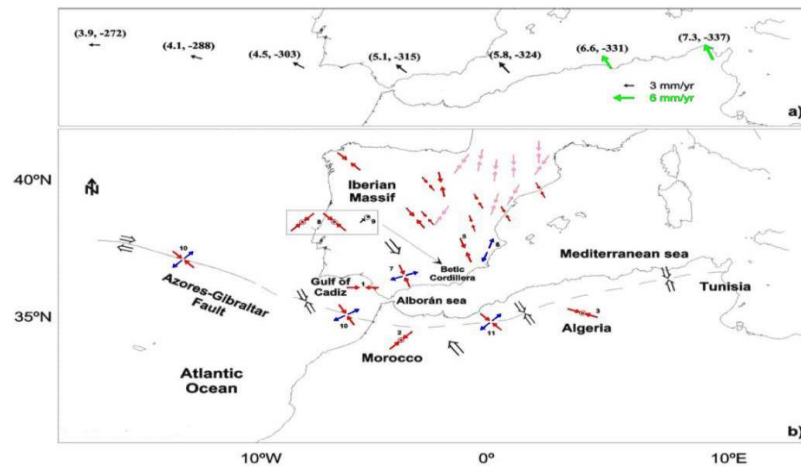


Figure II-14 : Carte de déplacements des plaques lithosphériques et leurs déformations.[2]

II.5.1.6 Zonage sismique

Les Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art (RPOA 2008) [3] subdivisent le territoire national en cinq (05) zones de sismicité croissante (Figure II-14)

:

- Zone 0 : Sismicité négligeable,
- Zone I : Sismicité faible,
- Zone IIa : moyenne,
- Zone IIb : élevée,
- Zone III : très élevée.

Notre projet se situe dans la zone IIa, zone à sismicité moyenne. La carte des zones de sismicité est donnée dans la figure II-15.

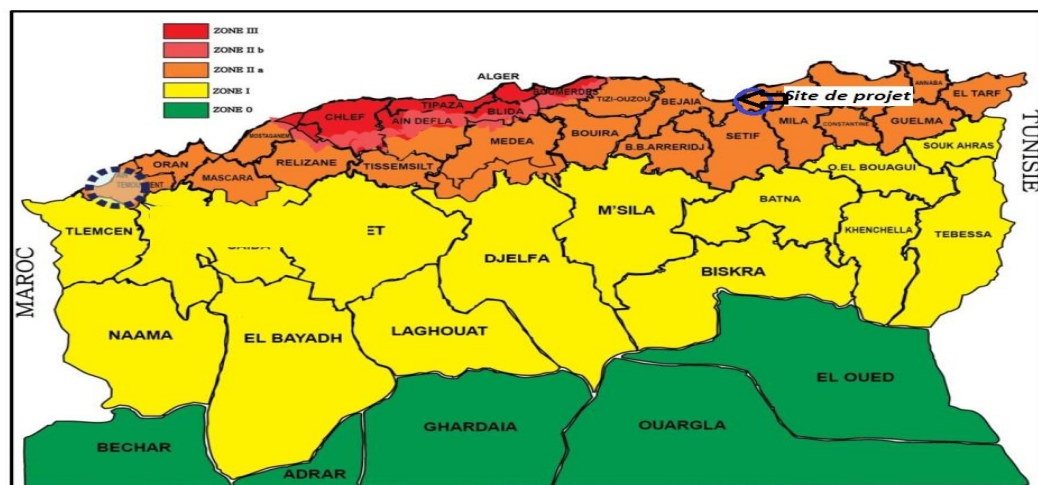


Figure II-15 : Carte du Zonage Sismique du Territoire National (Source : Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/2003). [3]

II.6 Programme d'investigation géotechnique

Les études géotechniques ont pour but de déterminer les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des terrains en place. Pour l'obtention de ces paramètres, on a recours à des essais in situ ou au laboratoire.

II.6.1 Compagne de reconnaissance in situ

La compagne d'investigation in situ a permis la réalisation de 6 sondages carottés, des essais pressiométriques (PMT), et les essais de perméabilités.

II.6.1.1 Sondages carottés

La reconnaissance par sondage carotté permet de prélever des échantillons de sol et de roche, d'identifier les matériaux et de mesurer leurs propriétés mécaniques. Les sondages ont été réalisés à l'aide de sondeuses à boue rotative, et ont pour objectifs d'effectuer les choses suivantes :

- Vérifier la stratigraphie et l'épaisseur stratigraphique des couches de sol ainsi que contrôler la piézométrie de la paroi ;
- Caractériser les couches de sol.

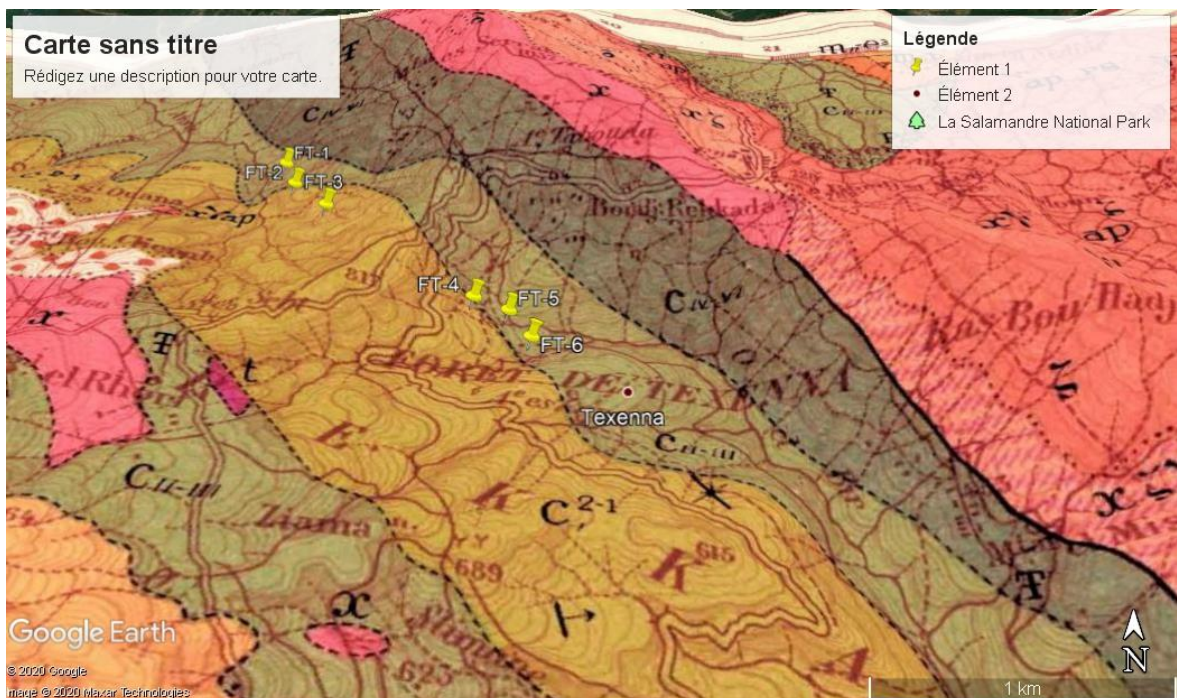


Figure II-16 : L'implantation des sondages

Tableau II-2 : Nature géologique du terrain pour chaque sondage carotté.

Sondages	Profondeur (m)	Description
Sondage 01	0,0 – 0,5	Terre végétale
	0,5 – 1	Colluvions
	1,0 – 4	Schiste altéré
	4,0 – 5,5	Schiste faible altéré
	5,5 – 12,5	Schiste dur
	12,5 – 30	Argilite
	30,0 – 45	Argilite très dure
Sondage 02	0,0 – 0,5	Tv (argile sablo-graveleuse rougeâtre)
	0,5 – 2,4	Argile sableuse
	2,4 – 12,5	Schiste
	12,5 – 16,5	Schistes dures
	16,5 – 34,1	Schiste
	34,1 – 42,5	Argilites dures
	42,5 – 85	Argillites dures
Sondage 03	0,0 – 8,5	Schistes
	8,5 – 85	Argilites très dures
Sondage 04	0,0 – 0,5	Terre végétale
	0,5 – 7	Schistes altérés.
	7,0 – 10	Argilite dure
	10,0 – 12	Argilite altérée
	12,0 – 15,5	Argilite plus au moins dure
	15,5 – 19,5	Alternance d'argilite dure
	19,5 – 20	Argilite dure.
	20,0 – 40	Alternance d'argilite dure
	40,0 – 61,5	Argilite dure
	61,5 – 62	Argilite très altérée
	62,0 – 70	Argilite plus au moins dure
Sondage 05	0,0 - 0,5	Terre végétale
	0,5 – 5	Schiste très altérés
	5,0 – 7,0	Alluvions sous forme de limon sableux
	7,0 – 11,0	Alluvions sous forme de sables grossières
	11,0 – 13,0	Argilite très altérée.
	13,0 – 20,0	Argilite dure
	20,0 – 30,0	Argilite dure
Sondage 06	0,0 – 1,70	Argiles marneuse
	1,70 – 9,50	Argiles sableuse graveleuse
	9,50 - 18,5	Alternance Dm et marne
	18,5 – 30	Argillite grise

L'emplacement de quelques sondages est également désigné sur les photographies. Les détails des résultats obtenus aux endroits sondés sont reportés dans les rapports de forages

fournis à l'annexe A. Les photographies des caisses de chaque sondage y sont également incluses.

II.6.1.2 Essais pressiométrique (PMT)

Les essais pressiométriques ont été exécutés sur la paroi des forages afin de mesurer les Caractéristiques de déformation des sols support destinés aux ouvrages souterrain. L'état actuel des essais et leurs résultats sont les suivants.

Tableau II-3 : Résultats de l'essai pressiométrique (PMT).

Sondages	Profondeur (m)	Description	Module de déformation E_m (MPa)
Sondage 01	0-1	Terre végétale	0.8
	1-3	Schiste altéré	11.17
	3-5	Schiste friable	14.9
	5-9	Schiste dure	13.72
	9-15	Argilite dure	106.47
	15-21	Argilite dure	35.13
	21-27	Argilite dure	99.56
	27-33	Argilite dure	164.49
	33-39	Argilite très dure	74.55
	39-45	Argilite très dure	88.75
Sondage 04	0-1	Terre végétale	7.94
	1-3	Schiste altéré	24.99
	3-5	Schiste altéré	89.10
	5-9	Argilite dure	126.34
	9-15	Argilite plus au moins dure	16.82
	15-21	Alternance d'argilite	55.38
	21-27	Alternance d'argilite	109.84
	27-33	Alternance d'argilite	89.03
	33-39	Alternance d'argilite	92.11
	39-45	Argilite dure	61.51
45-51	Argilite dure	140.16	
Sondage 05	0-1	Terre végétale	0.3
	1-3	Schiste très altéré	0.38
	3-5	Schiste très altéré	0.26
	5-7	Alluvions sous forme de limons	0.39
	7-9	Alluvions sous forme de sable	0.6
	9-11	Alluvions sous forme de sable	2.80
	11-17		39.83
	17-23	Argilite dure	23.83
Sondage 06	0-3	Argiles marneuse	12.2
	3-18	Marno-calcaire et grés	73.3
	18-30	Argilite	922.9

II.6.1.3 Essais de perméabilité in-situ

Les essais de perméabilité *in situ* ont été exécutés conformément aux normes NF P94-131 et NF P94-132 pour les essais Lugeon et Lefranc respectivement. Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau qui suit (Tableau II-4).

Tableau II-4 : Résultats des essais de perméabilité in situ.

Sondage	Type d'essais	Niveau d'essai (m)	Élévation (m)	Résultat
Sondage 1	Lefranc	9,00 à 10,00	594,00 à 593,00	$2,02 \cdot 10^{-4} \text{ ms}^{-1}$
	Lugeon	25,00 à 28,00 15m environ au-dessus de LB (1)	579,00 à 576,00	1,17 Unités Lugeon (2)
65,00 15m environ au-dessus de LB		523	0,02 Unités Lugeon	
98,00 Au-dessus de LB		518	0,01 Unités Lugeon	
48,00 à 51,00 Au niveau de LB		504,00 à 501,00	2,02 Unités Lugeon	
Sondage 5	Lefranc	6,00 à 7,00	504,00 à 503,00	$3,66 \cdot 10^{-4} \text{ ms}^{-1}$

II.6.1.4 Essais de laboratoire

Des échantillons des roches représentatifs des différentes unités lithologiques interceptées dans les sondages ont été sélectionnés pour faire l'objet d'essais de caractérisation en laboratoire. Ces essais ont comporté la réalisation :

- ✓ Des essais d'identification des caractéristiques physiques ;
- ✓ Des essais mécaniques : résistance à la compression (σ_{ci}), résistance à la traction (σ_t), et module (E_i);
- ✓ Des analyses chimiques.

Les tableaux qui suivent résument le programme des essais effectués et des résultats obtenus. Les détails des essais mécaniques et chimiques sont fournis dans l'annexe

A) *Essais physiques***Tableau II-5** : Essais d'identification des paramètres physiques.

Sondages	Échantillon Prof (m)	W (%)	γ (KN/m ³)
Sondage 1	7.60 à 8.00	0.90	18.0
	11.90 à 12.50	1.13	27.0
	35.50 à 36.00	0.87	27.3
	40.00 à 40.50	0.94	27.1
Sondage 3	80.20 à 80.70	-	26.9
	81.50 à 81.75	-	27.3
	81.75 à 82.00	-	25.0
	87.10 à 87.60	-	27.7
	92.60 à 93.00	-	27.5
	101.50 à 101.80	-	27.8
	102.40 à 102.80	-	27.4
	106.70 à 107.00	-	28.1
	110.00 à 110.30	-	28.0
Sondage 4	30.00 à 30.50		27.6
	37.00 à 37.50	0.87	27.5
	40.00 à 41.00	0.82	27.7
	59.00 à 59.50	0.72	27.6
	62.00 à 63.00	0.81	27.7
	67.50 à 67.80		28.0
	68.00 à 68.50	0.68	28.0
Sondage 5	27.00 à 27.50	0.64	27.3
	27.00 à 27.50	0.65	27.3

B) Essais mécaniques



Figure II-17 : Exemple de rupture de la carotte de roc selon des plans quasi-verticaux.



Figure II-18 : Exemple de rupture de la carotte du roc selon un plan incliné.

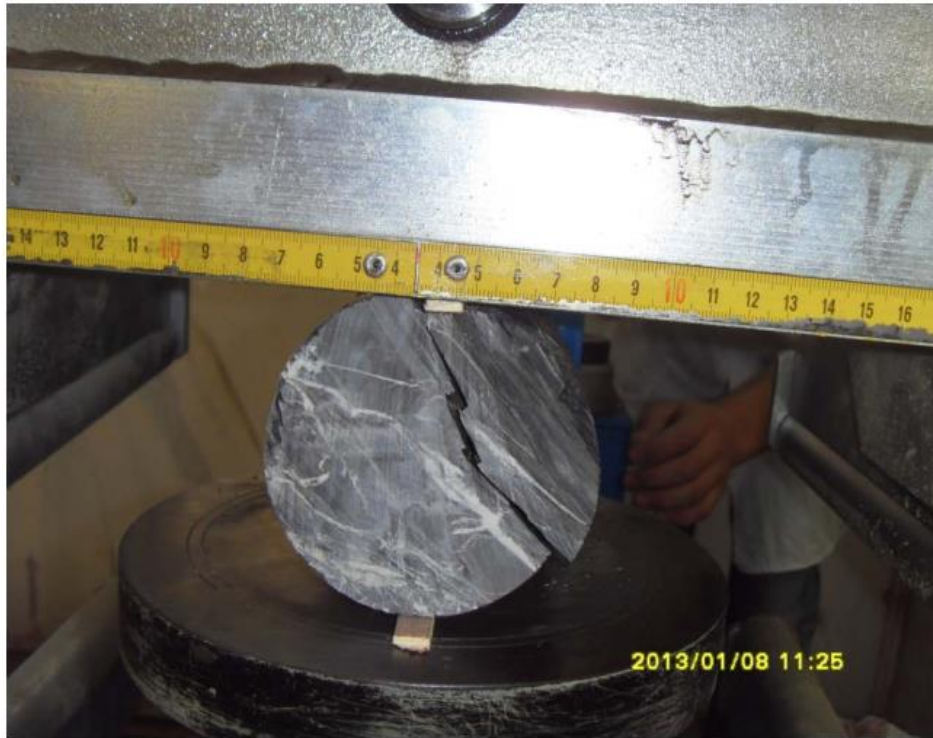


Figure II-19 : Exemple de rupture de la carotte de roc lors de l'essai de traction.

Tableau II-6 : Résultats des essais mécaniques sur carottes de roc.

Sondage	Echantillon Prof (m)	Résistance à la compression uniaxiale σ_{ci} (MPa)	Résistance à la traction σ_t (MPa)	Module E_i (MPa)
Sondage 1	7.60 à 8.00	5.04	-	-
	11.90 à 12.50	1.29 (1)	-	1600.00
	35.00 à 36.00	1.70 (1)	-	-
	40.00 à 40.50	8.51	-	1250.00
Sondage 3	80.20 à 80.70	6.80	2.33	371.00
	81.50 à 81.75	10.12	-	1547.00
	81.75 à 82.00	5.06	-	1162.00
	87.00 à 87.60	24.42	0.50	2974.00
	92.60 à 93.00	25.62	-	36560.00
	101.50 à 101.80	13.14	-	2609.00
	102.40 à 102.80	12.75	-	3182.00
	106.70 à 107.00	7.90	-	1668.00
110.00 à 110.30	9.12	-	2084.00	
Sondage 4	30.00 à 30.50	18.17	-	-
	37.00 à 37.50	10.09	2.36	1800.00
	40.00 à 41.00	7.30	-	1500.00
	59.00 à 59.50	2.74 (1)	-	1000.00
	62.00 à 63.00	11.93	1.88	22000.00
	67.00 à 67.80	4.49	2.22	1800.00
	68.00 à 68.50	9.65	-	20000.00
Sondage 5	27.00 à 27.50	8.35	-	880.00
	27.00 à 27.50	11.05	-	2000.00

C) *Essais chimiques*

Tableau II-7 : Résultats des analyses chimiques.

Sondage	Échantillon Prof. (m)	Chlorures (%) [NA 9297-1989]	Sulfates (%) [NA 461]	PH [NA 10390-2005]
Sondage 1	2.50 à 3.00	0.341	0.032	7.53
	20.50 à 21.00	0.127	0.009	6.55
	12.50 à 13.00	0.584	0.048	7.22
Sondage 5	2.50 à 3.00	0.172	0.079	7.11
	9.50 à 10.00	0.294	0.195	7.02
	29.50 à 30.00	0.112	0.034	7.06
Sondage 6	3.00 à 3.50	0.585	0.084	7.62
	25.00 à 25.50	0.386	0.056	6.33

Les résultats précédents confirment l'aspect non agressif du milieu environnant à l'emplacement prévu du tunnel.

Ces résultats doivent, toutefois, être nécessairement confirmés par d'autres analyses chimiques réalisées sur des échantillons d'eau prélevés dans le secteur des travaux et préférentiellement à l'intérieur du tunnel.

II.7 Interprétation des résultats de l'investigation géotechnique

Les observations sur le terrain et les sondages carottés sondage 1 à sondage 6 exécutés ont permis d'identifier quatre (4) principales unités lithologiques (UL) le long du tracé du tunnel.

- Unité lithologique 1 (UL1) : Flysch ;
- Unité lithologique 2 (UL2) : Schiste très fracturé ;
- Unité lithologique 3 (UL3) : Argilite supérieure très fracturée ;
- Unité lithologique 4 (UL4) : Argilite inférieure moyennement fracturée.

L'entendue des unités lithologiques le long du tracé du tunnel est montrée, sous forme de coupes géologiques, à l'annexe A. Le tracé du tunnel y est également indiqué. La cartographie géologique du site (figure II-13), les coupes géologiques de même que la description ci-dessous des caractéristiques géologiques de chaque unité lithologique ont été établies par le géologue du groupement.

La délimitation entre les différentes unités lithologiques a été déterminée, de façon approximative, par une interpolation linéaire entre les résultats obtenus au droit des sondages

carottés et les résultats de la cartographie sur le site en s'appuyant, entre autres, sur les affleurements rocheux, les talus rocheux en déblais de routes et de chemins d'accès, les espaces érodés, les surfaces des sillons, etc.

Une description générale des principales caractéristiques de chacune de ces unités lithologiques est présentée ci-après.

Unité lithologique UL1 : Flysch

Deux principaux types de flysch sont distingués en surface du site. Les flyschs massyliens représentés par des quartzites et des pélites grises, décomprimées, d'âge crétacé (Néocomien), surmonté par une mince couverture limono-sableuse d'âge quaternaire. Les flyschs maurétaniens correspondent à une alternance de bancs de grès d'épaisseur décimétrique et d'argile très friable.

Unité lithologique UL2 : Schiste très fracturé

Cette unité correspond aux matériaux de schistes satinés très altérés de couleur brun-grisâtre, avec des fractures obliques à sub-verticales remplies de quartzite et montrant des traces d'oxydation. Elle présente une faible consistance. Selon les forages exécutés, cette formation peut s'étendre jusqu'à une profondeur de 35 m.

Unités lithologiques UL3 et UL4 : Argilite

Ces unités correspondent aux matériaux qui constituent le substratum du tunnel. Il s'agit d'une argilite altérée, friable, dégradée et très fracturée dans sa partie supérieure jusqu'à 50 m de profondeur environ (RQD < 20%), et devient, par la suite, moyennement fracturée (RQD moyen : 60 %), saine et de consistance rocheuse.

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

II.8 Synthèse des paramètres géotechniques

Au stade des études préliminaires, les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir de classifications des massifs rocheux. En effet, l'art de construction

des tunnels est demeuré jusqu'à ces soixante dernières années une science essentiellement empirique dont les spécialistes se constituaient un savoir-faire au travers des expériences passées.

II.8.1 Classification des massifs rocheux du tunnel étudié

Quatre principales méthodes furent utilisées pour la classification géomécanique des unités lithologiques UL-1 à UL-4 définies précédemment. Il s'agit de celles basées sur les indices RQD, RMR, Q et GSI. Les détails et les résultats obtenus sont présentés, pour chaque méthode, dans les sections ci-après.

II.8.1.1 Classification selon l'indice R.Q.D

Le RQD (*Rock Quality Designation*) a été développé par Deere et autres (1967 [11], 1988 [12] et 1989 [13]) dans le but de donner une estimation quantitative de la fracturation du massif rocheux, à partir de carottes obtenues par des forages. Le RQD est défini comme étant le pourcentage des morceaux intacts de longueurs supérieures à 10 cm par rapport à la longueur totale de la carotte.

Les valeurs RQD estimées à partir des carottes récupérées dans les sondages FT-1 à FT-6 sont reportées dans les rapports de forages correspondants joints à l'annexe B.

La qualité de la roche en fonction du RQD moyen estimé pour les unités lithologiques UL1 à UL4 est résumée dans le tableau ci-dessous.

Tableau II-8 : Valeur RQD des unités lithologiques UL1 à UL4.

Unités lithologiques	RQD (%)	Classe (1)	Qualité de la roche	Fracturation Densité de
UL1	0	RQD 5	Très mauvaise	Très forte
UL2	0	RQD 5	Très mauvaise	Très forte
UL3	20	RQD 4	Très mauvaise	Très forte
UL4	65	RQD 3	Moyenne	Moyenne

II.8.1.2 Classification selon l'indice Q de BARTON

Sur la base des données issues d'un grand nombre de cas d'excavations souterraines, Barton et al (1974) [7] du NGI (Norwegian Geotechnical Institute) ont proposé un paramètre intitulé Tunneling Quality Index (Q). Ce paramètre est identifié indice Q.

L'application de cette méthode au contexte des unités lithologiques UL1 à UL4 a conduit aux valeurs moyennes de l'indice Q regroupées dans le tableau qui suit. [8]

Tableau II-9 : Valeurs Q des unités lithologiques UL1 à UL4.

Unités lithologiques	Q	Qualité de la masse rocheuse
UL1	0,08	Extrêmement mauvaise
UL2	0,4	Très mauvaise
UL3	0,6	Très mauvaise
UL4	1,8	Mauvaise

L'indice Q permet également l'estimation quantitative des soutènements nécessaires à la stabilité des excavations souterraines à partir de la géométrie de l'excavation et d'un paramètre intitulé ESR (*Excavation Support Ratio*), lequel est fonction de l'utilisation projetée du tunnel et du degré de sécurité désiré. [8]

II.8.1.3 Classification selon l'indice RMR

Bieniawski a publié en 1976 [9] les détails d'une classification des massifs rocheux intitulée Roch Mass Rating (RMR76). Depuis la version originale, certaines modifications y ont été apportées. La version la plus utilisée actuellement est celle de Bieniawski de 1989 [10]. Elle est identifiée RMR89.

L'indice RMR89 est la somme de cinq (5) notes (A1 à A5) représentant la quantification de cinq (5) paramètres caractérisant le massif rocheux et d'une (1) note d'ajustement (B) prenant en considération l'orientation des discontinuités.

Le RMR a été établi pour varier dans la gamme 0 à 100. Les cinq (5) paramètres caractérisant le massif rocheux sont : la résistance à la compression de la roche, l'indice RQD, l'espacement des discontinuités, l'état des discontinuités et les conditions hydrogéologiques.

Les notations correspondantes à chacun des six (6) paramètres de la classification RMR89 sont fournies à l'annexe E. La notation totale obtenue aboutit à cinq (5) classes de massif rocheux en fonction de sa qualité. À chaque classe de massif rocheux correspond un certain temps de tenue sans soutènement, ainsi qu'une plage de variation de ses propriétés mécaniques (cohésion et angle de frottement).

Ces données sont fournies à l'annexe B. L'application de cette méthode au contexte des unités lithologiques UL1 à UL4 a donné les résultats récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Tableau II-10 : Valeurs RMR89 des unités lithologiques UL1 à UL5. [9] [10]

Unités lithologiques	RMR 89	Classe	Qualité de la masse rocheuse
UL1	15	V	Très mauvaise
UL2	19	V	Très mauvaise
UL3	25	IV	Mauvaise
UL4	38	IV	Mauvaise

II.8.1.4 Classification selon l'indice GSI

L'indice GSI varie entre 5 et 85. Les valeurs de GSI proches de 5 correspondent à des masses rocheuses de très mauvaise qualité, tandis que celles proches de 85 décrivent des masses rocheuses d'excellente qualité. Pour ce dernier cas, la résistance de la masse rocheuse est sensiblement similaire à celle de la matrice rocheuse.

Cependant, en raison du manque de paramètres mesurables plus représentatifs et de la largeur des intervalles permettant de décrire les conditions de surface des discontinuités, seules des gammes de valeur peuvent être estimées à partir de la classification GSI. L'application de cette méthode de classification au contexte des unités lithologiques UL1 à UL4 a conduit aux valeurs moyennes de l'indice GSI données dans le tableau qui suit. [2] [3] [4] [5]

Tableau II-11 : Valeurs GSI caractérisant les unités lithologiques UL1 à UL4. [2] [3] [4] [5]

Unités lithologiques	GSI	Qualité de la masse rocheuse
UL1	11	Très mauvaise
UL2	15	Très mauvaise
UL3	22	Mauvaise
UL4	35	Mauvaise

Ces valeurs de GSI ont été incorporées dans le logiciel *RocLab1.0* [10] pour l'estimation des caractéristiques mécaniques des unités lithologiques UL1 à UL4

II.8.2 Paramètres géotechniques des unités lithologiques

II.8.2.1 Paramètres géotechniques selon l'indice RMR

Les paramètres de résistance (cohésion et angle de frottement) représentant les unités lithologiques UL1 à UL4 obtenus selon l'indice RMR sont récapitulés dans le tableau suivant. [6] [7]

Tableau II-12 : Paramètres géotechniques des unités lithologiques UL1 à UL4 selon l'indice. [6] [7]

Unité Lithologique	RMR	Cohésion (kPa)	Angle de frottement (degrés)
UL1	15	<100	<15
UL2	19	<100	<15
UL3	25	100 à 200	15 à 25
UL4	38	100 à 200	15 à 25

II.8.2.2 Paramètres géotechniques selon l'indice GSI

Tel que déjà spécifié, les valeurs GSI estimées pour chaque unité lithologique ont été introduites dans le logiciel *RocLab (Rocscience)* pour évaluer leurs caractéristiques géomécaniques. Ce logiciel se base sur le critère de rupture généralisé développé en 1988 [6] par Hoek et Brown et modifié en 2002 [7] par Hoek, Carranza-Torres et Corkum. Ce critère de rupture est représenté par l'expression suivante :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(mb \times \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

- σ'_1 et σ'_3 désignent respectivement les contraintes principales majeures et mineures à la rupture ;
- mb, s et a sont des constantes caractéristiques de la masse rocheuse, et σ_{ci} représente la résistance à la compression uniaxiale de la matrice rocheuse.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants. Les courbes de rupture représentées dans le diagramme du critère de Hoek-Brown (contraintes principales majeures versus contraintes principales mineures) et dans le diagramme du critère de Mohr-Coulomb (contraintes de cisaillement versus contraintes normales) sont fournies dans l'annexe B. Les détails des calculs sont également indiqués.

Tableau II-13 : Paramètres géotechniques des unités lithologiques UL1 à UL4 déduites du critère de rupture généralisé de Hoek-Brown.

Unité Lithologique	Cohésion (KPa)	Angle de frottement (degrés)
UL1	22	17,55
UL2	47	28,76
UL3	57	28,79
UL4	93	32,84

Tableau II-14 : Module de déformation et autres paramètres géomécaniques des unités lithologiques UL1 à UL4 obtenus selon le critère de rupture généralisé de Hoek-Brown.

Unité Lithologique	σ_{tMAS} (MPa)	σ_{cMAS} (MPa)	G_s (MPa)	E_{MAS} (MPa)
UL1	-0,0001	0,003	0,056	25,82
UL2	-0,001	0,025	0,33	109,35
UL3	-0,007	0,094	0,534	151,90
UL4	-0,019	0,241	0,787	340,22

σ_{tMAS} : Résistance à la traction de la masse rocheuse ;

σ_{cMAS} : Résistance à la compression uniaxiale de la masse rocheuse ;

G_s : (Global Strength) Résistance globale de la masse rocheuse ;

E_{MAS} : Module de déformation de la masse rocheuse.

Les résultats du tableau précédent confirment la mauvaise qualité, en termes de résistance et de déformation, de l'ensemble des formations lithologiques UL1 à UL4. Selon les recommandations de l'AFTES, l'argilite qui sera traversée par le tunnel se classe, en termes de module de déformation de la masse rocheuse, dans la dernière catégorie de cette classification, soit DM5. A cette classification correspond une masse rocheuse de très forte déformabilité et de faible module de déformation.

II.8.3 Sélection des paramètres géotechniques d'étude

Les différents résultats des travaux de terrain (sondages et essais *in situ*), des essais de laboratoire, des différentes classifications géomécaniques combinée à l'expérience acquise dans des projets réalisés dans des formations géologiques comparables nous ont servi de guide pour estimer, de façon raisonnable, les paramètres d'étude de la masse rocheuse concernée pour ce projet de tunnel. Ces derniers sont, pour chaque formation lithologique, regroupés dans le tableau qui suit.

Tableau II-15 : Synthèse des paramètres géotechniques des terrains constituant le sous-sol du projet.

Unités lithologiques	Poids volumique (KN/m ³)	Cohésion (KPa)	Angle de frottement (°)	Module de déformation (MPa)	Coefficient de poisson
UL1	24	25	25	50	0.3
UL2	24	50	23	150	0.3
UL3	27	60	25	200	0.28
UL4	27	100	30	400	0.28

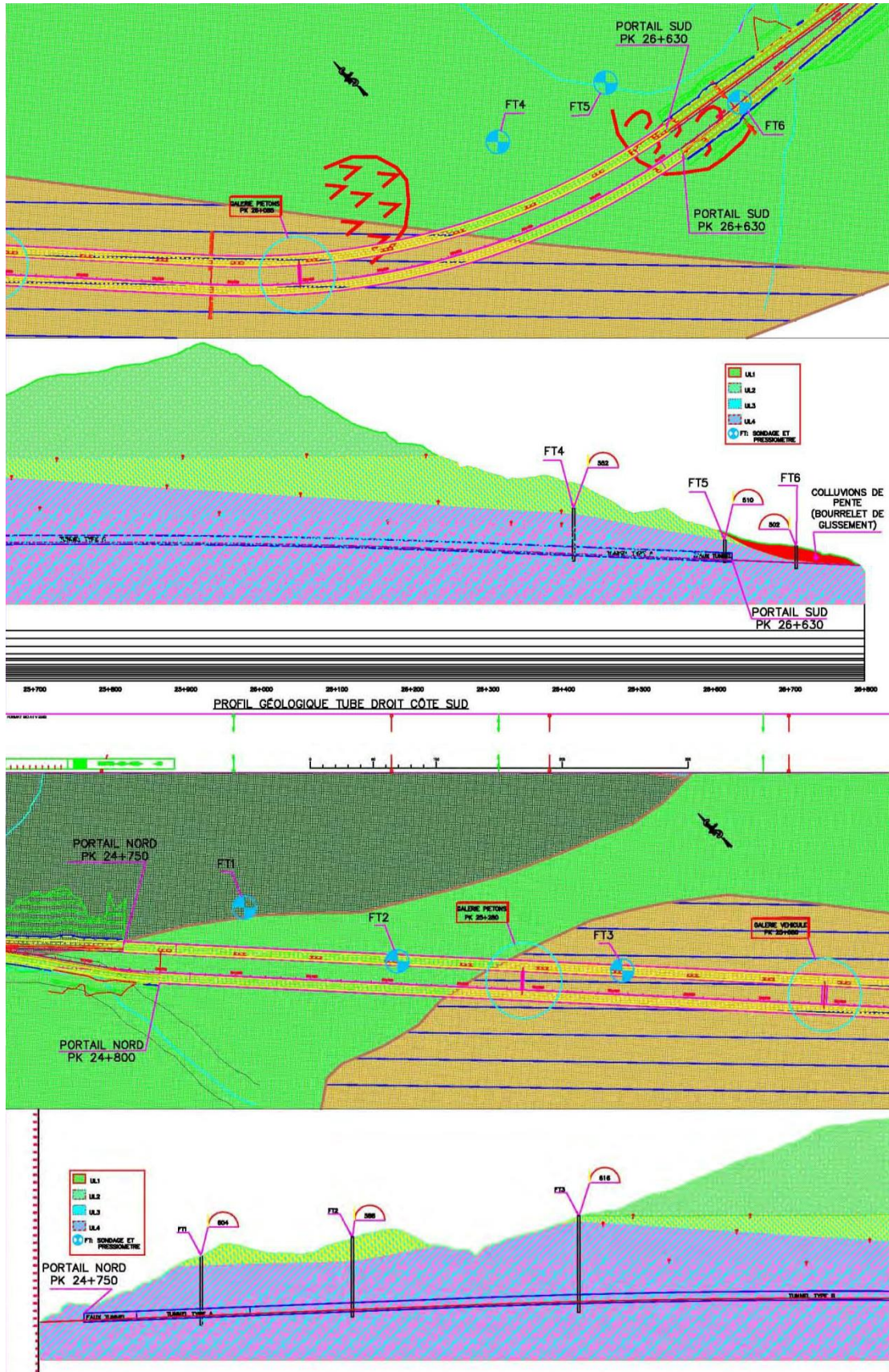


Figure II-20 : Localisation des sondages et coupes géologiques.

II.9 Conclusion

Suite à l'analyse et l'interprétation des données géologiques, hydrogéologiques, sismiques et géotechniques obtenus des différents rapports d'études relatif à notre projet il en ressort que :

- De point de vue géologie, le site d'étude est constitué principalement d'une succession de quatre formations. De la base au sommet on note une couche d'argilite moyennement fracturée, saine et de consistance rocheuse, surmonté respectivement par une couche d'argilite aussi altérée, friable, dégradable et très fracturée, une couche de schiste très fracturé et d'une couche de flysch
- L'analyse hydrogéologique révèle l'existence d'une nappe phréatique mais son niveau n'est de façon générale, pas stationnaire, mais qu'il est susceptible de fluctuer, à la hausse ou à la baisse, en fonction des conditions climatiques, et parfois selon les modifications apportées à l'environnement (travaux d'excavation, pompage, etc.).
- Sur la base des considérations précitées, il appert que la zone d'étude est située dans un secteur caractérisé par une sismicité moyenne de classe II-a, selon le PRPOA (2008). Il y a lieu de souligner que les effets d'un tremblement de terre dans un ouvrage souterrain confiné ne sont pas, de manière générale, les mêmes que ceux sur une structure située en surface. Dans le cas des tunnels bien construits à travers une roche encaissante de bonne qualité, les effets sont généralement faibles. Cependant, une attention particulière doit être accordée aux zones présentant une roche encaissante de mauvaise qualité, et plus particulièrement au niveau des portails, où la couverture est plus faible et où s'y trouvent généralement des terrains de moindre qualité. Dans ces conditions, des précautions particulières doivent être prises en phase de conception et de réalisation pour contrer les effets sismiques sur la structure du tunnel.

CHAPITRE III :

Choix du soutènement

III.1 Introduction

Le creusement d'un ouvrage souterrain (galerie, tunnel) perturbe le système des contraintes naturelles autour de la cavité créée, et généralement le terrain encaissant agit par certaines réactions, qui peuvent être la cause directe de l'instabilité du massif et de l'ouvrage. Cette réaction dépend directement de la nature, caractéristiques et de la résistance mécanique du terrain excavé et les caractères géométriques de la cavité. Pour cela la réalisation de soutènement est l'un des éléments essentiels de l'exécution du tunnel, galerie. Il a un rôle de protection et de sécurité pour les personnels travaillent sous terre (contre les chutes de petits blocs), de supportage pour assurer la stabilité des gros blocs et de confinement pour limiter la convergence du terrain. Il sert aussi à protéger les terrains en paroi vis-à-vis de l'altération. [11]

Dans le présent chapitre, il est question de dimensionner le soutènement du tunnel au niveau du tronçon 1 (PK 24+875 à Pk25+200). Le dimensionnement consiste à choisir un type de soutènement en utilisant les recommandations de BEINIAWSKI et celles de l'AFTES, ainsi que le calcul du soutènement choisi et sa vérification en utilisant la méthode convergence-confinement. Et par la suite il faut aussi vérifier la stabilité du front de taille, et le risque du soulèvement de radier par la méthode de Tsimbarievich.

III.2 Le choix de soutènement provisoire du tunnel de Taxenna

Comme on peut l'observer du profil géotechnique, le tunnel de Taxenna passe totalement d'une unité d'argilite. Les valeurs RMR et GSI du trajet figurent ci-après. [12]

Pour une bonne étude de dimensionnement on fait appel à une coupe lithologique qui a pour but la présentation des différentes couches et leur paramètre géotechnique constituant le terrain accueillant le projet, sont représentés dans la figure III.1

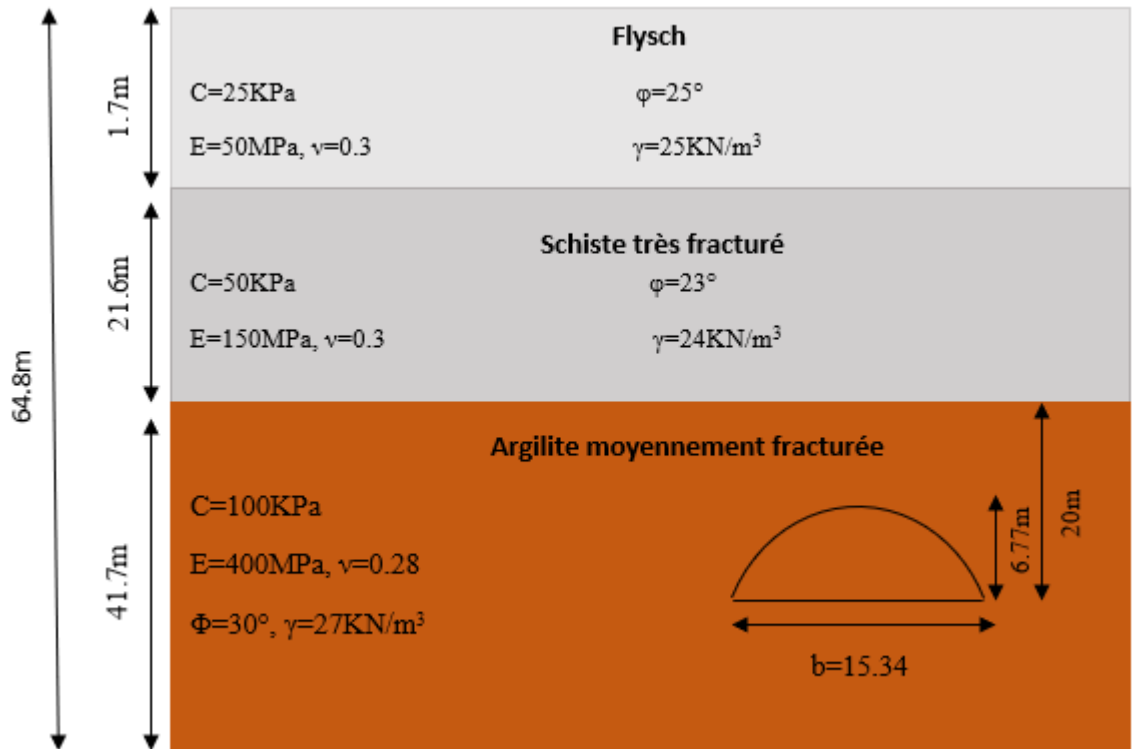


Figure 0-1 : Coupe lithologique au niveau de tronçon 1.

III.2.1 Choix du soutènement selon BEINIAWSKI

Selon les données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du terrain encaissant le tunnel, les critères pour le choix du type de soutènement selon BIENIAWSKI correspondantes sont :

- ✓ La Résistance à la compression
- ✓ Le RQD
- ✓ L'espacement des discontinuités
- ✓ La nature et direction des discontinuités
- ✓ Les conditions hydrologiques

Tableau 0-1 : Classification de la masse rocheuse.

Paramètres	Valeurs	Notation
Résistance de la roche (MPa)	10	2
RQD (%)	65	13
Espacement des discontinuités (mm)	60 à 200	8
Nature des discontinuités	Longueur (3 à 10)	2
	Ouverture (0.1 à 1mm)	4
	Rugosité : Lisse	1
	Altération : Moyennement	3
	Matériaux de remplissage : dur	2
Eau	Sec	15
Ajustement du RMR	(Défavorable) : -10	
Valeur du RMR	50-10=40	
Classe	IV	Rocher médiocre
RMR=Σ (1+2+3+4+5)=50		

Les types de soutènement recommandés sont :

- Boulonnage prépondérant avec des boulons espacés de 0.5 à 1 m, grillage soudé et 30 à 50 mm de béton projeté (couronne+ parement).
- Béton projeté prédominant avec (150 mm en couronne et 100 mm en parements), grillage soudé, boulons de 3 m espacés de 1,5 m.
- Cintres métalliques avec des cintres moyens espacés de 0,7 à 1,5 m et 50 mm de béton projeté en couronne.

III.2.2 Choix du soutènement selon les recommandations de l'AFTES

Dans ses recommandations (2003), l'AFTES (Association Française de Tunnels et de l'espace souterrain) propose une description plus générale du massif rocheux caractérisant chaque paramètre (indice de discontinuité, nombre et orientation des familles de discontinuités, type de roches, altération, état de contraintes...etc). A partir de cette combinaison, l'AFTES propose un type de soutènement adapté grâce à l'utilisation de plusieurs tableaux.

Les critères pris en compte par l'AFTES sont :

- Le comportement mécanique du terrain R4 ;
- Les discontinuités N3-S4 ;
- L'altérabilité - le gonflement : Gonflant ;
- L'hydrologie R4-H2-K1 ou K2 ;
- La hauteur de recouvrement et les contraintes naturelles R4- CN3 ;
- Les dimensions de la cavité $D = 13.54 \text{ m} > 10 \text{ m}$;

- Le procédé de creusement ;
- L'environnement.

Le tableau résume le type de soutènement pour chaque critère ainsi que la synthèse qui permet de choisir un soutènement adéquat.

Les types de soutènement recommandés sont :

- ✓ Boulons à ancrage réparti avec béton projeté.
- ✓ Cintres légers coulissants avec blindage métallique ou béton projeté + soutènement du front + boulonnage obligatoire.

Le type de soutènement choisi est : Cintres légers coulissant avec béton projeté.

Tableau 0-2 : Choix du type de soutènement en fonction des conditions du terrain selon les recommandations de l’AFTES.

Critères	Classes	Boulons			Cintres		Voussoirs		Procédés spéciaux										
		À ancrage ponctuel	À ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Legers couissants	Plagues métalliques assemblés	Béton	Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	Injection	Air comprimé	Congélation						
Comportement mécanique	R4	×			●														
Discontinuité	N3-S4	×	Bp	×	Bl ou Bp ●	Bl ou Bp ●	Bl ou Bp ●												
Altérabilité	Terrain gonflant	×	Bp	Bp	Bl ou Bp ●	Bl ou Bp ●		●											
Hydrologie	R4-H2-K1 ou K2			×	●		●												
Couverture	R4-CN3			×	Sf ●	×	×		Sf	Sf									
Dimension de la galerie	D > 10m				●		×												
Environnement					●														
Synthèse		×	●	×	Bl ● ou Bp Sf Bo Rev	×	×		Sf	×									

III.2.3 Calcul et Vérification du soutènement

La méthode de convergence-confinement (Panet et Guellec, 1974) s'appuie sur la mécanique des milieux continus et fait donc nécessairement appel pour le massif à une loi de comportement d'un milieu continu. Toute modélisation implique à la fois une simplification des lois de comportement et une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif et par conséquent, le recours à un milieu équivalent qui à l'échelle de l'ouvrage, permet une représentation convenable du comportement du massif. Le choix des caractéristiques de ce milieu équivalent constitue, le plus souvent, l'étape la plus délicate de la modélisation. [12]

III.2.3.1 Hypothèses

L'hypothèse forte est la considération unidimensionnelle du problème :

- ✓ Hypothèse des déformations planes ;
- ✓ Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ($K_0 = 1$) et d'isotropie du massif ;
- ✓ La cavité étudiée a une forme cylindrique.

L'état initial est défini par l'état de contraintes isotrope. H est la hauteur de couverture et le poids volumique des terrains sus-jacents. La contrainte initiale dans le massif est donc : $\sigma = \gamma_0 * H$

Il sera utilisé la méthode convergence-confinement pour le calcul et la vérification du soutènement. Étant donné que les recommandations de l'AFTES ne donnent aucune indication sur les dimensions des éléments de soutènement, on se proposera dans un premier temps, pour la combinaison choisie (cintre + béton projeté), les dimensions minimales, soit :

Cintres métalliques HEB180 espacés de 0.5 m et béton projeté de 25 cm d'épaisseur.

- Le soutènement est mis en place à une distance de 1m du front de taille
- La contrainte initiale en clé de voute $\sigma_0 = \gamma * H = 918,11 \text{KPa}$
- La résistance à la compression (R_c) est obtenue à partir des essais mécaniques $R_c = 10 \text{MPa}$

$$\sigma_0 = 918.11 \text{kPa} < \frac{R_c}{2} = \frac{10000}{2} \text{KPa} \text{ le terrain aura un comportement élastique.}$$

En utilisant les équations (I.7, I.9 et I.10) et les données suivantes concernant le terrain et le soutènement :

A) Les caractéristiques du terrain

Tableau 0-3 : Les caractéristiques du terrain.

Caractéristiques du terrain	
Rayon (m)	6,77
Cohésion (KPa)	100
Angle de frottement (°)	30
Module de Young (MPa)	400
Coefficient de poisson	0,3
Hauteur de couverture (m)	36,53

B) Les caractéristiques du soutènement

➤ **Cintres**

Tableau 0-4 : Les caractéristiques du profilé HEB180.

Profilé	S (cm ²)	E(MPa)	σ _{acier} (MPa)	Espacement (m)
HEB180	65,3	210 * 10 ³	160	0,5

➤ **Béton projeté**

Type	E(MPa)	σ _{béton} (MPa)	Épaisseur (m)	Coefficient de poisson
Béton projeté	10000	5	0,25	0,2

- La distance du front de taille x = 1m
- La contrainte initiale $\sigma_0 = \gamma \cdot H = \mathbf{918.11 \text{ kPa}}$;
- La résistance à la compression Rc=10000KPa ;
- Le déplacement de la paroi à l'apparition de la rupture :

$$U_e = \frac{1+\nu}{E} * R * \sigma_0 = 2,02 \text{ cm} \quad (\text{I.6})$$

Le taux de déconfinement du terrain en comportement élastique, à une distance (x=1m) du front de taille est

$$\lambda_{so} = 1 - 0.75 \left[\frac{1}{1 + \frac{4}{3} * \frac{1}{6.77}} \right]^2 = 0,476 \quad (\text{I.9})$$

Le déplacement de la paroi pour $P = 0$

$$U_{so} = \lambda_{so} * U_e$$

$$U_{so} = 0,476 * 2,02 = 0,96 \text{ cm}$$

D'après les expressions des rigidités données par le tableau I.7, la rigidité du béton projeté $K_b = 384,66 \text{ MPa}$, et celle du cintre métallique $K_c = 405,11 \text{ MPa}$.

La rigidité du soutènement serait alors :

$$K_s = K_b + K_c \text{ qui serait égale à } K_s = 789,77 \text{ MPa.}$$

Selon l'équation II.10, l'équation de la courbe caractéristique de soutènement s'écrit :

$$P = \frac{789,77}{6,77} * U - \frac{789,77}{6,77} * 0,96 * 10^{-2} \quad (\text{I.10})$$

La méthode convergence-confinement a été implémentée sur Excel ce qui nous a permis de tracer la courbe de convergence du terrain et de confinement du soutènement (Figure III.2).

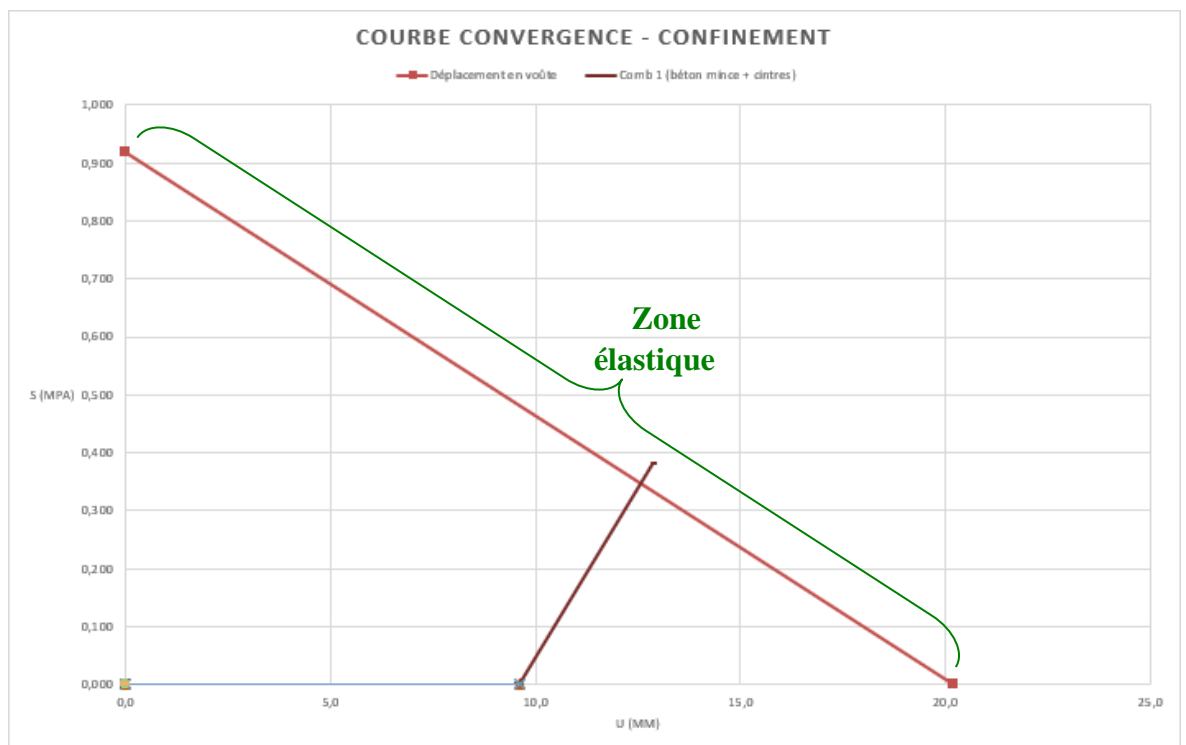


Figure 0-2: Courbe de Convergence-Confinement.

Le point d'intersection de la courbe de convergence avec la droite de confinement représente le point d'équilibre. La figure III-2 donne à l'équilibre :

— Une pression $P_{\text{éq}} = 363,64 \text{ kPa}$.

— Un déplacement de la paroi du tunnel $U_{\text{éq}} = 12,3 \text{ mm}$.

À partir du Tableau I.7:

$$P_{\max(\text{béton})} = \frac{\sigma_b \max \cdot e}{R}$$

$$P_{\max(\text{cintre})} = \frac{\sigma_a \cdot S}{R \cdot e_a}$$

En considérant une contrainte limite admissible du béton $\sigma_{b\max} = 5\text{MPa}$, et pour une épaisseur du béton projeté $e = 0,25\text{m}$, le rayon du tunnel $R = 6.67\text{m}$, un espacement des cintres métalliques $e_a = 0.5\text{m}$ et une contrainte admissible de l'acier $\sigma_a = 160\text{MPa}$ les valeurs des pressions maximales admissibles dans chacun des éléments de soutènement sont :

$$P_{\max(\text{cintre})} = 308 \text{ kPa} \quad \text{et} \quad P_{\max(\text{béton projeté})} = 180\text{kPa}.$$

A l'équilibre terrain/soutènement, les pressions développées au niveau du cintre métallique $P(\text{cintre})$ et au niveau du béton projeté $P(\text{béton})$ sont :

$$\checkmark P(\text{cintre}) = \frac{k_c}{K_3} * P_{\text{eq}} ;$$

$$\checkmark P(\text{cintre}) = 186.52\text{kPa}$$

$$\checkmark P(\text{béton}) = \frac{k_{bp}}{K_3} * P_{\text{eq}} ;$$

$$\checkmark P(\text{béton}) = 177,11 \text{ kPa}$$

$$\checkmark P(\text{cintre}) = 186,52\text{KPa} < P_{\max(\text{cintre})} = 308\text{kPa} ;$$

$$\checkmark P(\text{béton}) = 177,11\text{Pa} < P_{\max(\text{béton})} = 180\text{KPa} ;$$

$$\checkmark P_{\max(\text{soutènement})} = 390.9\text{kPa} > P_{\text{eq}} = 363.64\text{kPa}$$

Détermination des déplacements :

$$\text{➤ } P_{bp} = \frac{K_{bp}}{R} U - \frac{K_{bp}}{R} U_{so} \Rightarrow U_{\max 1} = 1,28\text{cm}$$

$$\text{➤ } P_c = \frac{K_c}{R} U - \frac{K_c}{R} U_{so} \Rightarrow U_{\max 2} = 1,47\text{cm}$$

$$\checkmark U_{\max 1} < U_{\max 2}$$

$$P_{\max} = P_{bp\max} + P_{c\max} (U = U_{bp\max})$$

$$P_{\max} = 390,9\text{MPa}$$

Par conséquent, le soutènement proposé est vérifié vis-à-vis de la rupture.

III.2.4 Vérification au risque de soulèvement du radier

Le terrain sous le radier est une argilite moyennement fracturée avec les caractéristiques suivantes :

$$\varphi = 30^\circ ; C = 100 \text{ kPa} ; \gamma = 27 \text{ KN/m}^3.$$

La pression verticale due au poids des terres au-dessus du radier est :

$$P = 633.59 \text{ kPa.}$$

III.2.4.1 Calcul de P :

En considérant la largeur du tunnel $b=15.34\text{m}$, la hauteur du tunnel $h=6.77\text{m}$ et l'angle de frottement du terrain $\varphi = 30^\circ$

$$B_1 = \left(15. \frac{34}{2}\right) + 6.77 * \tan\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 11.58 \text{ m.}$$

$$\text{On a } H_0 = 36.53 \leq 5 * B_1 = 57.9\text{m}$$

Par conséquent, l'effet de voûte s'étend jusqu'à la surface.

A) Les charges verticales

A.1 Flysch : P_{v1}

$$\text{En utilisant } P_{V1} = \frac{\gamma \cdot B_1 - C}{K \cdot \tan \varphi} \left(1 - e^{\left(\frac{-k \cdot H_1 \cdot \tan \varphi}{B_1}\right)}\right) + q \cdot e^{\left(\frac{-k \cdot H_1 \cdot \tan \varphi}{B_1}\right)} \quad (\text{I.13})$$

Pour la hauteur soumise à l'effet de voûte $H_1=1,7\text{m}$, surcharge $q = 0 \text{ kPa}$, $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$, coefficient expérimental $K = 1$ (selon Terzaghi), $\varphi=25^\circ$, $C=25 \text{ KPa}$ et $B_1=23.16 \text{ m}$

$$P_{V1} = \frac{25 \cdot 23.16 - 25}{1 \cdot \tan 25} \left(1 - e^{\left(\frac{-1 \cdot 1.7 \cdot \tan 25}{23.16}\right)}\right) = 39.97 \text{ KPa.}$$

A.2 Schiste très fracturé 1 : P_{v2}

$$\text{En utilisant : } P_{V2} = \frac{\gamma \cdot B_1 - C}{K \cdot \tan \varphi} \cdot \left(1 - e^{\left(\frac{-k \cdot H_1 \cdot \tan \varphi}{B_1}\right)}\right) + P_{V1} \cdot e^{\left(\frac{-k \cdot H_1 \cdot \tan \varphi}{B_1}\right)}$$

Pour $B_1 = 11,58 \text{ m}$, $H_1 = 21,6 \text{ m}$, $P_{V1} = 39,97 \text{ kPa}$, $C = 50 \text{ kPa}$, $\gamma = 24 \text{ kPa}$ et $\varphi = 20^\circ$

$$P_{V2} = \frac{24 \cdot 23.16 - 50}{1 \cdot \tan 20} \cdot \left(1 - e^{\left(\frac{-1 \cdot 21.6 \cdot \tan 20}{23.16}\right)}\right) + 39.97 * e^{\left(\frac{-1 \cdot 21.6 \cdot \tan 20}{23.16}\right)} = 428.50 \text{ KPa.}$$

A.3 Argilite moyennement fracturée : P_{v3}

$$\text{En utilisant : } P_{V3} = \frac{\gamma \cdot B_1 - C}{K \cdot \tan \varphi} \cdot \left(1 - e^{\left(\frac{-k \cdot H_1 \cdot \tan \varphi}{B_1}\right)}\right) + P_{V2} \cdot e^{\left(\frac{-k \cdot H_1 \cdot \tan \varphi}{B_1}\right)}$$

Pour $B_1 = 11,58 \text{ m}$, $H_1 = 13,23 \text{ m}$, $P_{V2} = 428.5 \text{ kPa}$, $C = 100 \text{ kPa}$, $\gamma = 27 \text{ kPa}$ et $\varphi = 30^\circ$

$$P_{V3} = \frac{27 \cdot 23.16 - 100}{1 \cdot \tan 30} \cdot \left(1 - e^{\left(\frac{-1 \cdot 13.23 \cdot \tan 30}{23.16}\right)}\right) + 428.50 * e^{\left(\frac{-1 \cdot 13.23 \cdot \tan 30}{23.16}\right)} = 563,74 \text{ kPa.}$$

A.4 La charge verticale totale

$$P_{vt} = P_{V3} = 563,74 \text{ KPa}$$

B) Charge horizontale

K_a est calculé par l'équation suivante : $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$\text{Donc } K_a = 0.33$$

$$P_{\text{sommet}} = (K_a \cdot P_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}) \cdot (1 + \lambda) + \gamma_w \cdot h_{w1}$$

$$P_{\text{sommet}} = (0,33 \cdot 428,50 - 2 \cdot 100 \cdot \sqrt{0,33}) \cdot (1 + 0,8) + 10 \cdot 0 = 47,72 \text{ kPa}$$

$$P_{\text{base}} = (K_a \cdot (P_v + \gamma \cdot H) - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}) \cdot (1 + \lambda) + \gamma_w \cdot h_{w2}$$

$$P_{\text{base}} = (0,33 \cdot (428,5 + (27 \cdot 36,53)) - 2 \cdot 100 \cdot \sqrt{0,33}) \cdot (1 + 0,8) + 10 \cdot 0 = \mathbf{633,59 \text{ kPa}}$$

On calcule la profondeur x de terrain - à partir du niveau du radier, qui exerce sa poussée sur le radier pour le soulever (Szechy, 1971) :

$$\text{On a : } x = \frac{P \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2 \cdot c [\text{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + \text{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2})]}{\gamma [\text{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) - \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})]}$$

$$X = \frac{633,59 \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \frac{30}{2}) - 2 \cdot 100 [\text{tg}(45^\circ + \frac{30}{2}) + \text{tg}(45^\circ - \frac{30}{2})]}{27 [\text{tg}^2(45^\circ + \frac{30}{2}) - \text{tg}^2(45^\circ - \frac{30}{2})]} = - 3,48$$

✓ $X = -3,48 < 0$ par conséquent la stabilité du radier vis-à-vis du soulèvement est vérifiée.

III.3 Conclusion

Le soutènement est un élément posé immédiatement après l'opération de l'excavation, il permet d'assurer la stabilité des parois du tunnel et la sécurité du personnel.

En fonction des conditions géologiques et géotechnique du terrain encaissant le tunnel, les recommandations de l'AFTES ont permis un ensemble de solutions pour le soutènement provisoire, le choix s'est porté sur les cintres métalliques légers associés au béton projeté. La méthode convergence confinement a permis de dimensionner et vérifier le soutènement provisoire adéquat, il sera constitué de cintres métalliques HEB180 et d'une couche de 25cm béton projeté, et cela nous produira la valeur de déplacement du terrain à l'équilibre $U_{\text{éq}}$ égale à 1,23 cm.

D'autre part, il a été procédé à la vérification du risque de soulèvement du radier par le biais de la méthode de Tsimbarievich.

CHAPITRE IV :

**Modélisation
numérique par la
méthode des
éléments finis**

IV.1 Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vues son grand champ d'application.

Ce chapitre présente une étude numérique visant à modéliser le tronçon du tunnel de Texana wilaya de Jijel, en utilisant le logiciel PLAXIS 2D, la méthode sur laquelle est basée le logiciel est la MEF et avec la nouvelle méthode autrichienne (NATM) comme une technique d'excavation.

IV.2 Présentation de Plaxis

Le code éléments finis PLAXIS est conçu par des géotechniciens numériques, il présente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique dans le domaine de la géotechnique.

Les développements de PLAXIS ont commencé en 1987 à l'université de Delft de la technologie, en coopération avec le ministère hollandais des travaux publics.

Le but initial était de développer un code facile en élément finis pour l'analyse des remblais pour les sols mous des terres de la Hollande.

En 1993, en raison des activités continues et croissantes, une compagnie nommée PLAXIS.

B.V a été créée pour assurer les activités de l'université de Delft de la technologie pour garantir la continuité et le développement.

Du point de vue pratique, le système de menus à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure, il est d'une utilisation simple et fiable.

Bien que la modélisation du sol lui-même soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol.

PLAXIS est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes.

L'interface d'utilisation de PLAXIS consiste en quatre sous-programmes (Input, Calculation, Output et Curve).

IV.3 Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan\phi + c ;$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau

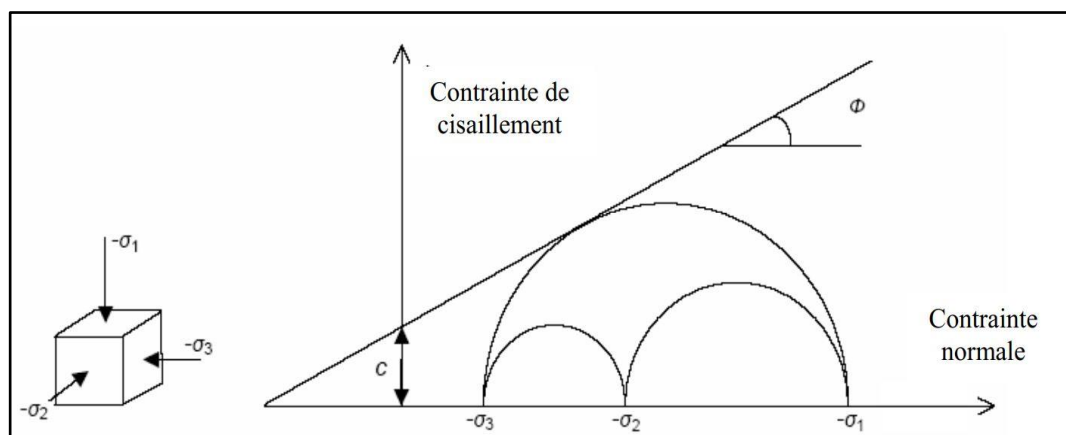


Figure IV-1 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (**Error! Reference source not found.**1) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

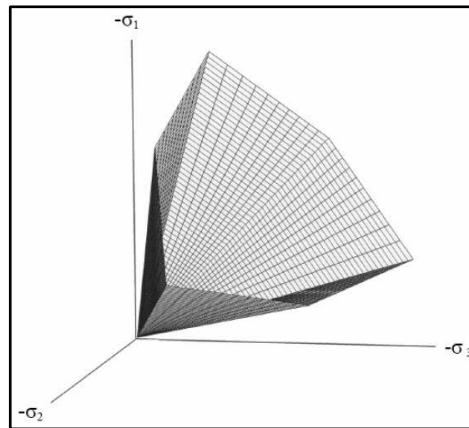


Figure IV-2 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les trois autres sont c et ϕ et ψ , respectivement. $c=0$ sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

IV.3.1.1 Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux.

IV.3.1.2 Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

IV.3.1.3 Angle de frottement

L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer

des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite.

IV.3.1.4 Cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\phi_u = 0$, *PLAXIS* offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre.

IV.3.1.5 Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \phi < 30^\circ.$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

IV.3.2 Procédure de modélisation

Le modèle élasto-plastique de Mohr-coulomb a été choisi comme critère de rupture du terrain encaissant le tunnel.

La géologie du site est composée de trois couches :

- Une couche de flysch de 1.7 m d'épaisseur ;
- Une couche de schiste très fracturé de 21.6 m d'épaisseur ;
- Une couche d'argilite moyennement fracturé de 41.7m d'épaisseur.

Pour faire la modélisation de soutènement provisoire du tronçon du tunnel, on a calculé les caractéristiques retenues utilisées pour cette modélisation sont :

IV.3.3 Caractéristiques mécaniques des éléments de soutènement

IV.3.3.1 Les caractéristiques du cintre métallique (HEB220)

E_{cintre} : module d'élasticité de la métallique égale $210 \cdot 10^3$ MPa ;

A_{cintre} : Section du profilé égale 65,3 cm²

I_{cintre} : moment d'inertie du profilé par rapport à l'axe égal 3831 cm⁴

IV.3.3.2 Les caractéristiques du béton projeté

Epaisseur de béton projeté égal 25 cm

$E_{\text{béton}}$: Module d'élasticité de béton égal 10000 MPa

$A_{\text{béton}}$: Section d'un rectangle en béton égal 0,25 m²

$I_{\text{béton}}$: Moment d'inertie d'un rectangle en béton égal $1,30 \cdot 10^{-3}$ m⁴

A) *Rigidité du cintre métallique*

➤ La compression : $EA = E_{\text{cintre}} * A_{\text{cintre}}$

➤ La flexion : $EI = E_{\text{cintre}} * I_{\text{cintre}}$

B) *Rigidité du béton projeté*

➤ La compression : $EA = E_{\text{béton}} * A_{\text{béton}}$

➤ La flexion : $EI = E_{\text{béton}} * I_{\text{béton}}$

C) *Calotte*

➤ $EA = E_{\text{cintre}} * A_{\text{cintre}} + E_{\text{béton}} * A_{\text{béton}}$

➤ $EI = E_{\text{cintre}} * I_{\text{cintre}} + E_{\text{béton}} * I_{\text{béton}}$

D) *Radier*

$EA = E_{\text{béton}} * A_{\text{radier}}$

$EI = E_{\text{béton}} * I_{\text{radier}}$

Les caractéristiques de soutènement provisoire, sont présentées dans le tableau IV-1 :

Tableau IV-1 : Les paramètres du soutènement provisoire au niveau du tunnel.

Identification	Modèle	EA(KN/m)	EI(KN.m ² /m)
Cintres	Elastique	$1,3713 * 10^6$	8045,1
Béton projeté	Elastique	$2,5 * 10^6$	13020,833
Radier	Elastique	$3 * 10^6$	22500
Calotte	Elastique	$3.8713 * 10^6$	21.06*103

IV.4 Modélisation du tunnel

Pour cette partie on fait la modélisation de soutènement provisoire qui est constitué de cintre métallique HEB 180 et béton projeté de 25 cm.

IV.4.1 Caractéristiques des matériaux

IV.4.1.1 Propriétés des couches de sols et des interfaces

Les propriétés des couches de sols et des interfaces sont résumées dans le tableau IV-2

Tableau IV-2 : Propriétés des couches de sols.

Paramètres	Nom	Flysch	Schiste très fracturé	Argilite moy. Fracturée	Unité
Modèle type	Model	M-C	M-C	M-C	-
Type de comportement	Type	Drainé	Drainé	Drainé	-
Poids volumique sec	γ_{dry}	25	24	27	kN/m ³
Poids volumique humide	γ_{wet}	25	24	27	kN/m ³
Perméabilité	K	2.02*10 ⁻⁴	2.02*10 ⁻⁴	2.02*10 ⁻⁴	m/jour
Module d'Young	E	50*10 ³	150*10 ³	400*10 ³	kPa
Coefficient de Poisson	ν	0,3	0,3	0,28	-
Cohésion	C _{ef}	25,00	50,00	100,00	kPa
Angle de frottement	φ	25,00	23,00	30,00	°
Angle de dilatation	Ψ	0	0	0	°

IV.4.1.2 Éléments structuraux

Tableau IV-3 : Propriétés du tunnel.

Paramètre	Nom	Soutènement provisoire	Unité
Type de comportement	Matériel type	Élastique	-
Rigidité normale	EA	2.107	kN/m
Rigidité de flexion	EI	9300	kNm ² /m
Épaisseur équivalente	d	0,902	m
Poids	w	0	kN/m/m
Coefficient de Poisson	ν	0,2	-

IV.4.2 Génération du maillage

On règle la finesse du maillage (*global Coarseness*) sur « *very fine* », puis, on le raffine localement au niveau des éléments structuraux, comme indiqué sur la figure IV-2.

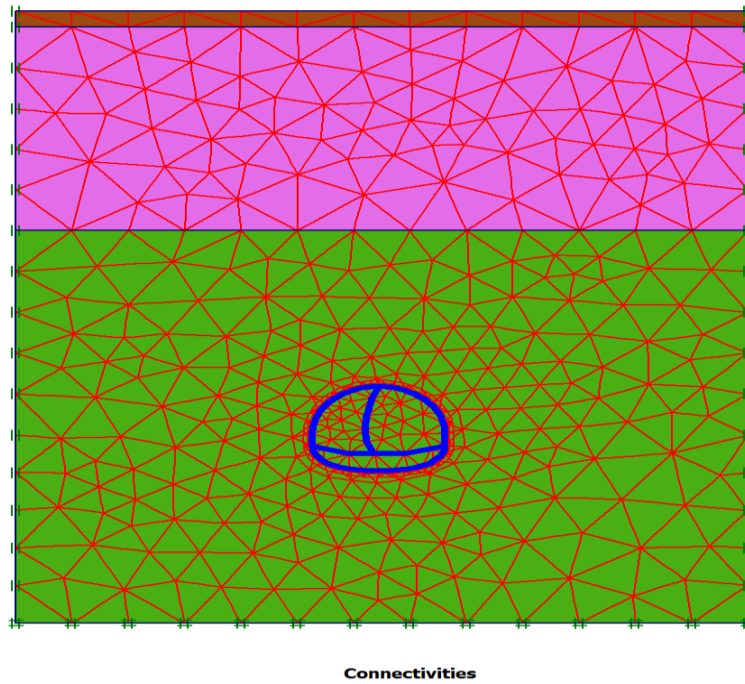


Figure IV-3 : Maillage du projet.

IV.4.3 Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales

IV.4.3.1 Conditions hydrauliques

L'absence de la nappe phréatique au niveau des cinq sondages.

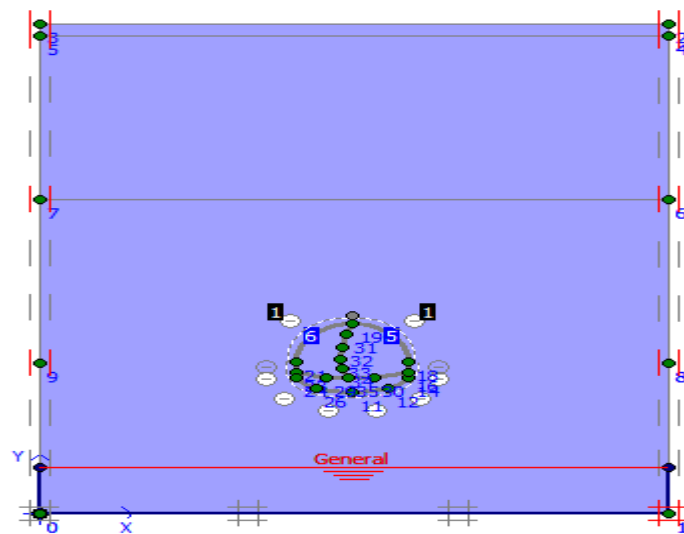


Figure IV-4 : Conditions hydrauliques initiales.

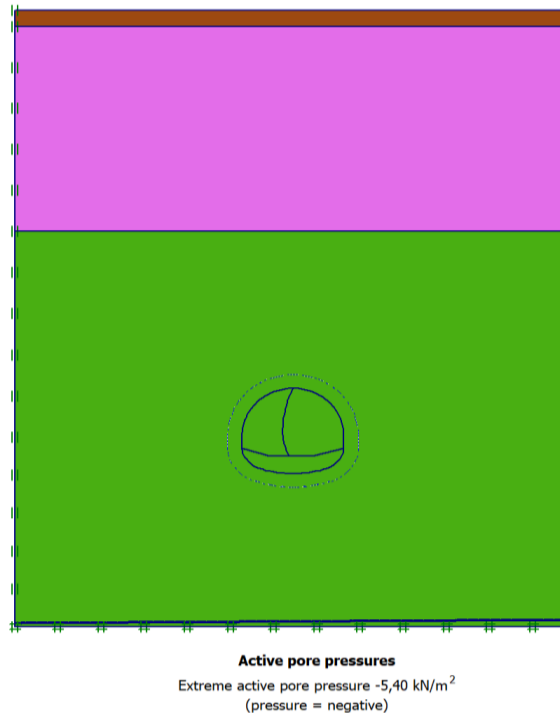


Figure IV-5 : Génération des pressions interstitielles initiales.

IV.4.3.2 Contraintes initiales

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 par défaut. La valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky.

IV.5 Procédure de calculs

Le calcul du modèle de référence se fait définie en 4 phases

- Phase 0 : initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.
- Phase 1 : excavation la partie gauche de la calotte et activation du soutènement provisoire.
- Phase 2 : excavation la partie droite de la calotte et activation du soutènement provisoire.
- Phase 3 : excavation de la partie inférieure -stross et activation du soutènement du radier.

IV.6 Les principaux résultats

IV.6.1 Déformation du tunnel

Le calcul des déformations se fait d'une manière itérative pour chaque pas d'avancement pour qu'on puisse obtenir à la fin la valeur du déplacement total du sol

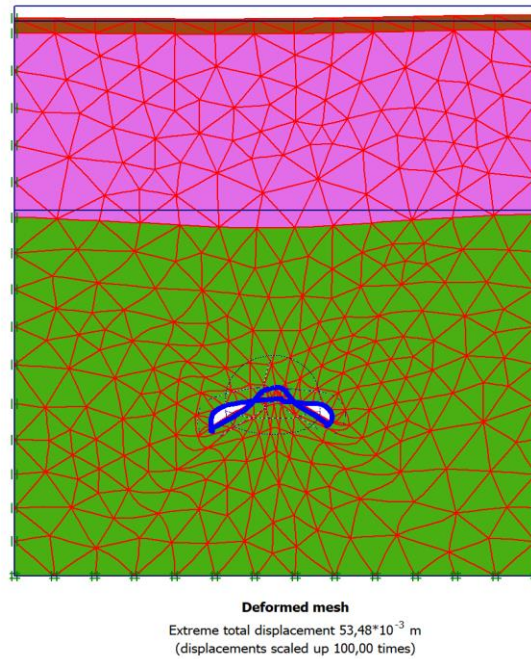


Figure IV-6 : Schéma de déformation du tunnel

IV.6.2 Calcul des déplacements

A) Les déplacements totaux

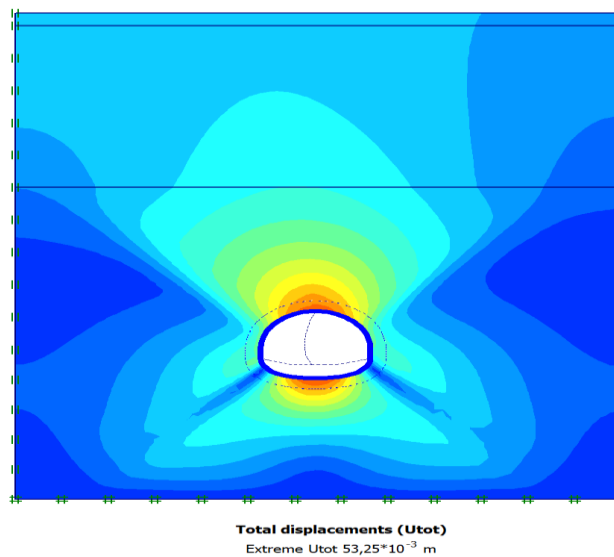


Figure IV-7 : Le déplacement total u_{tot} .

B) Les déplacements verticaux

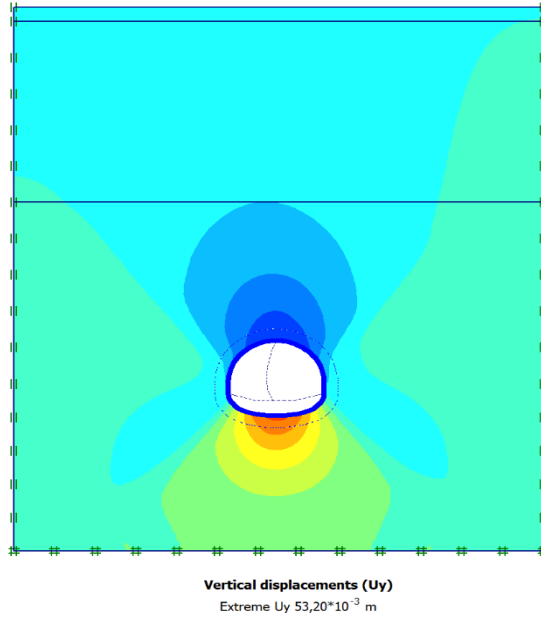


Figure IV-8 : Le déplacement vertical (uy).

C) Le déplacement horizontal

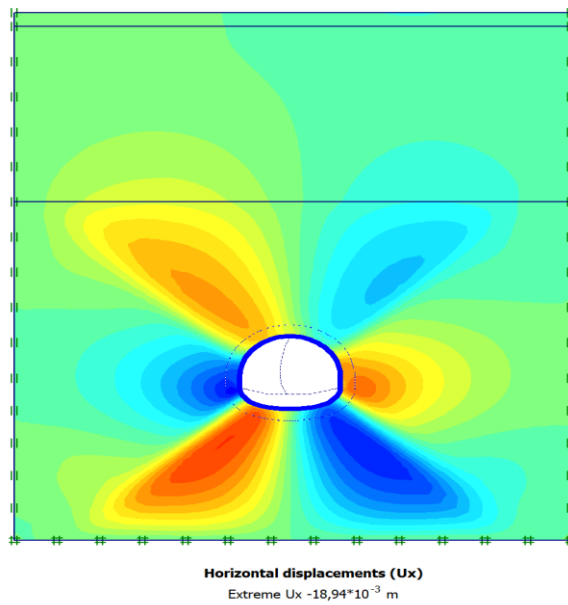


Figure IV-9 : Le déplacement horizontal (ux)

Le tableau IV.4 résume les valeurs des déplacements obtenus pour la phase 3

Tableau IV-4: Résultats des déplacements du soutènement provisoire

Déplacements	Désignation (unité)	Phase 03
Déplacement horizontale	Ux(m)	$-18.94 \cdot 10^{-3}$
Déplacement verticale	Uy(m)	$53.20 \cdot 10^{-3}$
Déplacement total	Utot (m)	$53.25 \cdot 10^{-3}$

IV.6.2.2 Tunnel (soutènement provisoire)

A) Les déplacements totaux

Le déplacement maximum est de $54,04 \cdot 10^{-3}$ m et l'effort de cisaillement max est de 473,03 kN/m (figure IV-11 a et b).

Le moment fléchissant maximum est de 372,26 kNm/m (figure IV-11c).

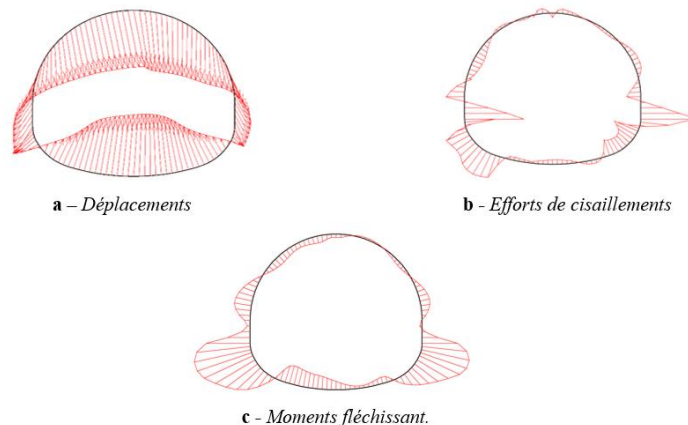


Figure IV-10 : Tunnel : résultats de la phase 3.

IV.6 Conclusion

Dans ce dernier chapitre, nous avons présenté le travail de simulation numérique que nous avons effectué. Nous avons utilisé le logiciel plaxis afin de pouvoir modéliser le soutènement provisoire. La modélisation développée nous a permis de valoriser les différentes quantités et grandeurs mécaniques. Une bonne concordance et cohérence des résultats ont été obtenues. L'analyse élasto-plastique nous a permis d'estimer les déplacements maximaux des parois de tunnel et son soutènement

Conclusion Générale

Le travail présenté dans ce mémoire a été consacré à l'étude analytique et à la modélisation numérique d'un tronçon du tunnel de Texanna dans la wilaya de Jijel. Il s'inscrit dans le cadre de la problématique de dimensionnement des tunnels par deux méthodes différentes.

L'objectif initial de ce travail est d'étudier le comportement des parois des tunnels ainsi que les soutènements provisoires par les méthodes : la méthode analytique dite convergence confinement et aussi par la méthode de la modélisation numérique.

Les résultats les plus importants de cette étude, sont résumés comme suit :

- Le tracé du tunnel traverse une formation géologique composée principalement d'une argilite très fracturée à moyennement fracturée en profondeur. Cette roche s'effrite devant les sollicitations des machines de creusement (déconfinement) et menace l'ouvrage d'effondrement (zone de forte plasticité), ce qui oblige le constructeur d'avancer tout en procédant à la mise en place d'étalement (la méthode NATM, soutènement provisoire...)
- Les portails du tunnel seront construits sur des versants qui n'offrent pas de caractéristiques favorables à un déroulement normal des travaux.
Plusieurs facteurs sont, en effet, défavorables : roche très fracturée, pentes douces, éboulis de pente, glissements, faible couverture, profonds thalwegs, etc.
- Le system de soutènement provisoire est constituer de ceintre métallique de type (HEB180) associer à une couche de béton projeté de 25cm
- Les essais in situ et de laboratoire ainsi que les différentes classifications géo-mécaniques ont tous confirmé la mauvaise qualité de la roche encaissante (argilite), en termes de résistance et de déformation. Selon l'AFTES, cette dernière se caractérise par :
 - Une faible résistance à la compression uniaxiale (catégorie R4) ;
 - Une résistance nettement insuffisante par rapport à l'état de contraintes naturelles (catégorie CN3) ;
- L'orientation générale de la direction des discontinuités des structures géologiques existantes le long du tunnel forme un angle estimé à 45 par rapport à l'axe du tunnel ce qui constitue une difficulté à prendre en considération.

- Les travaux d'excavation du tunnel dans ce type de roche pourraient engendrer une perturbation importante des contraintes dans le champ d'influence en amont du front de taille et également au pourtour de la cavité (annulation de la contrainte latérale et relâchement des contraintes).

Cette situation pourrait engendrer des déformations importantes de convergence et d'extrusion. En fonction des conditions de stabilité et de déformation existantes, des chutes de blocs, de l'écaillage ainsi que des effondrements (fontis) sont susceptibles de se produire, par endroits, au niveau des parois, du front de taille et de la clé de voûte du tunnel. Aussi, le soulèvement de l'assise du radier est parfois possible et n'est donc pas à écarter.

- D'un point de vue général, la modélisation numérique par la méthode des éléments finis utilisée a permis de simuler correctement le comportement du terrain et de l'ouvrage.
- Néanmoins les premiers résultats obtenus par la méthode numérique sont très encourageants et démontrent la capacité des modèles numériques à quantifier les grandeurs mécaniques, ce qui nous permettra d'optimiser le cout de la réalisation d'une part ainsi que la possibilité d'avoir un ouvrage dans les meilleures conditions du dimensionnement, de sécurité...

Références bibliographiques

- [1] AFTES Association française des tunnels et de l'espace souterrain. Groupe de travail No 7 (Soutènement et revêtement).
- [2] Hoek, E., 1994. Strength of Rock and Rock Masses, *ISRM News J*, 2 (2), 4-16.
- [3] Hoek, E., Haisen, F. and Bawden W.F. 1995. Support of Underground Excavations in Hard Rock. Rotterdam: Balkema.
- [4] Hoek, E. and Marinos, P. 2000. Predicting Tunnel Squeezing. *Tunnels and Tunnelling International*. Part 1 – November 2000, Part 2 – December, 2000.
- [5] Marinos, P, and Hoek, E. 2000– Estimating the Geotechnical Properties of Heterogeneous Rock Masses Such as Flysch. *Bull. Enging Geol. & the Environment (IAEG)*, 60, 85-92.
- [6] Hoek, E. and Brown, E.T., 1988. The Hoek-Brown Failure Criterion - a 1988 update. *Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp.* (ed. J.H. Curran), pp. 31-38. Toronto: Civil Engineering Dept., University of Toronto.
- [7] Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B. 2002. The Hoek-Brown Criterion. 2002 edition. *Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002*, 1, 267-273.
- [8] Barton, N.R., Lien, R. and Lunde, J. 1974. Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. *Rock Mech.* 6(4), 189-239.
- [9] Bieniawski, Z.T. 1976. Rock Mass Classification in Rock Engineering. In *Exploration for Rock Engineering, Proc. of the Symp.*, (ed. Z.T. Bieniawski) **1**, 97-106. CapeTown: Balkema.
- [10] Bieniawski, Z.T. 1989. *Engineering Rock Mass Classifications*. New York, Wiley.
- [11] Deere, D.U., Hendron, A.J., Patton, F.D. and Cording, E.J. 1967. Design of Surface and Near Surface Construction in Rock. In *Failure and Breakage of Rock*, *Proc. 8th U.S. Symp. Rock Mech.*, (ed. C. Fairhurst), 237-302. New York: Soc. Min. Engrs, Am. Inst. Min. Metall. Petrolm Engrs.
- [12] Deere, D.U. and Deere, D.W. 1988. The Rock Quality Designation (RQD) Index in Practice. In *Rock Classification Systems for Engineering Purposes*, (ed. L. Kirkaldie), ASTM Special Publication 984, 91-101. Philadelphia: Am. Soc. Test. Mat.
- [13] Deere, D.U. 1989. Rock Quality Designation (RQD) after 20 years. U.S. Army Corps Engrs Contract Report GL-89-1. Vicksburg, MS: Waterways Experimental Station.