

République Algérienne Démocratique et Populaire.
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique.

UNIVERSITE A/MIRA-BEJAIA



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil.
Mémoire Présenté par :

BOUCHALA Amine & GANA Tarek

Dans le cadre de l'obtention du diplôme de MASTER en génie civil
Option : Structures

Thème

*Etude d'un tunnel ferroviaire au niveau de la commune de Semaoun
(Pk58+004 au Pk 58+683), dans le cadre du dédoublement et la
rectification de l'ancien tracé de la voie ferrée Bejaia-Ahnif.*

Soutenu le 08/06/2023 devant le jury composé de

<i>Président</i>	<i>Mr KHEFFACHE Toufik</i>	<i>U.A.M.Bejaia</i>
<i>Examineur</i>	<i>Mme BOUAYAD DJAMILA</i>	<i>U.A.M.Bejaia</i>
<i>Encadrant</i>	<i>Mr LILLOUCH Samir</i>	<i>U.A.M.Bejaia</i>

Année universitaire 2022-2023

SOMMAIRE

Remercîments

Liste des figures

Liste des tableaux

Tables des matières

Chapitre I. Etat de l'art sur les tunnels

I. Généralité sur les tunnels	1
I.1 Forme des tunnels	2
I.2. Techniques de creusements d'un tunnel	2
I.3 Procédés du creusement d'un tunnel.....	6
I.4 Types de soutènement de tunnels.....	9
I.4.1 Soutènement par boulons	9
I.4.2 Béton projeté.....	11
I.4.2.1 Domaines d'application	11
I.4.2.2 Mise en œuvre.....	11
I.4.3 Armatures.....	13
I.4.3.1 Soutènement par anneaux intérieurs	13
I.4.3.2 Soutènement avec voûtes parapluie	16
I.5 Mode d'action du soutènement	17
I.5.1 Soutènement agissant comme support	17
I.5.2 Soutènement agissant par confinement du terrain encaissant	17
I.5.3 Soutènement agissant par renforcement du terrain encaissant.....	18
I.5.3.1 Injection	18
I.5.3.2 Congélation du terrain.....	18
I.5.3.3 Drainage	19
I.5.3.4 Jet-grouting	19
I.6. Critères de choix de soutènement :	20
I.7. La Nouvelle Méthode Autrichienne « New Austrian Tunneling Method ».....	21
I.7.1 Principe de la méthode	21
I.7.2 Caractéristiques de la méthode.....	21
I.8 Soutènement du front de taille	22
I.9 Méthodes de dimensionnement du soutènement.....	23
I.9.1 Méthodes empiriques et semi empiriques	23
I.9.2 Méthodes analytiques.....	24

I.9.2.1 Méthode de convergence-confinement	24
I.9.2.2 Méthode élastique linéaire (Kirsch)	25
I.9.2.3 Les tassements.....	26
I.9.2.4 Méthode des réactions hyperstatiques.....	28
I.9.3 Modélisation numérique (éléments finis).....	29
I.9.3.1. Concepts de base	29
I.9.3.2. Modèle 2D.....	29
a) Modèle 2D en déformations planes.....	29
b) Modèle 2D axisymétrique	30
I.10 Conclusion	31

Chapitre II. Description du projet et Contexte géologique et géotechnique

II.1 Introduction.....	32
II.2 Présentation générale du projet.....	32
II.3 Présentation et objectif du projet	32
II.4 Etude géologique	33
II.4.1 Géologie du site du tunnel	33
II.4.2 La tectonique de la zone	34
II.4.3 La sismicité de la zone.....	36
II.4.4 Hydrologie	37
II.4.5 Géomorphologie	38
II.4.6 Phénomène de Karst	39
II.5 Etude géotechnique.....	39
II.5.1 Description du tracé.....	40
II.5.2 classification du massif rocheux	41
II.5.3 Caractérisation géotechniques des massifs	44
II.5.3.1 Essais in situ	45
II.5.3.2 Essais de laboratoire	50
II.6 Conclusion	52

Chapitre III. Classification des massifs rocheux et prédimensionnement

III.1 Introduction	53
III.2 Classification des massifs rocheux.....	53
III.2.1 Rock Quality Désignation (RQD)	53
III.2.2 GSI – Geological Strength Index	54

III.2.3 Méthode de Z. BIENIAWSKI.....	56
III.2.3.1 Classification.....	56
III.2.3.2 Creusement selon la recommandation de Z. BIENIAWSKI.....	58
III.2.3.3 Soutènement selon Z. BIENIAWSKI.....	59
III.2.4 Méthode de l’AFTES	60
III.2.4.1 Définition.....	60
III.2.4.2 Classification.....	60
III.2.4.3 Soutènement selon l’AFTES	62
III.3 Creusement.....	65
III.3.1 Choix de la méthode de creusement.....	65
III.4 Soutènement	66
III.4.1 Choix de la méthode de soutènement.....	66
III.5 Problèmes attendus.....	66
III.5.1 Problème lié au phénomène de karst.....	66
III.5.2 Problème lié au Gypse/Anhydrite	67
III.6 Conclusion.....	67

CHAPITRE IV. CALCUL DES CHARGES

IV.1 Introduction.....	69
IV.2. Poussées verticales.....	69
IV.2.1 Théorie des poids des terres [29].....	70
IV.2.1.1 Évaluation pour le projet.....	70
IV.2.2 Théorie de Terzaghi	71
IV.2.2.1 Principes de la méthode	71
IV.2.2.2 Évaluation pour le projet.....	72
IV.3 Pression horizontale :	72
IV.3.1 Selon poids de terre :.....	72
IV.3.2 Selon Terzaghi	73
IV.4 Pressions agissantes au niveau du radier.....	74
IV.4.1 La pression au niveau du radier d’après TSIMBARIEVITCH	74
IV.4.2 Vérification du non-soulèvement :	76
IV.5 Soutènement provisoire.....	76
IV.5.1 Matériaux utilisés.....	76
IV.5.2 Vérification de la portance des cintres	77
IV.5.3 Calcul des caractéristiques de la section équivalente du soutènement.....	77
IV.5.3.1 Calcul de la section équivalente (cintre + béton projeté).....	77

IV.6 Conclusion.....	79
----------------------	----

Chapitre V. Vérification analytique par la méthode convergence confinement

V.1 Introduction	81
V.2 Définitions	81
V.3 Principes de la méthode.....	81
V.3.1 La participation du terrain à son propre soutènement	81
V.3.2 Effet de confinement du soutènement	82
V.3.3 Schématisation de la méthode Convergence-Confinement	82
V.4 Application de la méthode convergence-confinement	83
V.4.1 Tracer de la courbe caractéristique du terrain.....	84
V.4.2 Tracer de la courbe de confinement	86
V.4.2.1 La courbe caractéristique de confinement des cintres	87
V.4.2.2 La courbe caractéristique de confinement de béton projeté	87
V.4.2.3 Combinaison de soutènement.....	88
V.5 Étude de l'influence de la proximité du front.....	89
V.5.1 Les courbes caractéristiques	92
V.6 Conclusion.....	95

Chapitre VI. Modélisation (Plaxis 2D)

VI.1 Introduction.....	96
VI.2. Présentation du logiciel Plaxis 2D	96
VI.2.1 Sous-programmes de PLAXIS 2D	96
VI.3. Caractéristiques du terrain et du soutènement.....	97
VI.4 Modèles de comportement de sol.....	97
VI.4.1 Modèle de Mohr-Coulomb.....	97
VI.5 Modèle utilisé pour la simulation du tunnel.....	98
VI.5.1 Phase de calcul	100
VI.5.2 Résultats (output)	101
VI.5.3 Interprétation.....	103
VI.6 Conclusion.....	104

Chapitre VII. Revêtement définitif

VII.1 Introduction.....	105
VII.2 Fonctions d'un revêtement.....	105
VII.3 Différents types de revêtement	105
VII.3.1 Revêtement en béton non armé.....	105
VII.3.2 Revêtements totalement armés	106
VII.3.3 Réalisation du revêtement par plots.....	106
VII.4 Etanchéité.....	106
VII.5 Calcul des sollicitations	106
VII.5.1 Modalisation du revêtement définitif.....	106
VII.5.2 Description du modèle	107
VII.5.3 Chargement et résultats.....	107
VII.6 Ferrailage du revêtement définitif :	109
VII.6.1 Ferrailage longitudinal :.....	110
VII.6.2 Ferrailage transversal :.....	115
VII.6.3 Ferrailage secondaire :.....	116
VII.7 Conclusion :	117

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

Liste des Figures

Figure I.1 Machine attaque globale (Creusement mécanique en terrains rocheux) [A].....	03
Figure I.2 Machine a attaque ponctuelle (Creusement mécanique en terrains rocheux) [B]	04
Figure I.3 Creusement a pleine section [C].....	07
Figure I.4 Creusement en demi-section [D]	08
Figure I.5 Creusement d'une section divisée [D].....	08
Figure I.6 Creusement en sections devisées	08
Figure I.7 Boulon a ancrage ponctuel	10
Figure I.8 Boulon a ancrage ponctuel enfoncé dans les parois d'un tunnel [B].....	10
Figure I.9 Boulon a ancrage réparti enfoncé dans les parois d'un tunnel [B]	11
Figure I.10 Technique de projection de béton par voie sèche [E].....	12
Figure I.11 Exemple de procédé de projection par voie mouillée (A flux dilué) [E].....	13
Figure I.12 Exemple de cintres métalliques lourd (Cintres en profilés simples) [5].....	15
Figure I.13 Voussoirs préfabriqués en béton armé [5].....	16
Figure I.14 Profil type de soutènement avec voûte parapluie constituée de tubes métalliques [4]	17
Figure I.15 Consolidation par Jet-grouting [7].....	20
Figure I.16 Champ de contraintes cas élastique. [13]	26
Figure I.17 Déformation du profil longitudinal de la galerie	26
Figure I.18 Cuvette de tassement	28
Figure I.19 Maillages numériques 2D en déformations planes (a) et axisymétrique (b).	30
Figure II.1 Colonne stratigraphique régionale montrant la lithostratigraphie des matériaux.....	34
Figure II.2 Schéma tectonique simplifié du Méditerranée extrait du projet « Transmed II and III geotraverses ».....	35
Figure II.3 Carte structurale de l'Algérie du Nord (modifié d'après la carte géologique de l'Algérie à 1 :500 000).	36

Figure II.4 Carte de sismicité algérienne – PROA, 2008	37
Figure II.5 Profile en longe géo mécanique	40
Figure II.6 Carte géologique de la zone d'étude	40
Figure II.7 Valeurs de α dans le diagramme Pressiorama [G]	47
Figure II.8 Classification des sols en fonction de EM/P_0 , p^*LIM/P_0 et du coefficient rhéologique α [G].....	48
Figure III.1 Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse, d'après Hoek et Brown (1995).....	55
Figure IV.1 géometrie du tunnel.....	69
Figure IV.2 Terrain supporté selon TERZAGHI	71
Figure IV.3 Modélisation des charges horizontale selon TERZAGHI	73
Figure IV.4 Modélisation des charges de soulèvement selon TSIMBARIEVITCH ..	78
Figure IV.5 Soutènement avec cintre et béton projeté.....	78
Figure IV.6 HEB 160.....	78
Figure V.1 Schématisation de la méthode conv-conf.....	83
Figure V.2 Abaques de Panet et Guenot	89
Figure V.3 Courbe convergence confinement du terrain 1	92
Figure V.4 Courbe convergence confinement du terrain 2	93
Figure V.5 Courbe convergence confinement du terrain 3	94
Figure VI.1 Modèle utilisé pour la simulation du tunnel au niveau du terrain 1 ...	99
Figure VI.2 Modèle utilisé pour la simulation du tunnel au niveau du terrain 2 ...	99
Figure VI.3 Modèle utilisé pour la simulation du tunnel au niveau du terrain 3 ...	100
Figure VI.4 Caractéristiques des couches de sols du terrain B7.....	100
Figure VI.5 Maillage du terrain 3.....	101
Figure VI.6 phases de la modélisation... ..	102
Figure VI.7 déplacements totaux terrain 3 (phase 1)... ..	102
Figure VI.8 déplacements totaux terrain 3 (phase 5)... ..	103

Figure VI.9 Profil géologique de la zone de sondage B6 (terrain1).....	104
Figure VII.1 Modèle de revêtement en ROBOT.....	107
Figure VII.2 Diagramme de l'effort normale.....	109
Figure VII.3 Diagramme des efforts tranchants.....	109
Figure VII.4 Diagramme des moments fléchissant.....	110

Liste des Tableaux

Tableau I.1 Exemples des tunnels en fonction de leurs longueurs.....	02
Tableau II.1 caractéristiques du tracé de tunnel	33
Tableau II.2 Paramètre physique et chimique des sources.....	37
Tableau II.3 Mesure de la profondeur de l'eau à partir de cote du terrain.....	38
Tableau II.4 Sondages de la campagne de 2015	41
Tableau II.5 Puits de la campagne de 2015.....	41
Tableau II.6 Profils sismiques de la campagne de 2015	41
Tableau II.7 Récapitulatif des Caractéristiques mécaniques de matériaux rencontrés dans le sondage B7	42
Tableau II.8 Récapitulatif des Caractéristiques mécaniques de matériaux rencontrés dans le sondage B6... ..	43
Tableau II.9 Récapitulatif des Caractéristiques mécaniques de matériaux rencontrés dans le sondage B8... ..	44
Tableau II.10 Point load test –Résultats.....	45
Tableau II.11 Essai pressiométriques- résultats... ..	46
Tableau II.12 Essais pressiométriques – Résultats.....	48
Tableau II.13 Emplacement des profils PS01 et PS02.....	49
Tableau II.14 récapitulatif des profils PS01 et PS02.....	50
Tableau II.15 récapitulatif des analyses granulométriques	50
Tableau II.16 Limites d'Atterberg.....	51
Tableau II.17 Teneur eau naturelle –Résultats.....	51
Tableau II.18 Essais de compression uni axial – Résultats.....	52
Tableau II.19 Essais de compression uni axial – Résultats.....	52
Tableau III.1 Tableau RQD du terrain 1	54
Tableau III.2 Tableau RQD du terrain 2	54
Tableau III.3 Tableau RQD du terrain 3... ..	54
Tableau III.4 GSI pour le sondage B6.....	56
Tableau III.5 GSI pour le sondage B8.....	56
Tableau III.6 GSI pour le sondage B7.....	56
Tableau III.7 Calcule de RMR (BIENIAWSKI 1989).....	57
Tableau III.8 classe de rocher et le temps de tenue moyen suivant la classification de Z. Bieniawski.....	58
Tableau III.9 résultats de classification selon Z. Bieniawski des terrains.....	58

Tableau III.10 méthodes d'excavations selon Z. BIENIAWSKI.....	59
Tableau III.11 soutènements selon Z. BIENIAWSKI	59
Tableau III.12 récapitulatif de classification de L'AFTES	60
Tableau III.13 récapitulatif de soutènement de terrain 1 selon L'AFTES	63
Tableau III.14 récapitulatif de soutènement de terrain 3 selon L'AFTES	64
Tableau III.15 soutènements recommandés par L'AFTES	64
Tableau IV.1 Valeur de la Géométrie du tunnel.....	69
Tableau IV.2 la pression verticale selon poids des terres.....	70
Tableau IV.3 La pression verticale selon TERZAGHI	72
Tableau IV.4 Les valeurs de la contrainte horizontale	72
Tableau IV.5 La pression horizontale selon TERZAGHI.....	73
Tableau IV.6 La pression au niveau du radier d'après TSIMBARIEVITCH	76
Tableau IV.7 Propriétés des cintres utilisé.....	77
Tableau IV.8 Caractéristiques mécaniques de la section équivalente du soutènement.....	79
Tableau V.1 Les caractéristiques des terrains et leur comportement	85
Tableau V.2 valeurs de limites d'élasticité du terrain.....	86
Tableau V.3 classes de soutènement	86
Tableau V.4 caractéristiques des cintres	87
Tableau V.5 Valeurs de courbe caractéristiques des cintres	87
Tableau V.6 Caractéristiques de béton projeté.....	88
Tableau V.7 Valeurs de courbe caractéristiques de béton projeté	88
Tableau V.8 Valeurs combinés (béton projeté + cintre)	89
Tableau V.9 Calcule de courbe de convergence du Terrain 1.....	90
Tableau V.10 Calcule de courbe de convergence du Terrain 2.....	90
Tableau V.11 Calcule de courbe de convergence du Terrain 3.....	91
Tableau V.12 Valeur de l'étude de la proximité du front	91
Tableau VI.1 résultats des déplacements dans le sol, au début de l'excavation et à la fin. ...	102
Tableau VI.2 Déplacement maximum admissible en clef de voute : d'après C. louis, cité par bouvard-lecoanet et al. (1988).....	103
Tableau VI.3 comparaison des déplacements	103
Tableau VII.1 Caractéristique géométriques.....	107
Tableau VII.2 Effort interne du revêtement final.....	107
Tableau VII.3 Section d'acier et ferrailage choisi.....	111

Tableau VII.4 Vérification a l'ELS	114
Tableau VII.5 Vérification de la condition de résistance au cisaillement.....	115
Tableau VII.6 Ferrailage transversal	116
Tableau VII.7 Ferrailage secondaire	117

Introduction générale

Les tunnels sont des structures souterraines qui permettent le passage de personnes, de véhicules ou de flux de fluides tels que l'eau ou le gaz. Ils sont utilisés dans de nombreuses applications, notamment pour les transports (routes, chemins de fer, métros), les infrastructures hydrauliques (aqueducs, égouts), les projets miniers, les installations de stockage souterrain et bien d'autres.

La construction d'un tunnel est une tâche complexe qui nécessite une planification minutieuse, une conception précise et une ingénierie spécialisée. Les praticiens en génie civil doivent prendre en compte différents facteurs géologiques, géotechniques et environnementaux pour assurer la stabilité et la sécurité du tunnel.

Lors de la conception d'un tunnel, les caractéristiques géologiques du sol et de la roche environnante sont évaluées afin de déterminer les méthodes de construction appropriées. Des études géotechniques sont réalisées pour comprendre le comportement physico-mécanique du sol, la présence d'eau souterraine, les contraintes géologiques et les risques d'instabilité géotechnique du terrain.

Une fois que la conception est établie, différentes techniques de construction peuvent être utilisées, telles que le creusement conventionnel (par dynamitage ou par tunnelier), le tunnelier à pression de terre (TBM), le tunnelier à bouclier, la méthode de soutènement en parois moulées...etc. Les choix de la méthode de construction dépendent des caractéristiques du site (géologiques, géotechniques et hydrogéologiques), de la taille du tunnel, des contraintes environnementales et des exigences spécifiques du projet. [1] [2] [3]

Pendant la construction du tunnel, des mesures de soutènement et de stabilisation sont prises pour maintenir la sécurité des travailleurs et assurer la stabilité du tunnel. Ces mesures peuvent inclure l'utilisation de revêtements en béton, d'arches métalliques, de boulonnage, d'injections de coulis et d'autres techniques de renforcement. [2] [5]

Il faut dire que la réalisation des ouvrages souterrains a connu un essor important dans les dernières décennies. [21] La densification de l'agglomération urbaine qui augmente au rythme de la croissance démographique conduit à une demande croissante de construire des ouvrages souterrains afin de désenclaver la surface.

L'objet du présent travail est l'étude du tunnel monotube de la ligne ferroviaire de Beni-Mensour Bejaia, au niveau de Il Matten (Semaoun), sur un linéaire de 678 m, dans le cadre du dédoublement et rectification du tracé de l'ancienne ligne. Ce projet rentre dans le cadre de la modernisation du rails Algérien et représente un axe central dans le développement économique de la région en particulier et du pays en générale et ce en créant une ligne directe entre le port de Bejaia et le reste du pays. En effet, ce projet va faciliter le trafic ferroviaire Bejaia-Ahnif, et ce par l'amélioration de la fluidité de l'acheminement des marchandises transitant via le port de Bejaia avec une capacité de portance considérable en poids et une vitesse plus élevé.

Pour cela, nous avons réparti notre travail sur huit (08) chapitres :

Le premier chapitre sera consacré au généralités sur les ouvrages souterrains et en particulier sur les tunnels suivis par une description du projet qui sera abordé en deuxième chapitre. Le troisième (03) et le quatrième (04) chapitre seront respectivement consacré à la reconnaissance du terrain à travers une étude géotechnique qui permettra de classer les massifs rocheux et de déterminer par la suite un prédimensionnement qui s'appuie sur les méthodes empiriques.

Le cinquième (05) chapitre abordera le calcul des charges qui s'applique sur le soutènement provisoire et le revêtement définitif à travers certaines méthodes empiriques.

Les deux chapitres qui vont suivre seront dédié au vérifications. Analytique par la méthode convergence confinement dans le sixième (06) chapitre. Numérique qui se base sur la méthode des éléments finis par le logiciel Plaxis 2D en chapitre sept (07).

La finalisation de notre travail sera effectuée à travers un chapitre consacré au revêtement définitif de l'ouvrage, qui sera établie suite à une modélisation par le logiciel ROBOT afin de nous permettre de récupérer les efforts internes (efforts normaux, moments fléchissant et les efforts tranchants). Les sections du ferrailage ainsi que les vérifications nécessaires seront calculées via le logiciel EXPERT BA.

Chapitre I

Etat de l'art sur les
tunnels

I. Généralité sur les tunnels

Ces dernières décennies ont vu l'émergence de nouvelles méthodes de construction permettant la réalisation d'ouvrages souterrains dans des terrains difficiles (terrains meubles et perméable dont les caractéristiques physico-mécanique sont médiocres), tout en réduisant les dommages à la surface du sol. Ces méthodes ont été développées en réponse aux besoins croissants de construction d'infrastructures souterraines afin de permettre le désenclavement des surfaces. Parmi les ouvrages souterrains, on compte des tunnels, des galeries, des parkings et des stations de métro. Ces ouvrages sont souvent réalisés dans des environnements géologiques complexes.

Les tunnels sont principalement des voies de transport souterraines, généralement creusées dans la terre, la roche ou dans d'autres matériaux. Ils sont utilisés pour des raisons pratiques ou pour des prospections géotechniques, telles que la construction de routes, de voies ferrées, de canalisations et de barrages, ainsi que pour des raisons de sécurité, telles que les abris anti-bombes et les tunnels d'évacuation en cas d'urgence.

Historique sur les tunnels

L'histoire des tunnels remonte à l'Antiquité, Pour répondre aux besoins de l'irrigation et de l'alimentation des villes en eau les civilisations de la Mésopotamie, de l'Égypte, de la Grèce et de Rome ont creusé des canaux aqueducs, non seulement à l'air libre, mais aussi en tunnel. A cette époque, certains ouvrages exceptionnels ont été réalisés, l'un des plus fameux est le tunnel aqueduc construit en 530 avant J.-C. par Eupalinos dans l'île grecque de Samos.

A partir de la Renaissance, des améliorations techniques déterminantes apparaissent : l'utilisation de la poudre explosive. Mais, pour briser les roches, on ne pouvait utiliser l'explosif que si était capable de déclencher une explosion en toute sécurité. Ceci n'a pas pu se faire qu'avec la mise au point de la mèche lente. L'emploi de la poudre dans les mines date en conséquence de 1613.

On ne disposait toujours pas à la fin de la renaissance, ni d'ailleurs jusque vers 1790, de moyen mécanique pour forer les trous de mines destinés à recevoir la poudre explosive. Il fallait creuser ces trous à la main, en frappant avec maillets sur une barre à mine (lourde barre métallique).

On ne connaissait pas les calculs mathématiques, permettant d'estimer, à partir des mesures physiques faites sur place (in-situ) ou en laboratoire, les poussées exercées par les terrains et

d'apprécier les risques d'effondrement. Ces progrès n'apparaîtront qu'à l'époque moderne à partir de la fin du XVIIIème siècle (Coulomb 1776). [21]

Tableau I.1 Exemples des tunnels en fonction de leurs longueurs [21]

Nom du tunnel	Pays	Longueurs (KM)	Type
Seikan	Japon	53.85	Ferroviaire
Tunnel sous la Manche	France/Uk	50.45	Ferroviaire
Lötschberg	Suisse	34.60	Ferroviaire
Guadarrama	Espagne	28.40	Ferroviaire
Larda	Norvège	24.50	Routier
Hsuehshan	Asie	12.90	Routier
Tunnel sous le mont blanc	France/Italie	11.60	Routier
Saint-Gothard	Suisse	17.00	Routier

I.1 Forme des tunnels

Selon le but assigné au tunnel, la lithologie du terrain encaissant, il existe :

- Tunnels sous forme circulaire ;
- Tunnels sous forme de fer à cheval ;
- Tunnels sous forme elliptique ;
- Tunnels sous forme rectangulaire ou carrée.

I.2. Techniques de creusements d'un tunnel

Le creusement d'un tunnel peut être effectué selon différentes méthodes, en fonction de divers paramètres qui sont à l'origine du choix de la méthode de creusement. Parmi ces paramètres on cite la géologie du terrain, la longueur du tunnel, la profondeur et la taille requise, ça dépend aussi de la zone traversée, pour le cas d'un tunnel dans une zone urbaine il faut le réaliser avec un très grand soin.

Voici quelques-uns des procédés les plus courants :

***Forage et dynamitage (explosifs)** Ancien procédé qui consiste à forer des trous dans la roche à l'aide de foreuses manuelle, puis à y placer des explosifs. Lorsque le dynamitage est déclenché, il crée une explosion qui brise le roc en morceaux qui peuvent ensuite être excavé.

*Excavation avec des machines à attaque globale

Cette technique d'excavation utilise des machines spécialisées pour déblayer les sols, les roches en utilisant une force de coupe élevée.

Les machines utilisées dans la technique de l'excavation à attaque globale comprennent des tunneliers et des machines de forage de tunnel. Les tunneliers sont des machines qui creusent des tunnels en utilisant une tête de coupe rotative qui extrait le sol et les roches en morceaux. Les machines de forage de tunnel, quant à elles, utilisent des outils de coupe rotatifs pour creuser des tunnels en perçant le sol.

La technique de l'excavation à attaque globale est utilisée pour de grands projets d'ingénierie tels que la construction de tunnels de transport, les pipelines souterrains, les canalisations, les puits d'eau, les tunnels ferroviaires et les centrales hydroélectriques.

Ces machines permettent une excavation plus rapide, plus sûre et plus efficace que les méthodes traditionnelles d'excavation manuelle ou à petite échelle elles sont devenues une option populaire pour les grands projets d'ingénierie nécessitant une excavation importante. [1]



Figure I.1 Machine attaque globale (Creusement mécanique en terrains rocheux) [A]

Cette technique a son lot d'avantages comme sa rapidité d'exécution. On peut dire qu'en bon terrain, l'avancement moyen est deux à trois fois plus élevé que celui obtenu avec une méthode d'abattage traditionnelle, les hors-profils sont très réduits, voire pratiquement éliminés dans les bons terrains. Il s'ensuit une réduction notable du volume de déblai et des bétons en hors-profils, ce qui est source d'économie. [2]

Néanmoins, elle présente quelques inconvénients à savoir qu'une machine à attaque globale représente un investissement très important, le rendement peut chuter considérablement dès que les caractéristiques du massif rocheux varient par rapport à celle pour lesquelles la machine a été conçue, son avancement maximum est limité par la cadence d'évacuation des déblais avec une

incapacité à modifier le diamètre d'excavation suivant la qualité du terrain et son utilisation est limitée aux excavations de forme circulaire, Tout de même, on ne peut pas l'utiliser pour les tunnels de très grand diamètre. [2]

***Excavation avec des machines à attaque ponctuelle**

L'excavation avec des machines à attaquer ponctuellement est une méthode d'excavation utilisant des outils de forage spécifiques tels que des perforatrices, des marteaux-piqueurs et des marteaux hydrauliques pour créer des trous dans la roche ou le sol. Cette technique est souvent utilisée pour des travaux de démolition, de fondation, de construction de tunnels, de mines et d'autres projets similaires.

L'utilisation de machines à attaque ponctuelle peut offrir de nombreux avantages pour les travaux d'excavation. Par exemple, ces machines peuvent être utilisées pour des travaux de précision qui donnent une grande précision et un contrôle précis, ce qui permet aux travailleurs de cibler de révéler les zones à creuser. De plus, les machines à attaquer ponctuelle peuvent être plus efficaces que d'autres méthodes d'excavation, car elles peuvent travailler plus rapidement et nécessitent moins de mains-d'œuvre.

Cependant, la formation des opérateurs est importante pour éviter tout risque liée à l'utilisation de machines à attaque ponctuelle. Ils doivent être qualifiés pour utiliser ces machines en toute sécurité. De plus, les travaux d'excavation peuvent provoquer des chutes de pierres et des éboulements, ce qui peut présenter un danger pour les travailleurs et les passants.

En fin de compte, l'utilisation des machines à attaque ponctuelle dépend des besoins de chaque projet d'excavation. Envisager l'utilisation des machines à attaquer ponctuelle, impose de travailler avec des professionnels qualifiés et expérimentés pour garantir la sécurité et l'efficacité durant les travaux. [3]

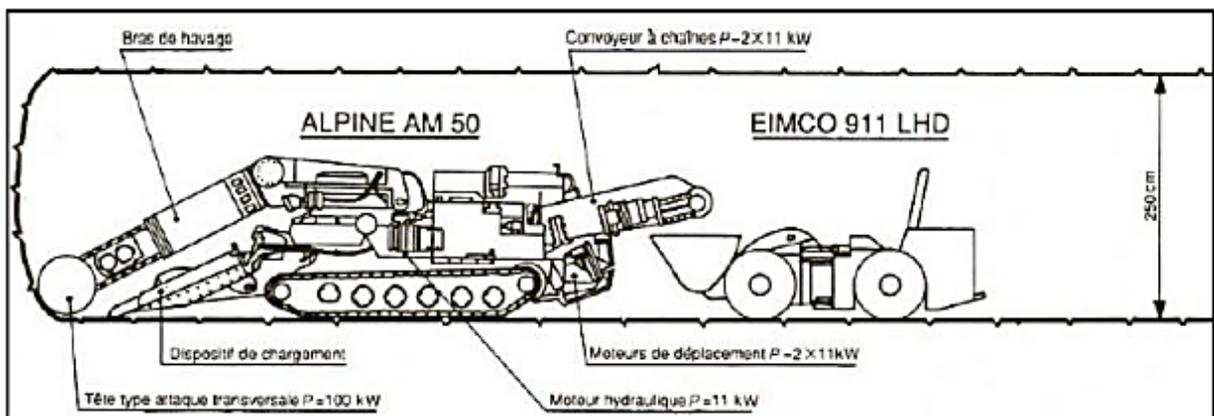


Figure I.2 Machine à attaque ponctuelle (Creusement mécanique en terrains rocheux) [B]

Cette technique présente un long panel d'avantages à savoir qu'elle représente un investissement moins important, avec de simple conditions de mise en service, elle peut être utilisée en combinaison avec l'explosif sur un même tunnel, une variation de forme et de dimensions et son réemploi sur un autre chantier est plus facile et plus fréquent.

Mais cette technique a son lot d'Inconvénients à savoir que la machine a attaque partielle est moins puissante.

***Creusement mécanisé en terrains meubles**

Cette technique est exécutée à l'aide de différentes machines. Les boucliers sont généralement les plus utilisés, ils sont conçus pour forer les tunnels dans les sols et les terrains meubles et aquifères. Les boucliers comportent un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement qui doit être mis en place immédiatement derrière. Ce revêtement est souvent constitué de voussoirs préfabriqués. [2]

Différents types de boucliers

La progression de la machine est généralement assurée par une série de vérins prenant appuis sur le revêtement posé à l'arrière. Pour les autres boucliers, appelés boucliers doubles, la prise d'appui s'effectue sur un bouclier auxiliaire expansif, dont la grande surface dimensionnée en fonction des caractéristiques du terrain, permet de réduire la pression de contact. La partie avant du bouclier est munie d'une trousse coupante destinée à pénétrer dans le terrain au pourtour de l'excavation. On peut distinguer, du point de vue des opérations de terrassement effectuées à l'intérieur et à l'abri du bouclier, les différents types de boucliers suivants : [2]

- Les boucliers ouverts ;
- Les boucliers rotatifs ;
- Les boucliers à air comprimé ;
- Les boucliers à bentonite.

Domaine d'utilisation

D'une manière générale, il convient de souligner que malgré leur grande diversité, tous les boucliers voient leur vitesse de progression fortement influencée par les caractéristiques du sol à excaver. Les boucliers sont le plus souvent utilisés pour les tunnels de petit diamètre en site urbain (galeries de services, ...). Ils sont jusqu'à présent incapable de progresser en terrains durs. D'où la nécessité de faire appel à d'autres techniques de creusement. [2]

I.3 Procédés du creusement d'un tunnel

Critère de choix de la méthode de creusement

En premier, il y a lieu de faire un choix en tenant compte des exigences suivantes : [4]

- Terrain encaissant ;
- Le site et l'environnement ;
- La géométrie ;
- Le procédé de construction lui-même ;

En deuxième phase, on prend en compte quelques paramètres techniques détaillées qui dépendent de la complexité du projet étudié. Parmi ces procédés de construction on citera :

- La sécurité de l'ouvrage, pendant et après sa construction ;
- Une uniformité de méthode sur toute la longueur de l'ouvrage (car les changements nécessitant l'amenée de nouveaux matériels sont toujours longs et coûteux) ;
- La souplesse d'emploi (de façon à s'adapter aux difficultés souvent imprévisibles) ;
- La limitation des nuisances engendrées sur l'environnement en site urbain notamment.

Ultérieurement, lors de la consultation des entreprises et du choix définitif, de nouveaux critères liés à la conjoncture interviennent, la technicité propre des entreprises, à l'économie du projet tels que :

- Conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés, niveau technique des entreprises concurrentes (personnels spécialisés, matériels disponibles, expériences acquises,) ;
- Insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution ;
- Coût de la solution et aléas correspondants.

Méthodes de creusement

Le choix de la méthode de creusement d'une section de front est généralement déterminé par les dimensions de la section du tunnel ainsi que la qualité du terrain.

On distingue trois méthodes de creusement : [2]

Méthode à 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 et d'assez bonne

tenue, lorsque leur section n'est pas trop importante pour être couverte par une machine à attaque ponctuelle. [2]

Cette méthode facilite l'organisation du chantier et elle est plus rapide.

Dans les tunnels de plus de 40 ou 50 m² de section, elle nécessite de gros engins dont l'amortissement suppose en général des chantiers d'une certaine longueur (plusieurs kilomètres). Dans les tunnels de plus faible section, elle est la méthode d'exécution habituelle, tout au moins dans les terrains dont la tenue est suffisante pour permettre la mise en place du soutènement.

A la limite, dans les tunnels de très faible section (10 à 15m² de section), elle constitue, quel que soit le terrain, le procédé habituel de construction.

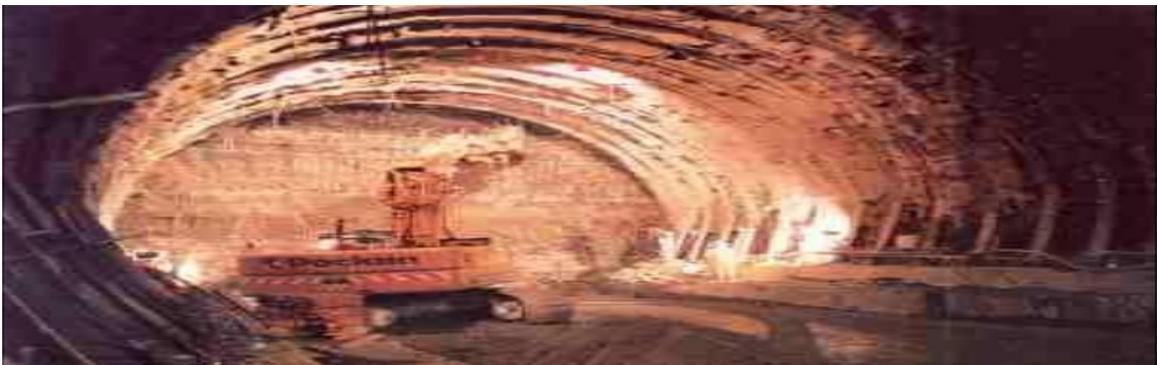


Figure I.3 Creusement a pleine section [C]

Méthode a demi-section

Cette méthode consiste à excaver dans une première phase la demi-section supérieure 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 l'excavation de la demi-section inférieure appelé stross. La mise en place du soutènement s'effectue en principe à l'avancement de chaque phase de l'excavation. [2]

L'excavation du stross est effectuée suivant une méthode semblable à celle des terrassements à ciel ouvert. Elle peut être réalisée une fois le creusement du tunnel en demi-section supérieure terminé, ou avec un certain décalage (20 m à plusieurs centaines de mètres).

Pour les tunnels de grande dimension (plus de 40 à 50 m) un avantage notable de cette solution comparée au creusement en pleine section et sa souplesse d'exécution. Elle s'adapte bien aux procédés modernes avec soutènement immédiat. Vu la dimension réduite du front d'attaque en demi-section supérieure, elle permet de mieux maîtriser les problèmes de stabilité de

l'excavation en terrain médiocre et de placer des cintres métalliques lorsqu'ils s'avèrent nécessaires, dans des conditions plus favorables.



Figure I.4 Creusement en demi-section [D]

Méthode a sections divisées

Cette méthode regroupe des méthodes de construction où le creusement d'un tunnel est effectué en plus de deux phases distinctes. Son application est longue et coûteuse. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser d'autre méthode. Avec un creusement en sections divisées, 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. Le creusement en section divisées s'applique ainsi : [2]

- Soit aux grandes excavations souterraines dont la section est trop importante ;
- Soit aux tunnels dans des mauvais terrains lorsque les autres méthodes de construction présentent des risques d'exécution.

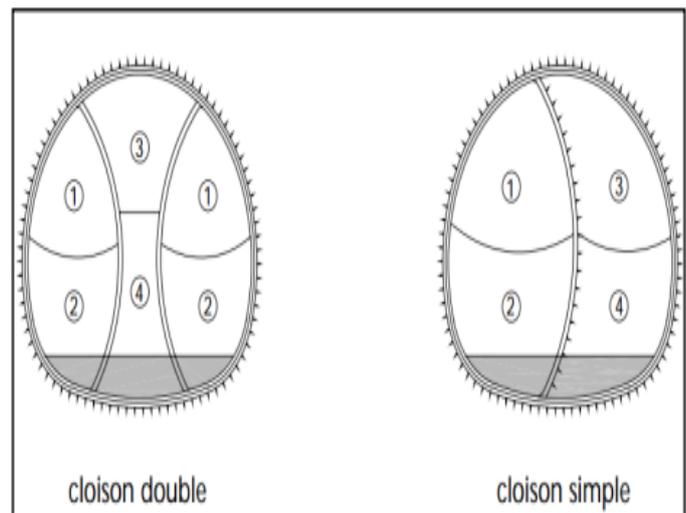


Figure I.5 Creusement d'une section divisée[D] Figure I.6 Creusement en sections divisées

I.4 Types de soutènement de tunnels

Le relâchement et la relaxation des terrains sont les principaux dangers entraînés lors du creusement d'un tunnel. Ces phénomènes peuvent s'avérer dangereux pour le tunnel lui-même ainsi que pour le personnel opérant sur place ainsi que pour le voisinage, surtout en milieu urbain. Afin d'éviter ces risques occasionner par la décompression des terrains et assurer la stabilité des parois d'excavation lors du creusement, on utilise le soutènement provisoire qui fait en sorte de reprendre les efforts dus à la libération des contraintes dans le sol à court terme.

La responsabilité lors du choix du type de soutènement doit toujours être confiée à un ingénieur expérimenté, que ça soit pendant l'étude ou pendant les travaux.

Plusieurs types de soutènement sont envisageables pour les tunnels et parmi eux les boulons, qui arment le terrain et apportent aux parois de l'excavation une pression radiale permettant, en quelque sorte au terrain de se soutenir. Ou bien avec des anneaux qui sont placés à l'intérieur de l'excavation pour constituer le soutien des parois tel que les cintres et les voussoirs et le béton projeté qui est souvent associé à d'autres éléments du soutènement.

Les voûtes-parapluie qui peuvent être considérées comme une technique de pré-soutènement. [2]

I.4.1 Soutènement par boulons

Le boulonnage est une technique de soutènement, développée dans le secteur minier pour se propager par la suite dans le domaine de la construction.

Il existe deux principaux types de boulons utilisés en travaux souterrains, le boulon à ancrage ponctuel et les boulons à ancrage reparté. [5]

➤ Boulons à ancrage ponctuel

Il comporte une tige qui est tendue entre l'ancrage en fond de trou et la tête bloquée en parement. Ce type de boulonnage a beaucoup d'avantages ainsi que son mode de dimensionnement qui est très aisé.

Par contre, ils ne sont pas utilisables dans les roches de faible résistance, et son efficacité ne se maintient pas dans le temps seulement si l'ancrage ne glisse pas dans le trou. [2]



Figure I.7 Boulon à ancrage ponctuel

Les domaines d'emploi privilégiés des boulons à ancrage ponctuel sont :

- Assurer la stabilité des parements dans les massifs rocheux ;
- Assurer la sécurité du personnel contre les chutes de pierres ou de petits blocs rocheux.

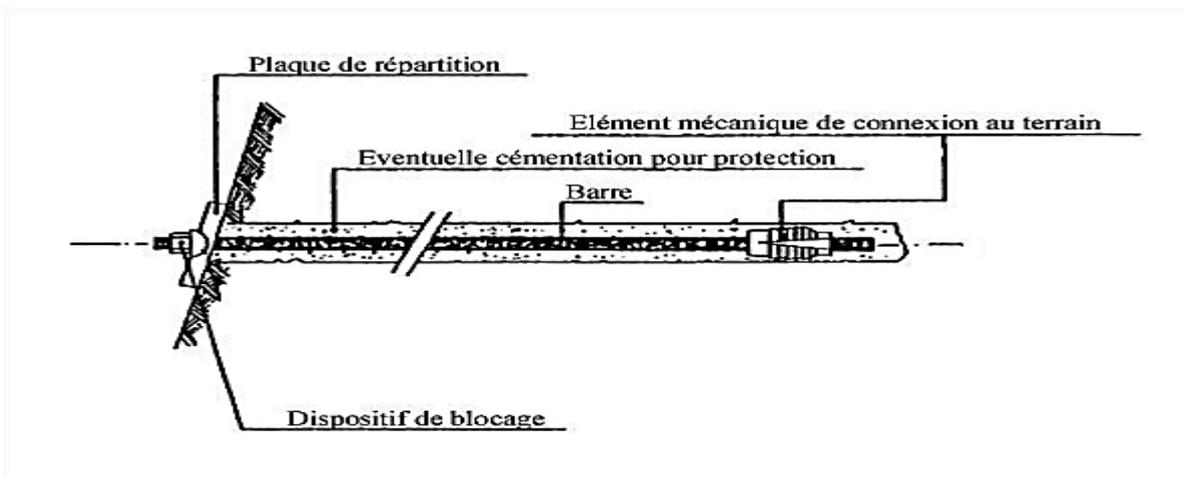


Figure I.8 Boulon à ancrage ponctuel enfoncé dans les parois d'un tunnel [B]

➤ **Boulon à ancrage reparti**

Son rôle se focalise sur la transmission des efforts entre le boulon et le terrain sur toute la longueur à l'aide d'un produit de scellement.

Ils peuvent être utilisés dans les roches plus tendres que celle des boulons à ancrage ponctuel.

Il comporte une barre nervurée, scellé sur toute la longueur dans le forage, l'emploi de ce dernier est déconseillé et parfois jugée impossible en cas de venues d'eau abondante. [2]

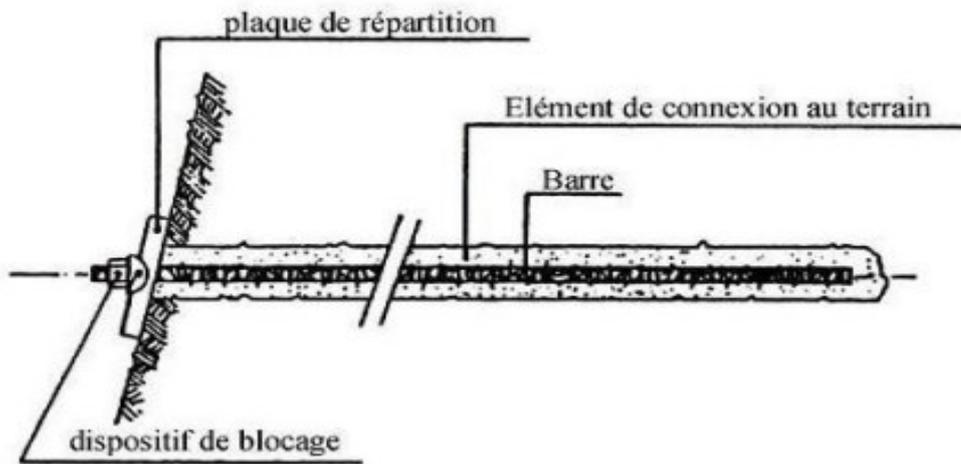


Figure I.9 Boulon à ancrage réparti enfoncé dans les parois d'un tunnel [B]

I.4.2 Béton projeté

Il est considéré comme un soutènement au même titre que le soutènement métallique ou les autres types de soutènements.

Il constitue un avantage, opérant comme une peau continue qui protège le terrain des altérations causé par l'air et l'humidité. [2] [5]

I.4.2.1 Domaines d'application

- Le découpage du terrain doit être assez précis pour que le béton projeté présente une surface à peu près régulière et de ce fait respecté les épaisseurs ;
- Le terrain doit être exempté de venues d'eau importantes qui peuvent compromettre la qualité de l'exécution ;
- Le terrain doit présenter de bonne caractéristiques mécaniques telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton.

I.4.2.2 Mise en œuvre

Il existe deux grandes techniques de projection :

Projection par voie sèche

Le mélange constitué de ciment, d'agrégats et d'adjuvant en poudre est homogénéisé dans un malaxeur, puis transporté très rapidement dans un courant d'air comprimé. En passant dans la buse de sortie (la lance), l'eau est incorporée au mélange et le béton est projeté à grande vitesse sur la surface d'application. L'introduction des adjuvants au niveau de la buse de sortie est faite grâce à des aménagements particuliers.

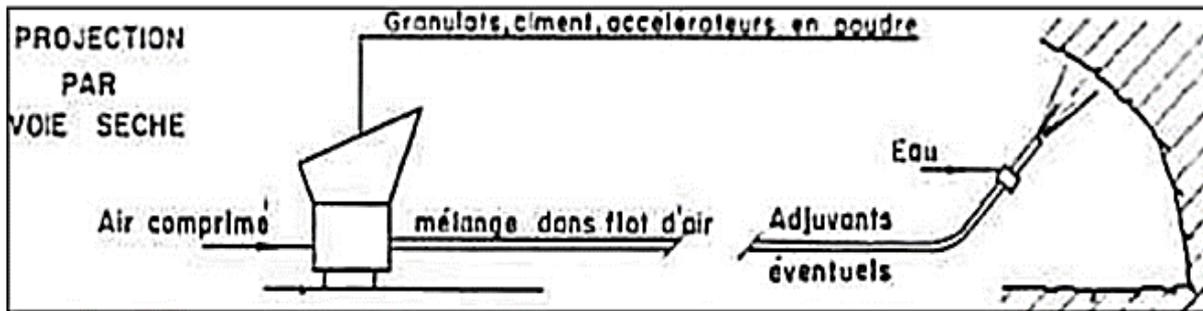


Figure I.10 Technique de projection de béton par voie sèche [E]

Parmi les avantages de cette méthode on retrouve une bonne adhérence du béton sur le support, grâce à la vitesse élevée de projection du mélange sur la surface d'application, le rapport E/C est faible, car seule la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment est ajoutée à la sortie de la buse, ce qui limite le retrait du béton.

Cependant la méthode présente aussi quelques inconvénients à savoir que les pertes sont très importantes (25 à 40% du mélange), à cause des rebondissements et une production de poussière assez conséquente lors de la projection.

Projection par voie mouillée (humide)

Le mélange eau, agrégats, ciment est gâché suivant les procédés traditionnels, puis transporté dans la conduite. La propulsion du mélange mouillé est assurée par air comprimé (le flux est dilué) soit par action d'une pompe à béton (le flux est dense).

Les principaux avantages de ce procédé proviennent de la vitesse de projection relativement faible ce qui conduit à une faible pollution (production de peu de poussière), une réduction des rebondissements, donc des pertes, une plus grande précision dans le dosage de l'eau et la facilité d'automatiser le mode de projection, ce qui permet des rendements plus élevés qu'avec la méthode par voie sèche.

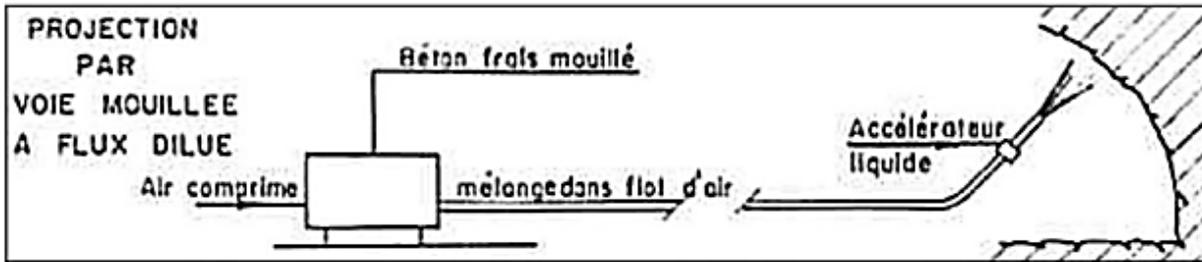


Figure I.11 Exemple de procédé de projection par voie mouillée (A flux dilué) [E]

N'empêche que cette méthode a certains inconvénients, à savoir que la compacité et l'adhérence du béton en place est moins satisfaite qu'avec la voie sèche et aussi une diminution des caractéristiques du béton qui ne peut être compensée que par un dosage plus important en ciment à cause du Silice de soude, qui est utilisé généralement comme accélérateur.

I.4.3 Armatures

La résistance à la traction du béton projeté est un des paramètres essentiels qui détermine les performances de ce type de soutènement. L'amélioration du comportement à la traction est couramment obtenue par une armature en treillis soudés. Mais la présence de l'armature pose des problèmes à la mise en œuvre du béton. Le béton projeté a tendance à s'accrocher sur tous les objets rencontrés. [2]

Les treillis soudés présentent d'autres inconvénients sur le chantier à savoir qu'il est relativement long à mettre en place est à fixer à la paroi, ce qui diminue sensiblement la vitesse de creusement d'un tunnel où le béton est placé à l'avancement et sa rigidité qui l'empêche de coller parfaitement à la paroi.

I.4.3.1 Soutènement par anneaux intérieurs

Parmi les différents soutènements entrant dans cette catégorie, on utilise le plus souvent : [2]

- Les Cintres métalliques ;
- Les voussoirs.

- **Cintres métalliques**

Les cintres constituent une ossature en forme d'arc ou de portique disposée selon la section transversale du tunnel.

Pour que les cintres soient en mesure de jouer leur rôle de soutènement, il est indispensable de veiller à la qualité du blocage du cintre avec le terrain. Selon la tenue du terrain, on distingue plusieurs méthodes :

- Pour les terrains nécessitant un blindage entre cintres, des plaques de blindage sont placées longitudinalement entre les cintres, un béton de bourrage comblait le vide entre le blindage et le terrain ;
- Dans les terrains de meilleure tenue, des cales disjointes en bois ou en métal assurent directement le contact entre le terrain et les cintres.

Une autre méthode est adoptée, actuellement, où le blindage est réalisé avec un béton projeté armé d'un treillis soudé. Cette dernière méthode limite la décompression du terrain après excavation et augmente l'efficacité du soutènement.

L'espace entre les cintres est en fonction de la capacité de résistance du cintre comparé à la valeur des poussées des terres. Dans les terrains de très mauvaise tenue où la stabilité de la voûte avant mise en place d'un cintre n'est pas garantie, même en réduisant la longueur de la passe d'excavation, on prévoit un enfilage sur cintre. L'enfilage peut être constitué de plaques métalliques, de rails, de tubes perforés ou voûte parapluie.

Parmi les cintres métalliques, on distingue généralement :

- Les cintres légers ;
- Les cintres lourds.

Les cintres métalliques légers

Depuis le développement du boulonnage et du béton projeté, ils ne sont plus employés que pour des applications spécifiques.

Ces derniers présente des avantages à savoir que leur faible poids rend leur maniement et leur mise en place plus facile et ils sont utilisés au titre de protection provisoire du personnel.

Cependant ils présentent aussi certains inconvénients tel qu'une capacité de portance relativement faible et leur inertie insuffisante pour jouer un rôle majeur dans le soutènement.

Les cintres métalliques lourds

Leurs caractéristiques peuvent se calculer suivant le même principe qu'un revêtement de tunnel. Les dimensions des éléments de cintres sont définies en fonction des encombrements maximum admissibles pour le transport et la mise en place et en fonction du mode de réalisation de l'ouvrage.

L'avantage est si le cintre est en contact de façon continue avec le terrain (en association avec du béton projeté), il peut travailler jusqu'à une valeur maximum voisine de sa résistance admissible en compression simple.

Par contre s'il n'a que des contacts locaux et espacés (blocage par cales), le cintre est très vulnérable et susceptible de flamber, ce qui limite sa résistance.

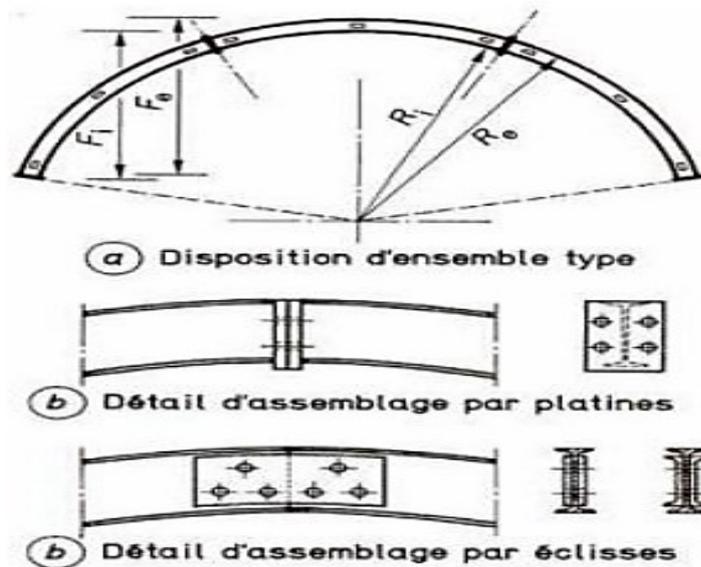


Figure I.12 Exemple de cintres métalliques lourds (Cintres en profilés simples) [5]

▪ Voussoirs préfabriqués

Les voussoirs préfabriqués sont assemblés pour constituer des anneaux circulaires faisant fonction de soutènement et/ou de revêtement définitif. Un anneau de voussoirs comporte le plus souvent six (6) à dix (10) voussoirs, dont un voussoir de clé est conçu pour constituer le clavage de chaque anneau. Les voussoirs adjacents de part et d'autre sont appelés « voussoirs de contre-clés ».

Les voussoirs existants diffèrent par le matériau dont ils sont constitués, par leur forme et le dispositif d'assemblage et par le type de traitement de l'étanchéité des joints entre voussoirs. Leur

domaine d'emploi privilégié correspond aux tunnels creusés avec une machine à attaque globale dans les roches meubles.

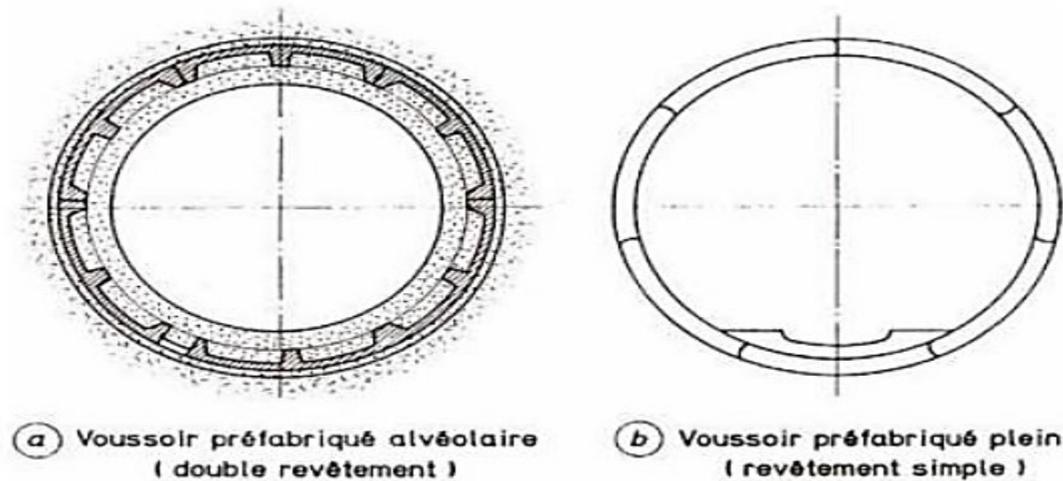


Figure I.13 Voussoirs préfabriqués en béton armé [5]

I.4.3.2 Soutènement avec voûtes parapluie

Le procédé consiste en la mise en place, préalablement au creusement de l'ouvrage, d'une pré-voûte située immédiatement au contact de son extrados futur. Cette dernière est constituée de tubes métalliques de forte tenue, son objectifs essentiels est d'assurer la stabilité de la travée en cours d'excavation, l'amélioration de la stabilité du front de taille par réduction de contraintes agissant en avant de celui-ci, la limitation des tassements. [6]

Les critères qui conduisent à l'utilisation de ce pré-soutènement dépendent des caractéristiques des ouvrages à construire à savoir si l'ouvrage a de grande ouverture (jusqu'à 16,50 m) et Partiellement situés sous immeubles, avec faible couverture, en site urbain dense.

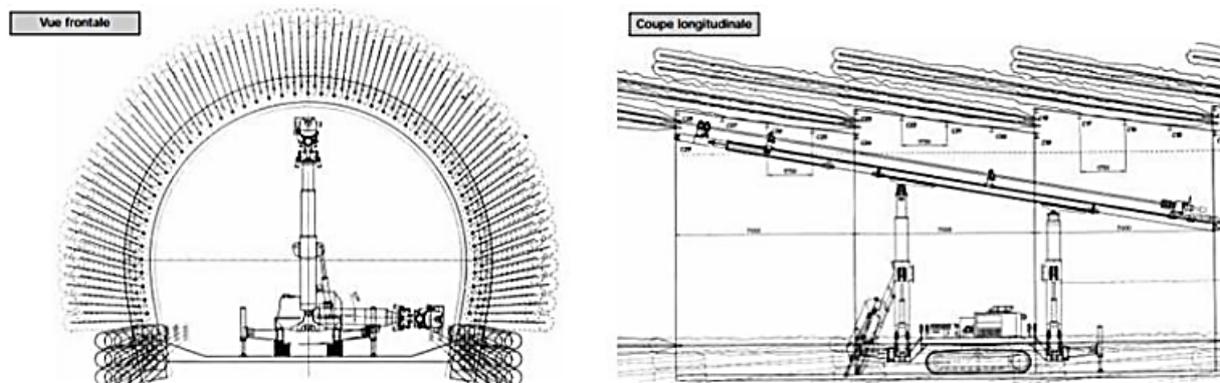


Figure I.14 Profil type de soutènement avec voûte parapluie constituée de tubes métalliques [4]

I.5 Mode d'action du soutènement

La stabilité des parois d'une cavité souterraine est assurée par le soutènement provisoire. Le temps entre le creusement et la mise en place du revêtement définitif. On distingue trois classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain :

I.5.1 Soutènement agissant comme support

Dans ce mode de soutènement, la capacité de résistance propre du sol joue un rôle moins important par rapport aux éléments de soutènements. Nous citerons à titre d'exemples : [4]

- Les cintres métalliques lourds.
- Les cintres métalliques légers.
- Les voussoirs en béton.
- Les voûtes parapluie.

I.5.2 Soutènement agissant par confinement du terrain encaissant

Ce mode de soutènement permet au terrain de participer à sa propre stabilité, en développant sur la paroi de l'excavation des contraintes radiales de confinement. Les techniques les plus utilisées sont : [4]

- Le béton projeté ;
- Les boulons d'ancrages.

I.5.3 Soutènement agissant par renforcement du terrain encaissant

Lorsqu'un tunnel rencontre des terrains présentant des caractéristiques mécaniques faibles, généralement meubles dépourvus de cohésion ou en présence d'une importante charge hydrostatique associée à une grande perméabilité du sol, provoquant des venues d'eau importantes, nous faisons appel généralement aux méthodes d'amélioration des caractéristiques du sol en place. Cela consiste à modifier les caractéristiques géotechniques propres du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même. Parmi ses techniques on citera : [4]

I.5.3.1 Injection

Ce système, employé depuis des décennies pour le traitement des terrains rocheux, est appliqué depuis peu aux terrains meubles. Le procédé consiste à injecter, par des forages, des coulis appropriés qui après durcissement et polymérisation, participe à la consolidation et l'étanchéité du terrain. Il y a trois types de coulis utilisable suivant la perméabilité du terrain : [7]

- Les coulis à base de ciment, sable et argiles pour les terrains très perméables, tels que les roches fissurées, les graviers et les gros sables ;
- Les coulis à base de silicate de soude et réactif, appelé gel de silice, pour des terrains de perméabilité moyenne ;
- Les coulis à base de résine qui ont une viscosité initiale très faible et permettent d'injecter des sables très fins et compacts et argiles.

La nature du coulis et la disposition des forages dépendent de la répartition granulométrique, de la perméabilité horizontale et verticale, de l'importance de la nappe aquifère, etc....

I.5.3.2 Congélation du terrain

La congélation des terrains aquifères instables est un procédé ancien, à caractère provisoire, dans les terrains aquifères, difficilement injectables et non drainables, il est possible d'utiliser la technique de congélation qui consiste à solidifier l'eau incluse par un refroidissement à basse température, employé pour le creusement de fouilles, de puits ou de galerie, qui permet également le sauvetage d'ouvrages à la suite d'incidents (débouillage). Elle rend le sol étanche et résistant.

Les schémas de principe du procédé sont les suivant : [4]

- Exécution de sondages encaissant l'ouvrage à construire, sur la hauteur des couches aquifères, espacement des forages voisin de 1 mètre ;
- Mise en place de tubes réfrigérants (sondes) : fermés à leur base, ils contiennent des tubes plus petits ouverts à leur partie inférieure ;
- Mise en circulation d'un liquide à basse température arrivant par le tube intérieur et le remontant dans l'espace annulaire en empruntant la chaleur au terrain encaissant ;
- Congélation progressive des couches autour des sondes, obtention d'une paroi de terrain gelé dur et imperméable ;
- Maintien de cette paroi durant les travaux de génie civil.

I.5.3.3 Drainage

Le drainage se fait à l'aide de systèmes de drainage ou avec des pompes pour empêcher une venue d'eau dans le tunnel. Parmi les techniques de drainage : [7]

- Rabattement de la nappe qui varie avec le coefficient de perméabilité du terrain.
- Murs drainants pouvant être provisoires ou définitifs.

I.5.3.4 Jet-grouting

Le Jet-grouting est un procédé de traitement des terrains meubles qui agit en étapes séparées ou combinées par : [4] [7]

- Déstructuration du sol par un jet à très grande vitesse ;
- Extraction partielle du terrain par la circulation des fluides du jet ;
- Adjonction d'un liant apporté par le coulis (à base de ciment) ;

Le traitement nécessite la mise en œuvre de la procédure suivante.

- Forage de petit diamètre (100 à 200 mm) sur la profondeur ou la longueur du traitement ;
- Mise en vitesse du fluide envoyé sous haute pression (plusieurs dizaines de MPa) au travers de buses de petits diamètres (1 à 10 mm) ;
- Remonté lente des tiges avec rotation pour former une colonne de terrain traité avec le coulis ;

Le diamètre des colonnes et leur résistance dépendent des paramètres de forage et d'injection :

- Vitesse de translation et rotation des tiges ;
- Pression et débit du fluide ;
- Dosage du coulis ;
- Nature et compacité du terrain en place ;
- Méthode de jet utilisée (simple, double ou triple).

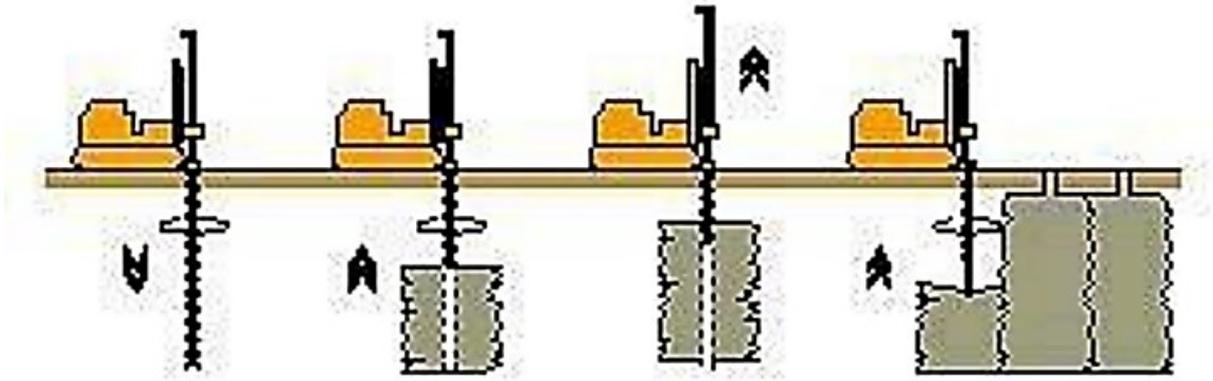


Figure I.15 Consolidation par Jet-grouting [7]

Le Jet-grouting est principalement employé dans :

- Les sols fins difficilement injectable (limons, argiles peu consistantes) ;
- Les sols granulaires à consolider fortement.

Il est recommandé pour :

- Réaliser des voutes parapluies à l'avancement des tunnels (pré-soutènement) ;
- Constituer (depuis la surface) des massifs étanches et solides au démarrage ou à l'arrivée des tunneliers ;
- Traiter linéairement des appuis de cintres ou de radiers de tunnels creusés par section devisée.

I.6. Critères de choix de soutènement :

Le choix d'un mode de soutènement passe par deux phases :

➤ Une première phase d'analyse technique du problème qui aboutit à l'élimination d'un certain nombre de type de soutènement en raison de leur incompatibilité avec certaines des données techniques du projet qui peuvent être : [5]

- Liés au terrain encaissant (conditions géologiques, hydrogéologiques, géotechniques).

- Liés à l'ouvrage à réaliser (géométrie, environnement, méthodes d'exécutions adoptées).
- Une phase complémentaire d'analyse économique qui fait intervenir :
 - D'une part le dimensionnement du soutènement qui est l'un des éléments de calcul du coût.
 - D'autre part les éléments de prix de revient propres à l'organisation du chantier considéré :
 - L'importance de la mécanisation.
 - La longueur du tunnel à réaliser.
 - Les délais à respecter.

I.7. La Nouvelle Méthode Autrichienne « New Austrian Tunneling Method »

Cette méthode de soutènement, appelé aussi soutènement immédiat, est apparu dans les années 60. La technique combinant boulons et béton projeté s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels, tant son efficacité est grande. Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation non pas en bloquant tout mouvement mais en créant un anneau porteur de terrain armé. [4]

I.7.1 Principe de la méthode

En couplant l'usage du béton projeté avec un boulonnage radial systématique, on s'est aperçu que dans la majorité des terrains rencontrés en tunnel, on obtenait des résultats intéressants. Au lieu de supporter simplement le terrain perturbé par le creusement, elle permet à celui-ci de se soutenir lui-même. En d'autres termes, c'est la roche elle-même qui participe au soutènement. En autorisant une convergence contrôlée, le système boulons-béton projeté crée une redistribution des contraintes dans le massif et un état d'équilibre stable. [4]

I.7.2 Caractéristiques de la méthode

Elle peut être caractérisée par plusieurs éléments : [4]

- Une excavation qui se fait en pleine ou demi-section, et parfois en section devisées dans le but de mettre le soutènement en place aussi rapidement que possible ;
- Des ancrages scellés contribuant à créer dans le terrain une voûte armée ;
- Une coque mince de béton projeté (5 à 25 cm) qui, généralement armée de treillis soudés, solidaire au terrain ;

- Des cintres légers coulissants qui renforcent la coque de béton projeté. L'ensemble, ainsi constitué, permet au terrain de participer au soutènement en raison de la formation d'une voûte monolithique.

De cette façon, le terrain devient autoporteur.

Avantages

Elle présente plusieurs avantages dont on cite :

- ✓ Applicabilité à de nombreuses catégories de terrain (des roches très résistantes aux roches broyées et aux sols très consolidés).
- ✓ Fluidité du passage d'une catégorie à une autre sans faire appel à d'autres moyens (adapter la densité du soutènement rapidement, ainsi que le pas d'avancement ou modifier les phases d'excavation).
- ✓ Souplesse et continuité du revêtement.
- ✓ Contrôle du comportement du terrain au cours de l'exécution.
- ✓ Coût des moyens matériels nécessaires relativement faible et disponibilité de ces derniers.
- ✓ Gain sur les quantités de soutènement à mettre en œuvre (vue que le terrain est appelé à se soutenir partiellement lui-même), ce qui permet d'économiser par rapport aux anciennes méthodes.

Inconvénients

Cette méthode ne sera pas adoptée dans les cas suivants :

- × Un terrain hétérogène et fracturé, qui peut empêcher d'obtenir à l'abattage une excavation régulière ou produire des concentrations anormales de déformations.
- × Un terrain inapte au boulonnage.
- × Présence d'importants venus d'eau et/ou charge piézométrique qui empêchent la mise en place du béton projeté.
- × Un temps de décohesion des terrains élevé (les boulons ne peuvent être mis en place avant que les dimensions de la section auto-stable soient suffisantes).

1.8 Soutènement du front de taille

La maîtrise des convergences en parements par les différents soutènements présentés peut suffire à assurer la stabilité du front de taille et la sécurité des ouvriers mineurs y travaillant.

Une simple couche de béton projeté suffit habituellement à maintenir les blocs qui pourraient se décrocher accidentellement du front. [8]

Dans les mauvais terrains cependant, une extrusion trop importante peut entraîner un effondrement.

Il convient dans ce cas de prévoir, selon l'état du terrain :

- Un soutènement du front de taille, le plus souvent assuré par un boulonnage longitudinal. Ces boulons sont en fibre de verre car ils résistent très bien en traction et peu en cisaillement (excavation possible).
- Un pré-soutènement consistant à limiter le déconfinement en avant du front de taille. La voûte parapluie fait partie de cette catégorie. Elle est constituée de série de tubes métalliques (diamètre 30 à 90 mm) placés en auréole tout autour du front de taille et reposants sur les cintres. On excave ainsi sous une voûte protectrice assurant un report des charges sur les cintres que l'on place à mesure de l'avancement de l'excavation. On peut également rencontrer la technique de la pré-voûte, où une coque de béton est projetée dans une saignée en avant du front sur tout le profil du tunnel (découpage puis bétonnage).

Le soutènement du front est à la base de la théorie de « Lunardi », un ingénieur Italien qui a développé une méthode de creusement et de soutènement autour de la stabilisation des extrusions.

I.9 Méthodes de dimensionnement du soutènement

I.9.1 Méthodes empiriques et semi empiriques

Le pré dimensionnement du soutènement d'un tunnel, est le choix des éléments de soutènement et leurs dimensions avant la vérification des contraintes, à cet effet il existe de nombreuses méthodes appelées méthodes empiriques et semi-empiriques ; celles-ci se basent sur différents paramètres géotechniques, ainsi c'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font la différence entre une méthode et une autre. Ces méthodes basées sur des mécanismes de rupture bien identifiés du terrain et/ou du soutènement. Elles consistent à déterminer dans un premier temps le chargement appliqué à la structure, puis à analyser la stabilité de l'ouvrage soumis à ce chargement extérieur, indépendamment de toute interaction du terrain. [9]

Actuellement, les méthodes empiriques et semi-empiriques les plus utilisées sont :

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

On présentera ces méthodes dans le 3^{ème} chapitre en détail pour le pré dimensionnement.

I.9.2 Méthodes analytiques

Les méthodes de calcul sont très nombreuses, et leur choix dépend de la nature et les dimensions de l'ouvrage ainsi que les conditions du site (couverture, qualité de la roche, procédé d'excavation...). Ces méthodes sont basées sur les solutions analytiques développées pour des tunnels en mécanique des milieux continus. Elles permettent d'obtenir rapidement des ordres de grandeur des paramètres de calcul et d'estimer leur influence sur la réponse de l'ensemble terrain-soutènement. D'une façon générale ces solutions sont fondées sur les hypothèses suivantes : [10]

- cavité circulaire, revêtue ou non : l'interaction sol-structure est de type adhérence parfaite ou glissement parfait.
- massif infini ou semi-infini à surface horizontale : bidimensionnel (déformation plane) ou à symétrie de révolution ou tridimensionnel.
- sol non pesant : état de contraintes initial homogène, isotrope ou anisotrope.
- comportement du sol élastique linéaire ou élastique-parfaitement plastique.
- étude en section courante (le front de taille est très éloigné) Parmi les méthodes analytiques les plus utilisées on cite :

I.9.2.1 Méthode de convergence-confinement

La convergence est liée à un déplacement. Le confinement est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation, en présence d'un soutènement. Il constitue en quelque sorte le chargement du soutènement. On parle aussi de déconfinement, mais pour le terrain. Il s'agit de la décompression causée par la présence du tunnel. Ce déconfinement s'amorce bien en avant du front (un diamètre environ). [11]

L'état initial est défini par l'état de contrainte isotrope. H est la hauteur de couverture et γ est le poids volumique des terrains sus-jacents. La contrainte au niveau de l'axe du tunnel :

$$\sigma_0 = \gamma \cdot H$$

I.9.2.2 Méthode élastique linéaire (Kirsch)

Kirsch (1898) (cité par Goodman (1980)) a donné une solution analytique pour un tunnel circulaire non revêtu à grande profondeur. Le comportement du sol considéré est le comportement élastique linéaire. La galerie est assimilée à une cavité dans un milieu infini. Le champ de contraintes est défini par ses coordonnées polaires (r, θ). Pender (1980) a donné la solution la plus explicite pour un tunnel circulaire non revêtu à grande profondeur. [10]

a) Calcul théorique des contraintes autour d'un tunnel

Ce problème a été résolu pour de nombreux cas particuliers. Savin (1968) donne un aperçu de l'ensemble des solutions. Les contraintes autour d'une cavité circulaire dans une plaque infinie peuvent être calculées avec les formules de Kirsch :

$$\sigma_r = \frac{\sigma_v}{2} [(1 + \lambda)(1 - \alpha^2) + (1 - 4\alpha^2 + 3\alpha^3)(1 - \lambda)\cos 2\theta]$$

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_v}{2} [(1 + \lambda)(1 + \alpha^2) - (1 + 3\alpha^4)(1 - \lambda)\cos 2\theta]$$

$$\tau = -\frac{\sigma_v}{2} [(1 - \lambda)(1 + 2\alpha^2 - 3\alpha^4)\sin 2\theta]$$

$$\alpha = \frac{R}{r} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

Dans le cas où $\lambda=1$ (cas hydrostatique), les trajectoires des contraintes principales sont circulaires et aucune traction n'apparaît autour de la cavité. Si $\lambda < 1$ $\tau = 0$ la contrainte de cisaillement est nulle

b) Champ de contraintes

Dans le domaine élastique et dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel situé en arrière du front de taille, cette redistribution des contraintes comporte une diminution de la composante radiale (jusqu'à zéro à la paroi du tunnel non soutenu) et une augmentation de la composante ortho radiale qui constitue l'effet de voûte (). Mais, lorsque la résistance n'est pas suffisante, le terrain

cède, soit par rupture fragile, soit par écoulement plastique, soit par un comportement intermédiaire. [13]

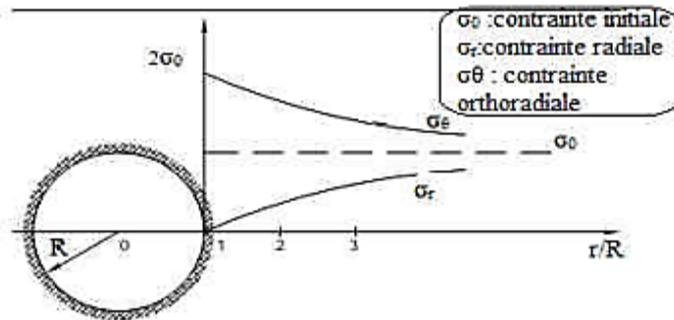


Figure I.16 Champ de contraintes cas élastique. [13]

c) Champ de déplacements

L'allure des déplacements des parois d'une galerie non soutenue est donnée sur la figure

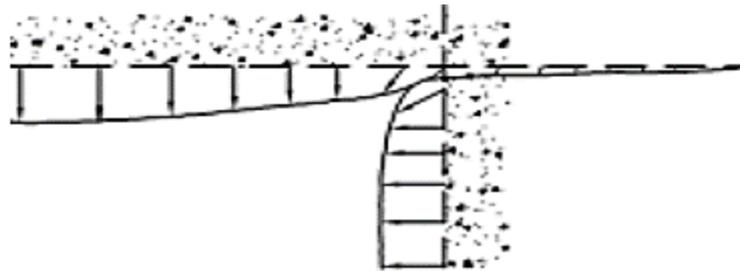


Figure 17 Déformation du profil longitudinal de la galerie

Dans les terrains à comportement plastique, lorsque la capacité de résistance du massif est atteinte, les déplacements deviennent très importants. Le front de taille à lui seul peut engendrer des déplacements de grande ampleur (phénomène d'extrusion du front). Les déplacements peuvent alors se répercuter largement dans le massif, jusqu'en surface dans le cas des tunnels à faible profondeur.

I.9.2.3 Les tassements

a) Tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain

Les déplacements du terrain liés au creusement : effet du front de taille, transmission des déplacements vers la surface, paramètres importants de la stabilité au creusement.

- les sources de tassement liées aux travaux, qu'il s'agisse de travaux réalisés en creusement séquentiel ou de travaux réalisés au tunnelier.
- l'évaluation des déplacements du massif :

Rappel des méthodes utilisables.

- les incidences des déplacements du massif sur les constructions :

Qualification des dommages aux constructions courantes, relation entre les mouvements du terrain, les déformations des constructions et les dommages, seuils utilisables en première analyse, cas des réseaux enterrés.

- la limitation des tassements :

Amélioration du comportement du terrain, améliorations en creusement par méthode séquentielle et en creusement au tunnelier.

- l'instrumentation.

- les aspects contractuels : rôle du maître d'ouvrage, du maître d'œuvre et de l'entrepreneur.

Le document ne fournit pas de recettes de calcul de tassements prévisionnels, chaque cas nécessitant une forte part d'appréciation et d'expérience, mais définit une méthodologie d'étude.

b) Estimation des tassements

Il existe un certain nombre de méthodes permettant d'estimer de manière simple les tassements à la surface du sol engendrés par le creusement d'un tunnel. Ces méthodes reposent souvent sur une démarche comportant les étapes suivantes :

- évaluation des pertes de volume générées par le creusement du tunnel (pertes dues à l'extrusion du front de taille, à la convergence des parois, à un mauvais remplissage du vide annulaire derrière la jupe d'un tunnelier).
- évaluation de la part de ces pertes se répercutant en surface, (en cas de tunnel à faible profondeur, on fait généralement l'hypothèse d'une transmission intégrale du volume perdu en surface).
- choix de la forme de la cuvette de tassement, détermination de sa largeur à partir des caractéristiques géométriques du tunnel (dimension, profondeur) et de la nature du terrain.

L_c = demi-largeur de cuvette,

i = distance du point d'inflexion au centre de la cuvette,

S_{max} = tassement maximal,

V_c = volume de la cuvette (pour une tranche de 1 mètre)

Transversalement à l'axe du tunnel, la cuvette de tassement est généralement assez bien approximée par une courbe de Gauss :

$$S(x) = S_{max} \cdot \text{Exp}\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right)$$

Ce qui permet d'exprimer le volume de la cuvette en fonction de sa largeur et du tassement maximal au centre :

$$V_c = \sqrt{2\pi} S_{max} \cdot i \cong S_{max} \cdot L_c$$

(Pratiquement on peut donc considérer que la cuvette a pour demi-largeur $L_c = 2,5 i$) De nombreux auteurs ont donné des formules empiriques permettant de déterminer i à partir de la profondeur du tunnel et des caractéristiques du terrain (recommandation AFTES).

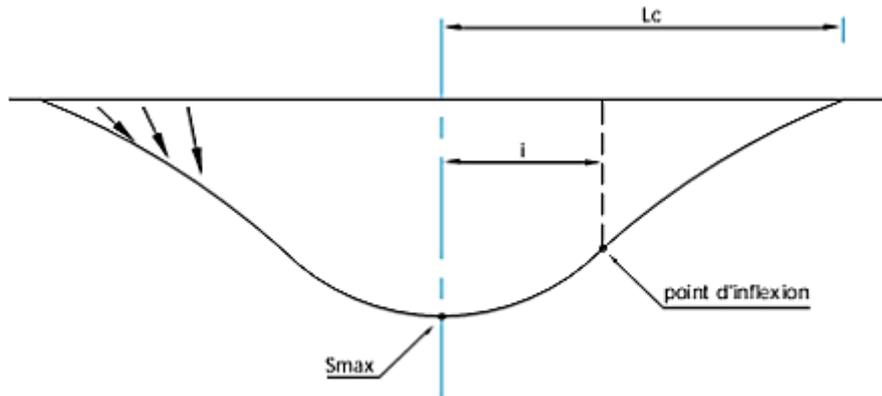


Figure I.18 Cuvette de tassement

I.9.2.4 Méthode des réactions hyperstatiques

Dans cette méthode, on étudie le comportement du soutènement sous l'action de charges extérieures. On distingue des charges dites « actives », qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (poids mort, charges et surcharges intérieures et extérieures, actions du terrain encaissant), et des charges dites « passives », qui sont des réactions hyperstatiques du terrain dépendant de sa déformation. On détermine ces réactions hyperstatiques en écrivant que les déformations du terrain auxquelles elles correspondent sont égales aux déformations du revêtement sous l'effet de l'ensemble des charges actives et passives. Les déformations du revêtement sont calculées par les méthodes classiques de la résistance des matériaux, en l'assimilant à un portique, un arc, une coque ou une structure à barres. Les déformations du terrain sont estimées à partir de la notion schématique du module de réaction, c'est-à-dire que l'on suppose que la réaction en un point est uniquement fonction de la déformation en ce point et, généralement même, lui est proportionnelle. Le coefficient k de proportionnalité dépend des caractéristiques du terrain, du rayon moyen de l'excavation (ou mieux de la surface sur laquelle agissent les charges passives) et de sa forme. [14]

C'est le module de réaction, les calculs correspondants ont donné lieu à de nombreux programmes numériques mais, dans les cas simples, une approche analytique est possible.

I.9.3 Modélisation numérique (éléments finis)

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 (RDM), l'ingénieur a recours aux méthodes numériques qui permettent le calcul de structures complexes. En ce qui concerne les ouvrages souterrains, divers paramètres peuvent être pris en compte, comme par exemple la profondeur, la géométrie de l'ouvrage, le phasage de l'excavation, l'hétérogénéité du massif et le comportement non linéaire du terrain et du soutènement. Evidemment, un calcul analytique ne peut aboutir dans ces cas, et c'est là tout l'intérêt du calcul numérique car il repose sur un traitement des équations de base de la mécanique. Celui-ci a connu un développement considérable depuis les années soixante grâce au développement des outils informatiques. Les codes de calculs numériques en génie civil reposent essentiellement sur les méthodes d'éléments finis, de différences finis, d'éléments distincts ou d'éléments de frontière. Cependant, la plus utilisée reste la méthode des éléments finis qui sera expliquée par la suite. [15]

I.9.3.1. Concepts de base

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis 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 des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. 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. [16]

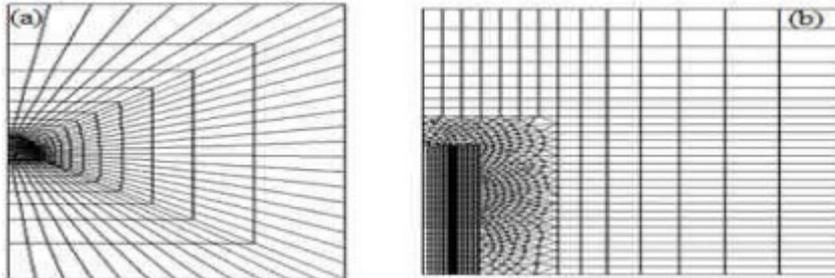
I.9.3.2. Modèle 2D

a) Modèle 2D en déformations planes.

Les calculs en déformations planes, dans le profil en travers d'une section de tunnel, représentent 98% des calculs numériques réellement effectués en bureau d'étude. Ils utilisent les concepts de pressions fictives et de déconfinement élaborés pour la méthode convergence-confinement. [17]

Ils apportent d'ailleurs de nombreux avantages par rapport à cette dernière : section quelconque, état de contrainte anisotrope, calculs en sections divisées. Le calcul se réalise par phases successives, à des états de déconfinement progressifs :

Figure I.19 Maillages numériques 2D en déformations planes (a) et axisymétrique (b).



1. Massif de roche ou de sol continu sans tunnel. On applique la gravité, et on définit ainsi notre "état initial".
2. Creusement simulé par l'annulation de la rigidité des éléments dans le tunnel, et par l'application d'une pression de déconfinement — appelée force d'excavation — sur la paroi, directement opposée aux contraintes initiales qui agissaient sur ces éléments. Déconfinement jusqu'à la pose du soutènement ($\lambda = \lambda_p$).
3. Mise en place du soutènement à λ_p . Application de la force de déconfinement restante et équilibre du massif avec le soutènement.
4. Effets différés sur le revêtement (viscosité ou rétablissement d'une charge hydrostatique par exemple). Dans le cas d'un creusement par demi-sections, il faut répéter le processus pour chaque phase de creusement. La difficulté supplémentaire est alors de déterminer λ pour chaque phase.

b) Modèle 2D axisymétrique

Les modèles axisymétriques représentent le tunnel selon son axe longitudinal. Les hypothèses d'axisymétrie sont celles de la méthode convergence-confinement : section circulaire, matériau isotrope, état de contrainte isotrope. Mais ils ont le gros avantage de pouvoir étudier l'état mécanique du terrain autour du front de taille. C'est par cette modélisation que l'on approche la fameuse loi d'évolution du coefficient λ (Fig. (b)). Les outils numériques permettent donc, notamment, de traiter les problèmes de tunnels en modèle tridimensionnel. Ce type d'analyse permet, en effet, de s'affranchir des limitations imposées par les modèles bidimensionnels tels la modélisation de la proximité du front de taille dans le cas de la déformation plane ou la géométrie de l'ouvrage dans le cas axisymétrique. De plus, seul un calcul 3D permet de déterminer les contraintes et les déformations de manière réaliste dans le massif et dans le soutènement. En dépit

de ses avantages, le modèle numérique 3D est peu utilisé dans les calculs de dimensionnement des tunnels car il présente également de nombreux inconvénients, dont : [18]

- grande consommation des calculs en temps machine et en espace mémoire.
- complexité du maillage et de la modélisation du phasage d'excavation.
- difficulté d'exploitation des résultats.

Pour simplifier les calculs, si un problème tridimensionnel vérifie les conditions d'axisymétrie, c'est-à-dire essentiellement si le tunnel est circulaire et le massif isotrope et homogène, alors il peut être traité numériquement en modèle 2D axisymétrique. Ceci est possible même si le champ de contrainte initiale n'est pas isotrope.

I.10 Conclusion

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 de la méthode convenable pour chaque cas, permet d'obtenir des résultats satisfaisants en ce qui concerne les coûts et les délais d'exécution.

Cependant il est nécessaire de bien cerner le projet à travers une prospection géotechnique approfondi afin de pouvoir déterminé le soutènement approprier et le types de creusement approprié.

Chapitre II

Description du projet
reconnaissance
géotechnique

Chapitre II. Description du projet et Contexte géologique et géotechnique

II.1 Introduction

Le projet de la rénovation de la ligne ferroviaire entre Beni Mansour et Bejaia se situe dans un couloir de direction approximative Sud-Ouest/Nord-Est, avec une longueur de près de 90 kilomètres, entre les villes de Beni Mansour (au SO) et de Bejaia (au NE), situées dans la région centre-orientale du Nord de l'Algérie.

La réalisation du dédoublement et de l'électrification de la voie et rectification du tracé de la ligne Béni Mansour/Bejaïa rentre dans le cadre du développement du transport des voyageurs et des marchandises. Atteindre une vitesse maximale de 160 km/h au lieu de 70 à 80 km/h actuellement doit être impérativement suivie par la correction du tracé sur ce tronçon.

Dans ce chapitre nous allons parler de ce projet en générale et en particulière du tunnel de Semaoune

II.2 Présentation générale du projet

La nouvelle liaison ferroviaire prend naissance à la gare de Beni Mansour de la ligne ferroviaire existante, reliant la ville de Beni Mansour à la ville de Bejaïa, en traversant les communes de Akbou, Sidi Aich, El-Kseur et Oued Ghir, ceux en prenant en compte la construction de 55 ouvrages d'art, dont 3 tunnels (El-Maten, Sidi Aich et de Takriete) pour une longueur totale $\approx 1709\text{m}$, le long du nouveau tracé, elle permettra ainsi la suppression de 98 passages à niveau. Ces derniers ont été la cause de la plupart des accidents ferroviaires mortels survenus entre Béni Mansour et Bejaïa.

II.3 Présentation et objectif du projet

Le projet de réalisation des travaux de doublement de la voie entre Béni Mansour et Bejaia ainsi que la rectification de tracé s'inscrit dans le cadre de la modernisation du rail en Algérie et aussi améliorer les infrastructures de base au niveau national. Son objectif est d'améliorer la desserte de la wilaya de Bejaia à partir de la ligne à double voie reliant l'est à l'ouest du pays. Cette jonction se fera au niveau de la localité de Béni Mansour et permettra de renforcer ainsi son accessibilité par voie ferrée, vu le trafic dense qui caractérise cette région, marquée notamment par une activité portuaire importante. Le gain de temps prévu pour une vitesse avoisinant les 160 km/h sera conséquent.

Notre projet est de réaliser un tunnel dans le cadre du projet de dédoublement de la voie ferrée BEJAIA –Beni Mansour aux niveau du village Amtik Ougemoune dans la commune Smaoun. Dans notre étude, en se focalisera sur le tunnel ELMATEN qui est situé entre le PK58+004,00 et le PK58+682,38 avec une longueur de 678.38 mètre linéaire. La section d’excavation et polycentrique avec un rayon maximal de 6.20m. Ce projet sera réalisé par l’entreprise Algérien COSIDIR.

Les caractéristiques du tracée au niveau de tunnel sont résumée dans le tableau.

Tableau II.1 caractéristique du tracé de tunnel.

PK. Début	PK. Fin	Longueur(m)	Pente[%]	Couverture Maximale sur la clé de voute(m)	Diamètre d’excavation
58+004,00	58+682,38	678.38	1.5	51	13

II.4 Etude géologique

Le contexte géologique et géotechnique, sont des facteurs qui détermine le degré de difficulté, et le cout de réalisation d’un ouvrage souterrain, ce sont des conditions qui ont une grande influence sur le choix des méthode d’excavation, de soutènement, de revêtement et l’étanchéité de notre tunnel. Elle permet aussi d’analyser les problèmes imprévus, la bonne reconnaissance du terrain nous évite les problèmes à venir.

II.4.1 Géologie du site du tunnel

Le tunnel relie les deux villes de Beni Mansour (sud-ouest) et Bejaia (nord-est) situées à l’intersection de l’Atlas de tell et de la coute méditerranéenne, constituée du Mésozoïque et du Cénozoïque, avec des roches ignées très localisées.

Le tunnel est entre le PK58+004,00 et le PK58,682,38, traverse entièrement le versant nord de l’Atlas du tell, une région complexe composée de couche du Miocène inférieure.

La litho stratigraphie résulte ainsi de la sédimentation dans un bassin Mésozoïque et cénozoïque, très subsidient, développé dans la zone de bord d’un socle paléozoïque, fracturé en compartiments plus ou moins individualisés. La sédimentation qui remplit progressivement le bassin se réalise quelque fois en conditions marines et d’autres en conditions continentales, en fonction des différentes impulsions tectoniques qui ont affecté la région entre les temps Crétacé et

Eocène, durant le plissement alpin, causant la cordillère de l'Atlas. La colonne stratigraphique régionale de la figure suivante montre, d'une forme schématique, la distribution lithostratigraphiques des différents matériaux présents dans le tronçon.

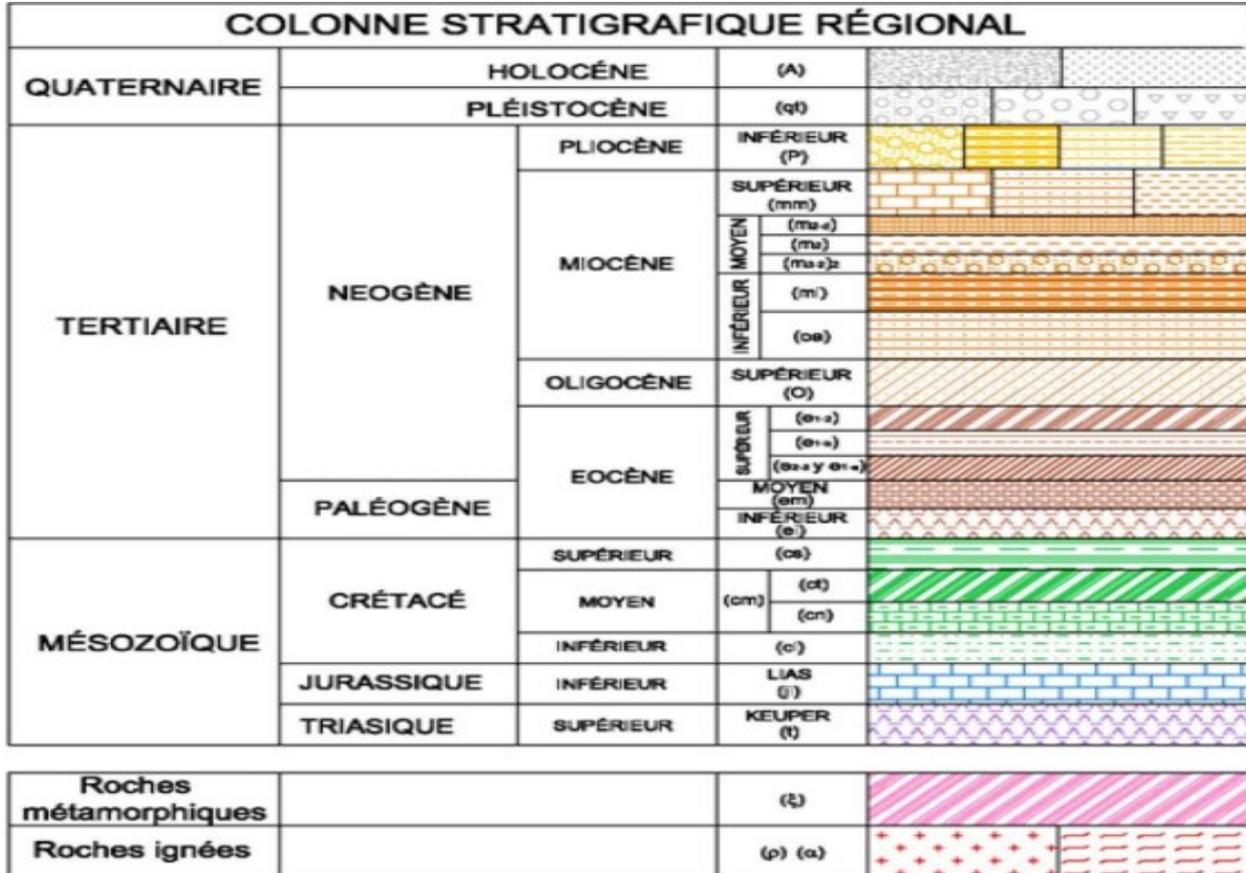


Figure II.1 Colonne stratigraphique régionale montrant la lithostratigraphie des matériaux

Les formations superficielles les plus anciennes appartiennent au Pléistocène et sont formées par des plaines alluviales anciennes, au niveau des terrassements, des éventails alluviaux et des regs, étant constitués, en général, par des graves avec matrice limon-sablonneuse.

Les sédiments quaternaires les plus récents correspondent aux plaines alluviales actuelles, comme aux accumulations dunaires

II.4.2 La tectonique de la zone

L'évolution tectonique régionale est étroitement liée à la formation des chaînes alpines méditerranéennes, et le tronç algérien de cette chaîne est attaché à la rotation de la plaque africaine par rapport à l'eurasiatique [24]

Les principaux événements tectoniques affectant le centre de l'Algérie sont :

- Phase atlasique de la fin de l'Éocène ;
- Dépôt au cours du Miocène inférieur d'une épaisse séquence sédimentaire flexurale ;
- Mise en place des nappes telliennes au Miocène moyen ;
- Développement de chevauchements hors séquence du Miocène terminal à l'Actuel.

Sur cette base, un modèle géodynamique conceptuel de l'ensemble de l'orogène maghrébin est proposé. Après l'étape d'atlas avant le recul du plan de subduction, le modèle insiste sur le rôle principal issu des mécanismes de subduction ci-dessous :

1. La flexuration de la plaque subduite (traction due à son poids) ;
2. Le développement d'un prisme d'accrétion et d'un bassin d'arrière-arc et enfin ;
3. Le soulèvement tardif lié à la déchirure de la plaque subduite.

L'Atlas du Tell est né dans un long gouffre entre le plateau et la plate-forme saharienne. Au cours du Mésozoïque, ce ravin a été comblé par une forte série sédimentaire. Au Tertiaire, la tectonique compressionnelle a réactivé la tectonique extensive précédemment en failles et la tectonique inverse, conduisant à la formation de cette chaîne de montagneuse.

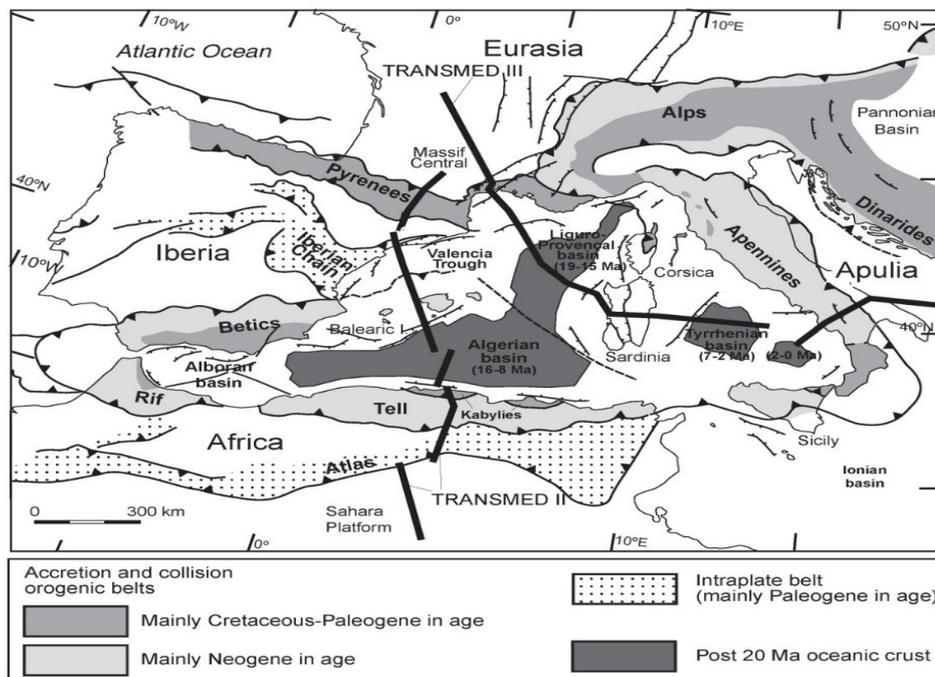


Figure II.2 Schéma tectonique simplifié du Méditerranée extrait du projet « Transmed II and III geotraverses »

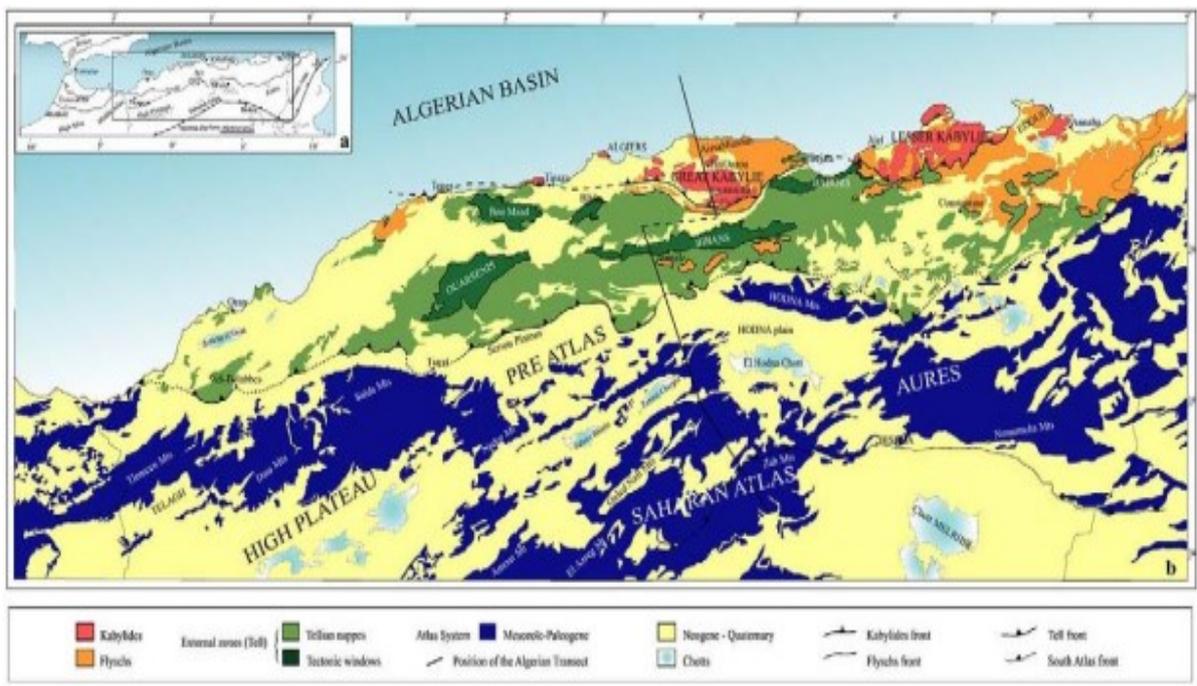


Figure II.3 Carte structurale de l'Algérie du Nord (modifié d'après la carte géologique de l'Algérie à 1 : 500 000).

II.4.3 La sismicité de la zone

En Algérie, la tectonique active est localisée dans la région nord du pays essentiellement dans le tell. Dans cette région, frontière entre les plaques Africain et Eurasiatique, la déformation tectonique est l'expression de la convergence actuelle de ces deux plaques et se traduit par la fermeture progressive des bassin néogène et par la poursuite de l'édification de la chaîne. [24]

D'après le règlement parasismique aux ouvrage d'art (RPOA) l'Algérie peut être subdivisé en cinq (05) zone :

- Zone 0** : Sismicité négligeable ;
- Zone I** : Sismicité faible ;
- Zone II a** : Sismicité moyenne ;
- Zone II b** : Sismicité élevée ;
- Zone III** : Sismicité très élevée.

La côte méditerranéenne de l'Afrique, le Maghreb, est la partie la plus sismiquement active du continent. L'Algérie en particulier a subi des tremblements de terre majeurs dans son histoire.

Alors que la plaque africaine se confond avec la plaque européenne, la bordure nord-africaine pousse contre la croûte océanique de la Méditerranée dans une zone dite de collision, où les mouvements sismiques sont relativement fréquents et peuvent être catastrophiques.

Selon le RPOA la zone d'étude est classée comme une zone de sismicité moyenne (Zone II a), et d'après la classification des groupes selon l'importance des ouvrages, le tunnel de la présente zone correspond au groupe 1 (tunnel stratégique) avec un coefficient d'accélération sismique $A=0,25$

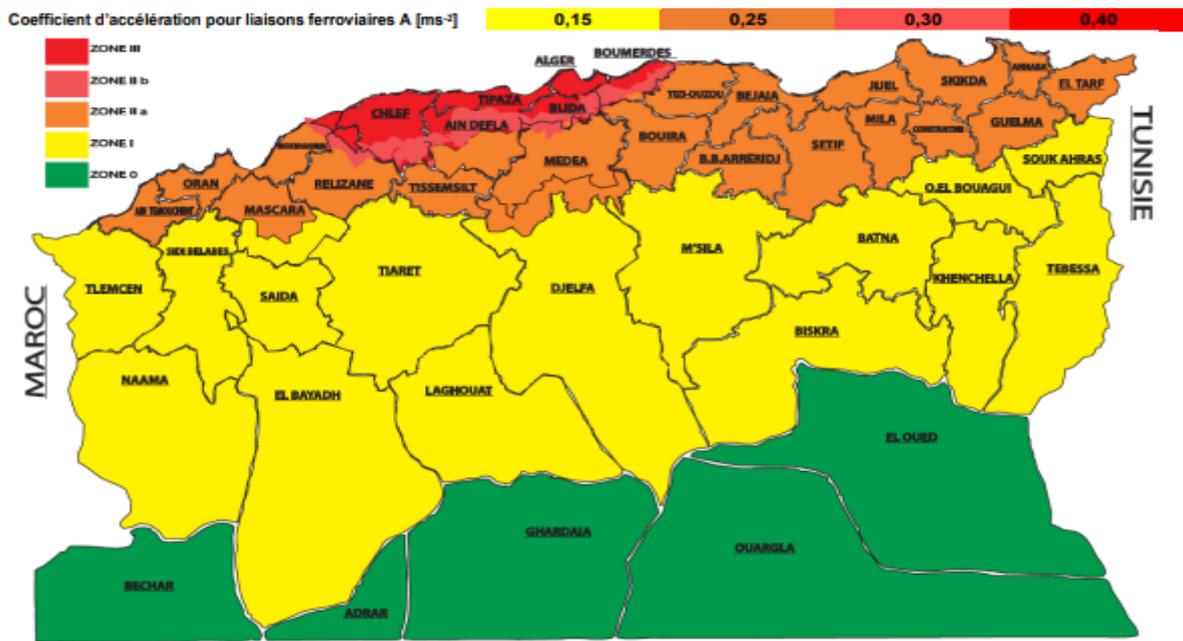


Figure II.4 Carte de sismicité algérienne – PROA, 2008

II.4.4 Hydrologie

Pendant le levé sur le terrain, deux sources d'eau ont été rencontrées le long de la ligne ferroviaire existante. [24]

Dans ce fait, les paramètres physiques et chimiques suivants ont été mesurés :

Tableau II.2 Paramètre physique et chimique des sources

Levée	Coord X	Coord Y	T[°C]	Ph	Conductivité électrique[mS/cm]
ST16	662484.34mE	4056652.83mN	22.7	7.9	4.32
ST17	662445.15mE	4056598.37mN	23	7.5	4.53

Pour la source S1 un débit de 1.5 l/mn a été estimé

L'étude du terrain (forage) a été faite en 2015, les lectures effectuées par les piézomètres ont donné les résultats représentés dans le tableau II.3 :

Tableau II.3 Mesure de la profondeur de l'eau à partir de cote du terrain

Sondage	Profondeur eau de cote du terrain (m)
B6	10.6-14.7-16.7-18.2-19.2-20.1-20.8
B7	21.1-21.6
B8	/
Après nettoyage du trou, la perte d'eau a été totale et il n'y a plus d'eau dans le trou	

Dans le sondage B8, sur la base de l'instrumentation disponible (la limite de la sonde disponible utilisée pour les mesures est de 50 m), n'a pas rencontré de l'eau jusqu'à la profondeur de 50 m à partir de la cote du terrain.

Sur la base des données disponibles, le modèle hydrogéologique qu'on peut reconstruire prévoit la présence d'eau le long de tout le tracé du tunnel, Il s'agit des eaux potentiellement agressives pour le béton.

II.4.5 Géomorphologie

Le tunnel est situé en correspondance d'un secteur principalement collinaire, avec des pentes pas très inclinées et dans lesquels il n'y a pas des évidences claires des phénomènes de mouvements de terrain actifs. [24]

A plus grande échelle, l'orientation des méandres principaux du cours d'eau et l'alignement des nombreuses crêtes et talus dans les pentes plus inclinées, permet de supposer un contrôle principalement tectonique sur le cours des formes du paysage plus récentes.

Comme décrit auparavant, une couche épaisse des dépôts meubles (blocs et cailloux clast supported englobant un ciment de remplissage limoneux rougeâtre) a été observée près de portail Est ; elle pourrait dériver du démantèlement, à cause de phénomènes d'érosion et de chute, d'un paléo – talus d'origine tectonique.

L'hypothèse de la présence de cette faille pourrait être confirmée du fait que dans le secteur du portail Est on ne retrouve pas les calcirudites du Miocène, qui auraient été soulevées de l'action de la faille et donc érodés et démantelés des agents érosifs et des phénomènes liés à la gravité.

En correspondance des portails n'ont pas été rencontrés phénomènes de mouvement de terrain actifs. Evidences des phénomènes de mouvements de terrain, talus et contre-pentes ont été observés au Nord du portail Est, côté Bejaia et sur la pente le long de la route nationale. Ces phénomènes n'interagissent pas avec le tracé en projet.

II.4.6 Phénomène de Karst

Dans les affleurements et le long du tracé et dans les carottes du sondage ont été observés des phénomènes de dissolution et recristallisation, surtout dans les calcaires blanchâtres et dans les calcirudites, ainsi que nombreuses cavités d'origine karstique, mais de dimensions modestes (cm-dm).

A cause de la présence jusqu'à la surface des phénomènes karstiques, pendant les phases d'excavation il faut prendre des mesures résolutive car on observe les risques potentiels suivants : [26]

- Possible présence de matériau de mauvaise qualité, fortement altéré ou résiduel, dans la zone d'excavation ;
- Possibles manifestations hydriques, aussi soudaines et paroxystiques ;
- Possibles effondrements de la voute avec implication de matériau résiduel au fond de la cavité ;
- Possibles ouvertures de cavités soudaines au-dessus du plan d'excavation.

La présence d'indicateurs de phénomènes karstiques, un clair élément de potentielle criticité, est montrée sur le plan géologique (MEW004-D-GEO-GEO-EM-004-01).(Annexe)

II.5 Etude géotechnique

Tout terrain peut présenter des aléas géologiques plus ou moins importants pouvant présenter un danger pour la réalisation de projets d'aménagement de sites ou de travaux de construction.

L'existence de ces risques rend nécessaire un certain nombre d'études géotechniques, visant à les détecter, les évaluer et les maîtriser.

L'ingénierie géotechnique est un ensemble d'activités liées à l'application de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie artificielle. La mécanique des sols étudie le comportement des sols, notamment en termes de résistance et de déformation.

II.5.1 Description du tracé

La description du tracé est rapportée en annexe.

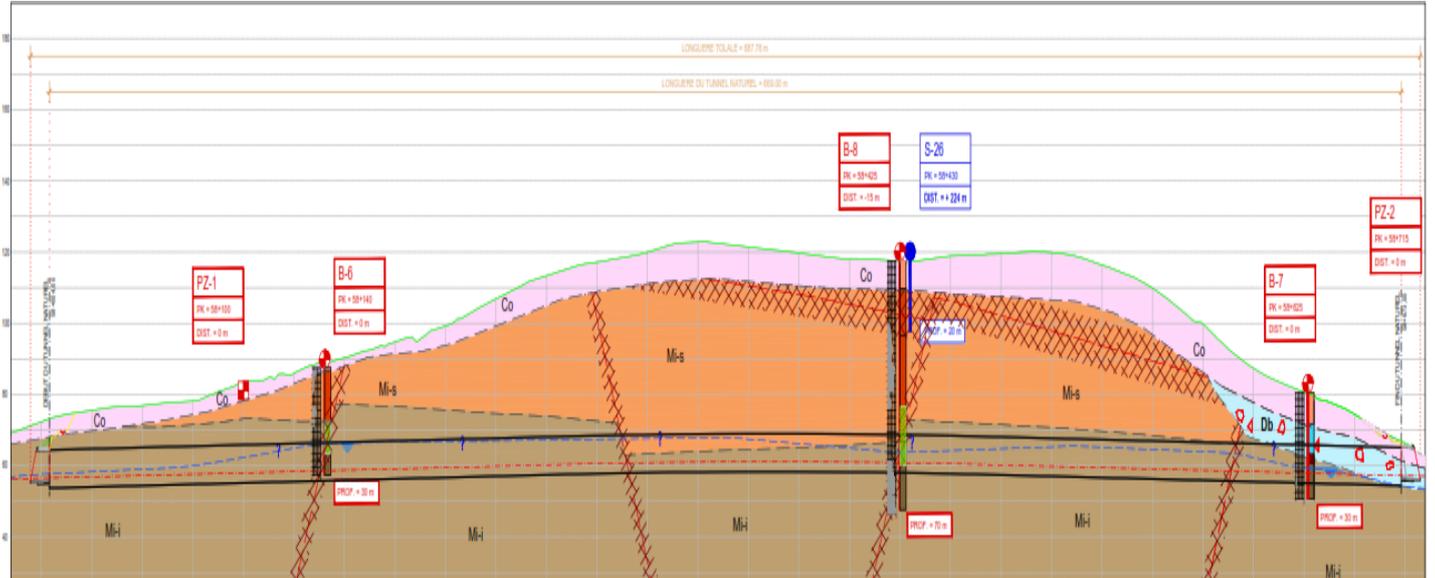


Figure II.5 Profile en longe géo mécanique

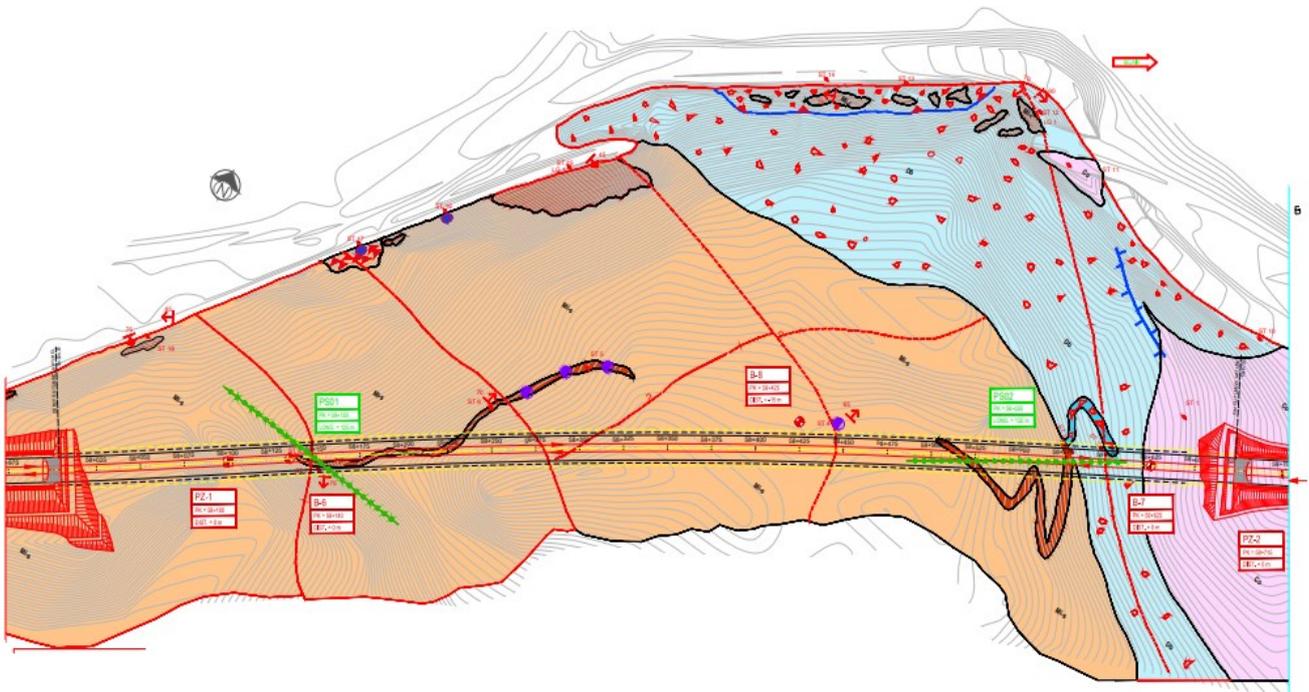


Figure II.6 Carte géologique de la zone d'étude

Sondages carottés

La campagne géognostique prévoit la réalisation de 3 sondages carottés :

Tableau II.4 Sondages de la campagne du 2015.

COD	PK	Profondeur [m]	Installation
B6	58+140	30	Piézomètre
B7	58+625	30	Piézomètre
B8	58+425	70	Piézomètre

Les stratigraphies et toutes les données des sondages sont rapportées dans les documents spécifiques (MEW004-R-GEO-GEO-EM-002-01)

Puits explorés

Pour la campagne géognostique 2015 la réalisation de deux puits dans les zones des portails a été prévue.

Tableau II.5 Puits de la campagne de 2015

CODE	PK	Profondeur [m]
Pz1	58+100	3
Pz2	58+715	2

Les stratigraphies et toutes les données des sondages sont rapportées dans les documents spécifiques (MEW004-R-GEO-GEO-EM-002-01).

Profils sismiques

Pour la campagne géognostique la réalisation de deux lignes sismiques dans les zones des portails a été prévue :

Tableau II.6 Profils sismiques de la campagne de 2015

CODE	PK	Longueur (m)
PS01	58+150	125
PS02	58+610	125

Les données des lignes sismiques sont rapportées dans les documents spécifiques (MEW004-R-GEO-GEO-EM-002-01).

II.5.2 classification du massif rocheux

Les tableaux ci-dessous récapitule la nature du sol selon l'étude géotechnique, dans trois zone différentes ayant fait l'objet de notre étude.

- Zone de portail est :

Tableau II.7 Récapitulatif des Caractéristiques mécaniques de matériaux rencontrés dans le sondage B7

Z [m]	Unité géotechnique		σ_{ci} [MPa]	GSI	γ [kNm ⁻³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	σ_{cm} [kPa]	E_m [MPa]	K_0
0 – 3.5	Argile rougeâtre (AR)		≈ 1	-	19 ÷ 21	16 ÷ 20	13 ÷ 16	≈ 50	13 ÷ 19	≈ 0.70
3.5 – 8.5	Argile rougeâtre limeuse - sableuse (ALS)		≈ 3	≈ 5	19 ÷ 21	60÷70	16 ÷ 18	≈ 180	25 ÷ 35	≈ 0.67
8.5 – 15	Cailloux et conglomérat (CM)		≈ 10	≈ 15	19÷ 21	125÷155	18 ÷ 22	≈ 490	75 ÷ 105	≈ 0.60
15 – 20	Argile très compacte (AC)		≈ 25	≈ 11	19 ÷ 21	290÷350	21 ÷ 25	≈1390	130 ÷ 180	≈ 0.42
20 – 28.5	Calcaire gréseux (CG)		≈ 35	≈ 16	21 ÷ 26	380 ÷ 460	23 ÷ 29	≈ 1930	170 ÷ 250	≈ 0.40
28.5 – 30	Marne schisteuse (MS)		≈ 25	≈ 16	21 ÷ 26	250 ÷ 310	23 ÷ 27	≈ 1300	190 ÷ 270	≈ 0.5

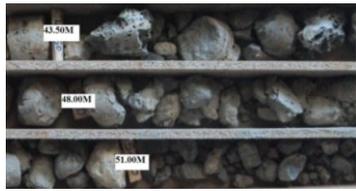
- Zone de portail ouest :

Tableau II.8 Récapitulatif des Caractéristiques mécaniques de matériaux rencontrés dans le sondage B6

Z [m]	Unité géotechnique		σ_{ci} [MPa]	GSI	γ [kNm ⁻³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	σ_{cm} [kPa]	E_m [MPa]	K_0
0 – 2.0	Argile blanchâtre (AR)		≈ 1	-	20 ÷ 22	16÷20	13÷16	≈ 50	13÷19	≈ 0.70
2 – 7	Conglomérat (CM)		≈ 15	≈ 8	20 ÷ 22	115÷145	15÷18	≈ 360	90÷130	≈ 0.65
7 – 11	Argile graveleuse blanchâtre (ARG)		≈ 5	≈ 5	20 ÷ 22	70÷90	15÷19	≈ 217	65÷95	≈ 0.70
11 – 15	Conglomérat (CM)		≈ 15	≈ 10	20 ÷ 22	140÷170	16÷20	≈ 600	110÷170	≈ 0.65
15 – 24	Argile schisteuse et Calcaire dolomitique (ASCD)		≈ 10	≈ 7	20 ÷ 22	70÷90	18÷22	≈ 400	120÷180	≈ 0.65
24 – 30	Argile schisteuse graveleuse rougeâtre (ASG)		≈ 20	≈ 15	20 ÷ 22	190÷230	18÷22	≈ 900	170÷250	≈ 0.65

- Zone centrale du tunnel :

Tableau II.9 Récapitulatif des Caractéristiques mécaniques de matériaux rencontrés dans le sondage B8

Z [m]	Unité géotechnique	σ_{ci} [MPa]	GSI	γ [kNm ⁻³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	σ_{cm} [kPa]	E_m [MPa]	K_0
0 – 19	Argile graveleuse (ARG) 	≈ 1	-	20÷22	30÷35	15 + 19	≈ 95	20 ÷ 30	≈ 0.70
19 – 37	Conglomérat (CM) 	≈ 15	≈ 25	20÷22	550÷650	26 + 30	≈ 2000	290 ÷ 400	≈ 0.50
37 – 40	Argilite (A) 	≈ 15	≈ 15	20÷22	270 ÷ 330	18 + 22	≈ 1000	110 ÷ 170	≈ 0.65
40 – 57	Calcaire karstique (CK) 	≈ 25	≈ 5	22÷26	450÷550	20 + 24	≈ 1580	160 ÷ 240	≈ 0.62
57 – 71	Gypse (GYP) 	≈ 50	≈ 40	22÷26	1600÷1950	26 + 32	≈ 7500	2250 ÷ 3000	≈ 0.50

II.5.3 Caractérisation géotechniques des massifs

La caractérisation des matériaux sur le site a été effectuée en considérant à la fois les résultats obtenus par les essais effectués et en utilisant également les expériences conceptuelles en contextes géologiques similaires. Selon le plan d'investigation géotechnique complémentaire,

aussi bien des essais in situ que des essais en laboratoire ont été exécutés. Ce chapitre illustre les procédures utilisées pour obtenir les paramètres qui définissent le comportement du terrain et les résultats de toutes les investigations effectuées.

II.5.3.1 Essais in situ

*Essai Franklin (point load) selon la norme (XP P 94-429)

L'essai Franklin est un essai "expéditif" qui est effectué en conduisant à la rupture un échantillon de roche au moyen de l'application de deux charges concentrées à ses extrémités. L'essai permet de définir un indice de résistance I_s , qui ensuite peut être associé à la résistance à la compression mono-axiale par un coefficient qui, dans le cas présent, est établi à 20 :

$$C_0 = 20 \cdot I_{s50}$$

Le tableau ci-dessous récapitule de façon schématique les valeurs obtenues dans les différents cas :

Tableau II.10 Point load test –Résultats

Résistance mono maximal	B6	B7		B8
	Prof.(z) 12.3m-12.5m	Prof.(z) 24.1m-24.3m	Profondeur.(z) 26.55m-26.7m	Profondeur.(z) 40.5m-41.8m
C_0 [MPa]	26.14	8.44	41.8	62.7

* Essai pressiométriques selon la norme NF P 94-110-1

Des essais pressiométriques ont été effectués à la profondeur de 10 m et 18 m pour B6 et B7, les mêmes essais ont été effectués à la profondeur de 45 m, 55m, 65 m pour le sondage B8. Il s'agit d'utiliser un appareillage de marque LIM de type G « sonde emboîté » constitué par un contrôleur pression volume (CPV), une tubulure coaxiale à haute pression talon, de 45 m et une sonde tri-cellulaire coaxiale revêtue d'une membrane souple, et une gaine toilée à haute pression. Afin de connaître les déformations du sous-sol selon les paliers de contraintes :

- Module pressiométriques (E) ;
- Pression de fluage (Pf) ;
- Pression limite (PI).

L'ensemble des résultats enregistrés à travers les trois forages sont récapitulé sur le tableau II.11 suivant :

Tableau II.11 Essai pressiométriques- résultats

Sondage	Profondeur[m]	Module périmétrique Em [bar]	Pression limite P*LIM [bar]	E/P*LIM
B6	10	1080.93	36.81	29.37
	18	314.71	29.18	10.79
B7	10	365.73	16.33	22.4
	18	409.06	33.08	12.37
B8	45	753.18	28.98	25.99
	55	217.89	28.58	7.62
	65	3005.06	50	60.1

Ces essais ont été utilisés pour obtenir des indications sur le module élastique du matériau et fournissent également des indications de l'angle de frottement, outre à fournir une évaluation indicative du type de matériau rencontré.

A partir du module E_m (module pressiométrique de Ménard) obtenu par l'essai, le module de Young est analysé en utilisant le coefficient rhéologique α :

$$E_{\text{young}} = E_m / \alpha^2$$

A partir des diagrammes suivants et à travers la valeur absolue de p^*LIM , le module pressiométriques E_m , la pression p_0 on peut évaluer le module élastique de Young, et la valeur indicative de l'angle de frottement du sol.

Les diagrammes suivants se réfèrent à titre d'exemple à l'essai pressiométriques exécuté à une profondeur de $z= 10$ m dans le sondage.

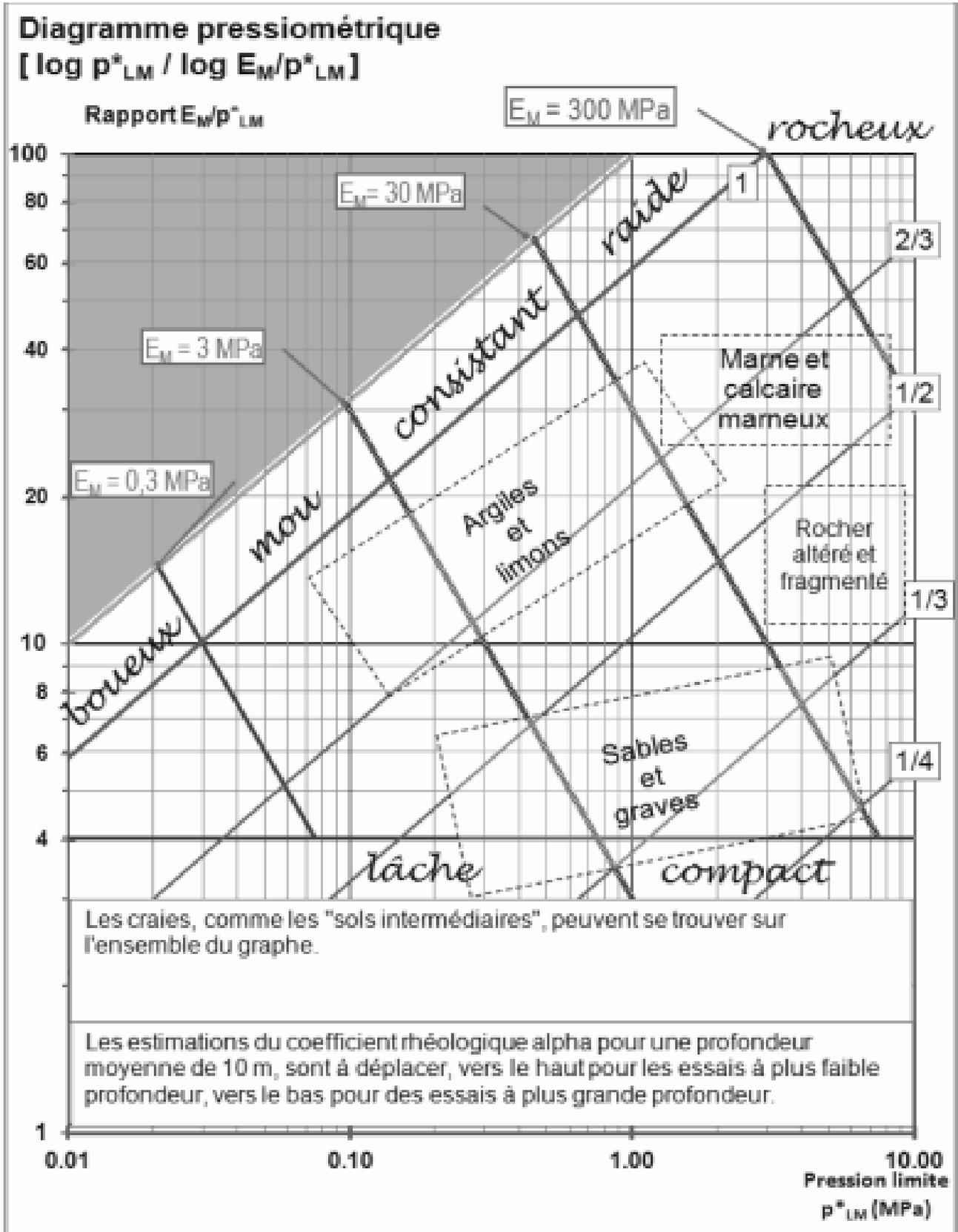


Figure II.7 Valeurs de α dans le diagramme Pressiorama [G]

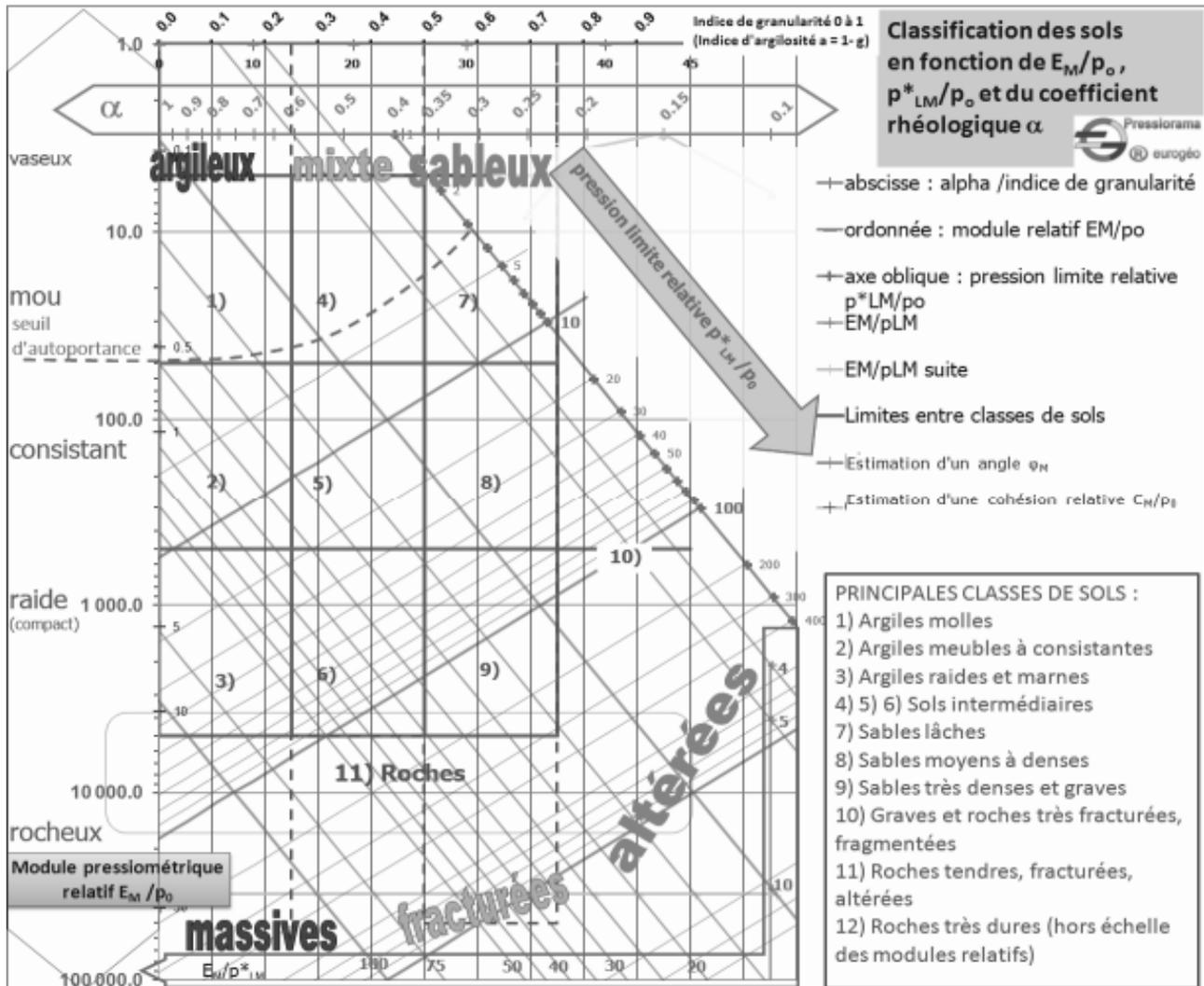


Figure II.8 Classification des sols en fonction de E_M/p_0 , p^*_{LM}/p_0 et du coefficient rhéologique α [G]

Ci-dessous sont indiqués de façon schématique les résultats obtenus par les essais effectués comme décrit précédemment :

Tableau II.12 Essais pressiométriques – Résultats

Paramètres	B6		B7		B8		
	Prof. [m]						
Mécaniques du massif	10	18	10	18	45	55	65
E [MPa]	272	155	92	243	220	150	470
Φ [°]	12	22	15	24	15	26	-

*** Mesures piézométrique**

Les sondages carottés B6, B7 et B8 ont été équipés par des piézomètres.

*** Sismique réfraction**

Deux profils sismiques ont été effectués, chaque base est constituée par la disposition de 24 géophones verticaux. Ils sont disposés comme indiqué dans le tableau ci-après :

Tableau II.13 Emplacement des profils PS01 et PS02

Prospection	Longueur [m]	Localisation
PS01 (TI)	125	PORTAIL EST perpendiculaire à l'axe du tunnel
PS01 (TD)	125	
PS01 (TC)	120	
PS02 (TI)	125	PORTAIL OUEST parallèle à l'axe du tunnel
PS02 (TD)	125	
PS02 (TC)	120	

Les dispositifs sismiques codifié PS 01 et PS 02 ont une longueur de 125 mètres, et un pas régulier de 5.0 mètres entre géophones, avec trois points de tirs par profil, à savoir :

- Un tir normal du premier géophone ;
- Un tir reverse du dernier géophone ;
- Un tir au centre.

Le laboratoire L.T.P.EST, a mis en œuvre un équipement à haute résolution composé de :

- Un sismographe DAQLink 3 System ;
- Des capteurs verticaux sismiques 10 Hz ;
- Un générateur de vibrations et divers accessoires.

Les enregistrements obtenus ont permis de tracer la dromochronique suivant le pointage des premières arrivées des trains d'ondes pour les ondes P ; les résultats des enregistrements figurent en annexes dans le présent document.

Dans le tableau suivant est indiqué les résultats des profils PS01 et PS02.

Tableau II.14 récapitulatif des profils PS01 et PS02

Profil sismique	Tir	Vp1 [m/s]	Vp2 [m/s]	Vp3 [m/s]	H1 [m]	H2 [m]
PS01	TD	1000	1800	2500	7.8	9
	TI	950	1700	2300	8	9.5
	TC	900	1700	\	7.5	\
PS02	TD	1500	2000	\	15	\
	TI	1400	1800	\	16	\
	TC	1400	\	\	\	\

II.5.3.2 Essais de laboratoire

. * **Analyse granulométrique** selon la norme (NF P 94-057)

La granularité permet de connaître la répartition massique de la dimension des particules solides exprimée en pourcentage de la masse totale du matériau. Trois échantillons de matériau prélevés ont été analysés, deux de ceux-ci proviennent du Puits PZ1 et un du puits PZ2. Les résultats de laboratoires se trouvent en Annexe B, le tableau ci-dessous présente un récapitulatif de ces résultats.

Tableau II.15 récapitulatif des analyses granulométriques

Echantillon	Fractions			
	Fraction graveleuse 2mm < D < 63 mm	Fraction sableuse 63 μ < D < 2 mm	Fraction limoneuse 2μ < D < 63 μ	Fraction argileuse D < 2μ
PZ1 (0.00-1.50 m)	3 %	32 %	50 %	15 %
PZ1 (1.50-2.00 m)	22 %	28 %	47 %	3 %
PZ2 (0.00-2.00 m)	24 %	36 %	30 %	10 %

La consistance d'un sol varie de façon continue selon la teneur en eau : lorsque celle-ci augmente, le sol passe successivement de l'état solide à l'état plastique puis à l'état liquide. Les limites d'Atterberg définissent conventionnellement les limites entre ces états :

Tableau II.16 Limites d'Atterberg

Paramètres	Echantillon		
	PZ1 (0.00/1.50 m)	PZ1 (1.50/2.00 m)	PZ2 (0.00/2.00m)
WL%	50	34	32
WP%	25	17	16
IP%	25	17	15

Tableau II.17 Teneur eau naturelle –Résultats

Echantillon	Teneur eau naturelle Wn%	Degré de saturation Sr%
B6 [2.15-2.4 m]	0.91	10
B6 [14.8-15 m]	0.69	8
B6 [24-24.6 m]	8	66
B7 [7.00-7.60 m]	14	69
B7 [24.10-24.30 m]	0.29	27
B7 [26.55-26.7 m]	0.14	38
B8 [7.00-7.40 m]	18	89
B8 [25.10-25.50 m]	1	16
B8 [40.50-41.80 m]	0.46	31
B8 [63.10-63.40 m]	0.09	8
PZ1 [0.00-1.50 m]	4	-
PZ1 [1.50-3.00 m]	12	-
PZ2 [0.0-2.00 m]	1.94	-

***Essai de compression uni-axial** selon la norme (NF P 94-077)

Les essais de résistance à la compression mono-axiale ont été menés en appliquant à chaque éprouvette des charges telles à permettre d'établir pour chaque éprouvette la résistance du matériau. En plus de cette valeur de résistance σ_{ci} , l'évaluation du module élastique a été également obtenue, le tableau suivant illustre les résultats obtenus par l'essai :

Tableau II.18 Essais de compression uni axial – Résultats.

	S6				S7		S8		
Profondeur z en (m)	2.15-2.4)	14.8-15	15-15.1	16.8-17.1	24.1-24.3	26.55-26.7	25.1-25.5	40.5-41.8	63.1-63.4
RC [MPa]	11.4	7.3	5.03	3.8	33.87	136.09	6.91	16.4	32.4
E [MPa]	-	-	457.2	320.9	-	-	-	-	-

*Essai de cisaillement rectiligne selon la norme (NF P 94-071-1)

Ces essais ont été analysés afin d’obtenir une indication sur la résistance à la compression du massif à travers la relation suivante :

$$\sigma_{cm} = 2 * cu$$

- σ_{cm} = résistance du massif
- C_u = cohésion non drainée obtenue par l’essai

Tableau II.19 Essais de compression uni axial – Résultats

Paramètres	Echantillon	
	B7 [7.00-7.60]	B8 (7.00-7.40 m)
C_u [bar]	0.152	0.432
Φ [°]	24	05

II.6 Conclusion

L’étude et l’analyse de tous les paramètres du site du tunnel, permettent de conclure que notre tunnel traverse des couches plutôt schisteuses avec une présence de failles et de nappes, ce qui va poser des problèmes lors des travaux du creusement et du soutènement.

Chapitre III

Classification des
massifs rocheux et
prédimensionnement

III. Classification des massifs rocheux et prédimensionnement

III.1 Introduction

La classification des massifs rocheux est un processus qui consiste à placer une masse rocheuse en groupes ou classes à partir des relations définies et à lui attribuer une description unique sur une base des caractéristiques similaires. Il existe plusieurs méthodes de classification se basant sur différents paramètres géotechniques. Ce qui fait la différence entre une méthode et une autre est le choix des paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage. Il existe plusieurs méthodes qui nous permettent de procéder à la classification des massifs rocheux. Nous avons opté pour les deux méthodes empiriques les plus utilisées et ce suite aux bons résultats obtenus lors de leur utilisation, ces méthodes sont celle de :

➤ Z. BIENIAWSKI.

➤ L'AFTES.

III.2 Classification des massifs rocheux

La classification se fait à travers plusieurs estimations et recommandations. Pour notre projet l'étude se focalise sur les trois parties du tunnel représentée par les trois (03) sondages. Ces derniers fonds figurent de points de références dans la localisation et l'identification des terrains qui seront sollicités lors des travaux de creusement. Afin de faciliter l'identification de ces massifs, nous allons classer les roches qui seront creusées dans chaque sondage. Pour cela, on a opté pour ces appellations :

Le terrain concerné par le passage du sondage **B6** est appelé **Terrain 1** (début du tunnel).

Le terrain concerné par le passage du sondage **B8** est appelé **Terrain 2** (milieu du tunnel).

Le terrain concerné par le passage du sondage **B7** est appelé **Terrain 3** (fin du tunnel).

III.2.1 Rock Quality Désignation (RQD)

Le RQD a été développé par Deere et al. (1967) pour donner une estimation quantitative de la fracturation influençant le comportement de la masse rocheuse à partir de l'examen de carottes obtenues par des forages. Le RQD est défini comme le pourcentage de morceaux intacts de longueur supérieure à 10 cm, sur la longueur totale du forage. [30]

$$RQD = \frac{\text{Elongueu_des_morceaux}>10\text{cm}}{\text{longueur total du forage}} \times 100 \quad (\text{IV.1})$$

Pour le terrain 1 :

TABLEAU III.1 RQD DU TERRAIN 1

Profondeur(m)	1_2	2_4.5	4.5_6.5	6.5_11	11_12	12_13.5	13.5_15	15_16.5	16.5_17.5	17.5_30
RQD %	65	19	12	0	28	44	9	20	38	Argile

Pour le terrain 2

TABLEAU III.2 RQD DU TERRAIN 2

Profondeur(m)	18_19.5	19.5_21	21_23.9	23.9_26	26_29	29_30	30_31
RQD %	18	32	45	54	38	58	84
Profondeur(m)	31_32	32_34	34_36.5	36.5_39	39_40	40_41	41_57
RQD %	76	74	72	14	35	36.5	0
Profondeur(m)	57_59.5	59.5_62	62_63.5	63.5_65	65_66.5	66.5_69.5	69.5_71
RQD %	50	68	82	80	42	84	85

Pour le terrain 3

TABLEAU III.3 RQD DU TERRAIN 3

Profondeur(m)	15_16	16_17	17_23	23_24	24_26	26_27	27_30
RQD %	12	24	0	6	0	18	0

III.2.2 GSI – Geological Strength Index

Introduit par Hoek (1995), Kaiser et Bawden (1995), le GSI est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, qui varie entre 5 et 85, et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode GSI s'appuie donc sur une observation directe de la structure du massif rocheux. [30]

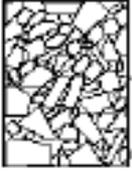
CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE		CONDITIONS DE SURFACE				
STRUCTURE		TRES BONNES	BONNES	MOYENNES	PAUVRES	TRES PAUVRES
		QUALITÉ DÉCROISSANTE				
	FRACTURÉE – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales	80	70			
	TRES FRACTURÉE – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales	60	50			
	FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec pliures et/ou failles		40		30	
	DÉSINTÉGRÉE – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis				20	10
	AGENCEMENT DES BLOCS ROCHEUX DÉCROISSANT					

Figure III.1 Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse, d'après Hoek et Brown (1995).

La Figure III.1 (d'après Hoek, 1995) présente les 20 codes qui permettent d'identifier chaque catégorie de masses rocheuses, et d'estimer la valeur du *GSI* à partir des conditions de surface des discontinuités et de leur structure.

Par définition, les valeurs proches de 5 correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité, tandis que les valeurs proches de 85 décrivent des matériaux d'excellente qualité (pour lesquels la résistance de la masse est égale à celle de la matrice rocheuse).

Les tableaux suivants présentent les résultats de GSI selon la profondeur dans chaque sondage :

Pour le terrain 1

TABLEAU III.4 GSI POUR LE SONDAGE B6

Profondeur Z(m)	0	2-7	7-11	11-15	15-24	24-30
GSI	/	8	5	10	7	15

Pour le terrain 2

TABLEAU III.5 GSI POUR LE SONDAGE B8

Profondeur Z(m)	0-19	19-37	37-40	40-57	57-71
GSI	/	25	15	5	40

Pour le terrain 3

TABLEAU III.6 GSI POUR LE SONDAGE B7.

Profondeur Z(m)	0-3.5	3.5-8.5	8.5-15	15-20	20-28.5	28.5-30
GSI	/	5	15	11	16	16

III.2.3 Méthode de Z. BIENIAWSKI

III.2.3.1 Classification

Z. BIENIAWSKI a présenté sa classification en 1973 en vue du dimensionnement des ouvrages souterrains et l'a modifiée à plusieurs reprises. La version utilisée actuellement est celle de 1989. L'indice RMR est la somme de cinq notes représentant la quantification de cinq paramètres caractérisant le rocher et d'une note d'ajustement dépendant de l'orientation des discontinuités vis-à-vis de l'ouvrage. Le RMR donne la classe de la roche (de très bon à très

médiocre) et le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement. Ces derniers sont extraits à partir du tableau suivant : [30]

Tableau III.7 Calcule de RMR (BIENIAWSKI 1989).

Terrain	Terrain 1	Terrain 2		Terrain 3	
Parties	B6 Sup	B8 Sup	B8 Inf	B7 Sup	B7 Inf
Rc (MPa)	5<7.3<25	5<16,4<25	25<32,4<50	5<10<25	100<136<250
Note	2	2	4	2	12
RQD %	9<25	0<25	75<80<90	0<25	18<25
Note	3	3	17	3	3
Espacement (m)	<0,06	<0,06	0,2-0,6	<0,06	<0,06
Note	5	5	10	5	5
Longueur (m)	3_10	3_10	3_10	3_10	3_10
Note	2	2	2	2	2
Ouverture (mm)	>5	>5	1_5	>5	>5
Note	0	0	1	0	0
Rugosité	Tr rug (conglomérat)	Leg rug (calcaire)	Rug (gypse)	Tr reg (blocs de gres)	Tr reg (blocs de gres)
Note	6	3	5	6	6
Remplissage	>5 mm, dur	>5 mm, mou	Aucun	>5 mm, mou	>5 mm, mou
Note	2	0	6	0	0
Altération	Modérée	Décomposée	Pas alt	Décomposée	Décomposée
Note	3	0	6	0	0
Débit	<10 l/m	<10 l/m	<10 l/m	<10 l/m	<10 l/m
Condition	Humide	Humide	Humide	Humide	Humide
Note	10	10	10	10	10
Orientation des fracture	Défavorable	Défavorable	Défavorable	Défavorable	Défavorable
Note	-10	-10	-10	-10	-10
Note RMR	23	15	51	18	28
Classe RMR	D Rocher médiocre	E Rocher très médiocre	C Rocher moyen	E Rocher très médiocre	D Rocher médiocre

TABLEAU III.8 CLASSE DE ROCHER ET LE TEMPS DE TENUE MOYEN SUIVANT LA CLASSIFICATION DE Z. BIENIAWSKI

Note RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classification de la masse rocheuse	A Très bon rocher	B Bon rocher	C Rocher moyen	D Rocher médiocre	E Rocher très médiocre
Temps de tenu moyen	10 ans pour 5 m de portée	6 mois pour 4 m de portée	1 semaine pour 3 m de portée	5 heures pour 1,5 m de portée	10 minutes pour 0,5 m de portée

TABLEAU III.9 RESULTATS DE CLASSIFICATION SELON Z. BIENIAWSKI DES TERRAINS

Terrain	Terrain 1		Terrain 2		Terrain 3	
Partie	B6 Sup	B8 Sup	B8 Inf	B7 Sup	B7 Inf	
Classe RMR	D Rocher médiocre	E Rocher très médiocre	C Rocher moyen	E Rocher très médiocre	D Rocher médiocre	
Temps de tenu moyen	5 heures pour 1,5 m de portée	10 minutes pour 0,5 m de portée	1 semaine pour 3 m de portée	10 minutes pour 0,5 m de portée	5 heures pour 1,5 m de portée	

On tient à préciser que :

- B6 Sup, B7 Sup et B8 Sup sont les parties au-dessus des terrains 1,2 et 3 qui seront creuser.
- B6 Inf, B7 Inf et B8 Inf sont les parties en dessous des terrains 1,2 et 3 qui ne seront pas creuser.

Remarque : La partie en dessous du tunnel à la zone de sondage B6 (B6 Inf) est une couche d'argile schisteuse graveleuse, de là nous l'avons considéré comme un rocher très médiocre (classe E).

III.2.3.2 Creusement selon la recommandation de Z. BIENIAWSKI

Pour chaque classe de rocher, Z. BIENIAWSKI propose également des recommandations sur la méthode de creusement.

Le tableau III.10 suivant présente les méthodes d'excavations selon la classe RMR des terrains existants :

TABLEAU III.10 METHODES D'EXCAVATIONS SELON Z. BIENIAWSKI

Classe RMR	D Rocher médiocre	E Rocher très médiocre	C Rocher moyen
Méthode de creusement	Creusement en demi-section Pas d'avancement : 1,5- 3 m en demi-section supérieure Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement à une distance inférieure à 10 m du front	Creusement en section divisée Pas d'avancement : 0,5 - 1,5 m pour la galerie de tête Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement Mise en place du béton projeté dès que possible	Creusement en demi-section Pas d'avancement : 1,5-3 m en demi-section supérieure Soutènement mis en place

III.2.3.3 Soutènement selon Z. BIENIAWSKI

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

Le tableau suivant présente les méthodes de soutènement selon les classes RMR existantes :

TABLEAU III.11 SOUTENEMENTS SELON Z. BIENIAWSKI

Terrain	Classe RMR	Mode de soutènement		
		Boulons d'ancrage	Béton projeté	Cintre métallique
Terrain 1	D Rocher médiocre	Espacement : 0,5 - 1,0 m Treillis soudé+30 - 50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm en voûte et 100 mm sur les piédroits Treillis soudé et boulons de 1,5 à 3 m d'espacement	Cintres moyens+ 50 mm de béton projeté avec un espacement de 0,7-1,5 m
Terrain 2 + Terrain 3	E Rocher très médiocre	Non recommandé	200 mm en voûte et 150 mm sur les piédroits Treillis	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à

			soudés, boulons et cintres légers	l'avancement avec un espacement de 0,7 m
--	--	--	-----------------------------------	--

Vu que les zones des portails sont formées par des matériaux non cimentés et de faibles caractéristiques géo mécaniques, un pré-soutènement par voûte parapluie est prévu.

III.2.4 Méthode de l'AFTES

III.2.4.1 Définition

L'AFTES, Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain est une structure pluridisciplinaire dans laquelle sont représentés tous les corps de métiers impliqués dans la conception et la construction d'ouvrages et d'espaces souterrains et dont le but est de faire progresser la connaissance et les techniques dans ce domaine.

III.2.4.2 Classification

TABLEAU III.12 RECAPITULATIF DE CLASSIFICATION DE L'AFTES

Critère de classification	B6	B8	B7
Description	Conglomérats + (gypse/anhydrite) + Argile schisteuse	Calcaire + Gypse	Grès + cailloux
Classe selon la résistance	R4	R4	R4
Orientation	OR4b	OR1	/
Indice de discontinuité ID	ID5	ID5	ID5
Nombre de famille	N2b	N2b	/
Espacement	ES5	ES5	ES5
RQD	9<25 RQD5	0<25 RQD5	20<25 RQD5
Charge hydraulique	H0	H0	H0
Perméabilité	K5	K5	K5
Gonflements	Terrain gonflable	Terrain gonflable	Terrain pas gonflable

Altérabilité	Susceptibles de dissolution	Susceptibles de dissolution	N'est pas Susceptibles de dissolution
Profondeur de l'excavation	CN1	CN1	CN1
Déformabilité	DE5	DE5	DE5
Dimensionnement	2.5 m < D < 10 m	2.5 m < D < 10 m	2.5 m < D < 10 m

Le groupe de travail N° 1 de l'AFTES (géologie-géotechnique) a établi en 1978 un texte de recommandations pour la description des terrains.

D'après les dimensionnements et les différentes caractéristiques mécaniques, géomécaniques et hydrogéologiques précédemment estimées et d'après les tableaux de classifications selon la recommandation AFTES nous pouvons classer les terrains dans les trois sondages comme suit :

Interprétation

Les massifs rocheux du site du projet sont caractérisés par :

- Massifs très déformables, de faible profondeur et des faibles résistances à la compression avec une valeur exceptionnelle très grande (136.09 MPa) au niveau de la partie inférieure du sondage B7. Mais aussi un très grand potentielle de dissolution/gonflement pour le (gypse/anhydrite) qui probablement se trouve dans tout le long du côté ouest de tunnel.
- Des massifs intensément fracturés avec une famille de discontinuité principale caractérisée par un angle de pendage fort (verticale) à la zone du portail ouest et plus faible (horizontale) à la zone intermédiaire et des discontinuités diffuses très rapprochées, avec un RQD très mauvais en particulier au niveau des parties supérieures du terrain qui sera creusé.
- Une charge hydraulique nulle avec une perméabilité pratiquement infinie à cause du très grand nombre de fractures et aussi à cause de phénomène karstique.

III.2.4.3 Soutènement selon l'AFTES

Légende

- ✓ soit particulièrement recommandés (nettement favorable).
- ☑ Soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable).
- ☒ Soit très mal adapté, bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable).
- ✗ Soit en principe impossible (nettement défavorable).

Bp : avec béton projeté.

Gr : avec grillage, continue.

Bl : avec blindage du front.

Bcl : avec bouclier.

Ci = : avec cintres et (éventuellement) boulons pour les terrains de classes R4a, R4b ou R4c.

Pm : pré découpage mécanique (pour terrains R2b à R5a).

Inj : injections de bourrage immédiates ou anneaux extensibles.

Act : cintres actifs (à vérins) et (éventuellement) calages expansibles.

Enf : avec enfilage.

Selon les résultats de classification de l'AFTES mentionnée dans le tableau récapitulatif, et selon les recommandations de l'AFTES. Nous sommes arrivées aux suivants :

1- Les soutènements recommandés par l'AFTES pour le terrain 1 et terrain 2 :

TABLEAU III.13 RECAPITULATIF DE SOUTÈNEMENT DE TERRAIN 1 SELON L'AFTES

Terrain 1 et Terrain 2		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux			
Critère	Classe			Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légère coulissants	Plaques métal	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation	
Résistance	R4	☒	✓	☒	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Discontinuité	N2 ; OR4b/1 ; ESS	☒	✓	✓G r/ Bp	✓G r/ Bp	✗	✓ Bl/ Bp	✓ Bl / B p	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Altérabilité	Dissolution	☒	✓	✗	☒	☒	✓ Bl	✓ Bl	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Gonflement	Gonflable	☒	✓ 2	☒	✓ Bp	✓ B p	✓ Bl / Bp	✓ Bl / B p	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Couverture	R4 CN1	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	☒	✓	✓	✓	✓
Dimensionnement	2.5<D<10	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓ 1	✓	✓	✓	✓
Environnement		✗	✓ Ci / P m	✓ Bp	✓ Bp	✓ Bp	✓ Act	☒	✓ En f	✓ Bcl	✓	✓ Inj	✓	✓	✓	✓
Synthèse		✗	✓ 2	✗	☒	✗	✓ Bl/ Bp Act	☒	✓ En f	✓ Bcl	✓	☒	✓	✓	✓	✓

A noter :

1 : pousse tube en principe à exclure pour $D > 4$ m.

2 : le béton n'est recommandé qu'en absence de circulation d'eau dans le terrain.

2- Les soutènements recommandés par l'AFTES pour le terrain 3 :

TABLEAU III.14 RECAPITULATIF DE SOUTÈNEMENT DE TERRAIN 3 SELON L'AFTES

Terrain 3		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légère coulissants	Plaques métal	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Critère	Classe														
Résistance	R4	☒	✓	☒	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Altérabilité +Gonflement	Non	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Couverture	R4 CN1	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	☒	✓	✓	✓
Dimensionnement	2.5<D<10	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	1	✓	✓	✓
Environnement		✗	✓ Ci/ P m	✓ Bp	✓ Bp	✓ Bp	✓ Act	☒	✓ En f	✓ Bcl	✓	✓ Inj	✓	✓	✓
Synthèse		✗	✓ Ci/ P m	☒	✓ Bp	✗	✓ Act	☒	✓ En f	✓ Bcl	✓	☒	✓	✓	✓

A noter :

1 : pousse tube en principe à exclure pour D > 4 m.

TABLEAU III.15 SOUTÈNEMENTS RECOMMANDÉS PAR L'AFTES

Terrain	Terrain 1 et Terrain 2	Terrain 3
Soutènement recommandé par l'AFTES	1- Cintres : lourds cintres actifs (à vérins) et (éventuellement calages expansibles) ou légères avec blindage ou béton projeté 2- Voussoir : plaques métal assemblées avec enfilage ou en béton avec bouclier.	1- Boulons à ancrage réparti + béton projeté 2- Cintres : lourds ou légères + béton projeté 3- Voussoirs : plaques métal ou en béton

III.3 Creusement

Le choix du mode et méthode de creusement à employer repose sur quatre (04) principaux aspects, qui peuvent être résumés comme suit : [31]

- Conditions géomécaniques du terrain à traverser.
- Conditions géologiques et hydrogéologiques.
- L'expérience et moyen à déployer.
- Dimensions et géométrie du tunnel.

III.3.1 Choix de la méthode de creusement

Nous nous appuyons sur la recommandation de Z. BIENIAWSKI et sur les résultats de classification selon la note RMR. Nous avons abouti aux choix suivants :

- Pour les terrains de classe RMR D (Terrain 1) :

Creusement en demi-section, pas d'avancement : 1,5 m en demi-section supérieure
Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement à une distance inférieure à 10 m du front.

- Pour les terrains de classe RMR E+ avec présence de (gypse/anhydrite) (Terrain 2) :

Creusement en section divisée, pas d'avancement : 1m pour la galerie de tête

Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement, mise en place de béton projeté dès que possible

- Pour les terrains de classe RMR E+ avec absence de (gypse/anhydrite) (Terrain 3) :

Creusement en section divisée, pas d'avancement : 1m pour la galerie de tête Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement. Mise en place de béton projeté dès que possible.

Remarque : Notre choix peut-être changer aux chapitres suivants et ce en fonction des résultats obtenue.

III.4 Soutènement

III.4.1 Choix de la méthode de soutènement

En analysant les recommandations des deux méthodes précédentes (Z. BIENIAWESKI et AFTES), nous optons pour les soutènements suivants :

➤ Pour le terrain de RMR classe D (rocher médiocre), le soutènement : des cintres lourds HEB 160 avec un espacement 1 m + Béton projeté 250 +50 mm en voûte et en piédroit + 2 nappes de treillis soudés + boulons.

➤ Pour le terrain de RMR classe E - (rocher très médiocre), le soutènement : des cintres lourds HEB 160 avec un espacement 0.7 m + Béton projeté 250 +50 mm en voute et en piédroit +2 nappes de treillis soudés + boulons.

➤ Pour le terrain de RMR classe E+ (rocher très médiocre), le soutènement : des cintres lourds HEB 160 avec un espacement 0.9 m + Béton projeté 250 +50 mm en voute et en piédroit +2 nappes de treillis soudés + boulons.

III.5 Problèmes attendus

III.5.1 Problème lié au phénomène de karst

Dans le long du tracé et dans les carottes du sondage, la compagne géotechnique a observé des phénomènes de dissolution et recristallisation, surtout dans les calcaires blanchâtres et dans les calcirudites ainsi que de nombreuses cavités d'origine karstique, mais de dimensions modestes (cm-dm).

En somme, le phénomène de karst peut être à l'origine de plusieurs problèmes géotechniques et environnementaux qui nécessitent une attention particulière pour une gestion efficace et durable des ressources naturelles.

À cause de la présence des phénomènes karstiques jusqu'à la surface, plusieurs risques potentiels peuvent apparaître, à savoir des manifestations hydriques soudaines et une possibilité d'effondrement de la voute en raison de la présence de matériaux de mauvaise qualité dans la zone d'excavation suivi d'une possibilité d'ouverture de cavités soudaines au-dessus du plan d'excavation.

III.5.2 Problème lié au Gypse/Anhydrite

À cause de la possible présence de faciès gypseux le long du tracé du tunnel, les problèmes suivants sont susceptibles de se produire [29] :

- Risque de gonflement : l'évolution de l'Anhydrite (CaSO_4) vers le gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) est accompagnée par un important gonflement de la matière, ce qui développe une grande pression (jusqu'à 2 MPA) sur les soutènements particulièrement sous le radier.
- Risque de dissolution et dégradation du Gypse et de l'agressivité sur le béton armé.
- Risque lié aux réutilisations de gypse dans les travaux de terrassement. Aussi le gypse est nocif pour la nature donc la recherche d'une solution pour évacuer ces matériaux sans les stocker dans des dépôts définitifs est nécessaire.

III.6 Conclusion

À partir des deux méthodes de classification empirique des massifs rocheux, nous avons pu déterminer la méthode de creusement et le soutènement adéquat qui vont être vérifiés dans les prochains chapitres.

Selon Z. BIENIAWSKI les terrains traversés sont des roches moyennes à très médiocres (classes D et E), leurs temps de tenue sont tout aussi moyen à très faible.

De son côté L'AFTES ne propose pas de valeur de dimensionnement du soutènement directement, en revanche il propose des recommandations et décrit les types de soutènements les plus appropriés. Par contre BIENIAWSKI propose et donne le dimensionnement du soutènement provisoire approprié.

En fin du compte, les dispositions prises concernant les soutènements sont :

- Pour le terrain 1 : le soutènement se fera par des cintres lourds HEB 160 avec un espacement 1 m + Béton projeté 250 +50 mm en voûte et en piédroit + 2 nappes de treillis soudés + boulons.
- Pour le terrain 2 : le soutènement se fera par des cintres lourds HEB 160 avec un espacement 0.7 m + Béton projeté 250 +50 mm en voûte et en piédroit +2 nappes de treillis soudés + boulons.

- Pour le terrain 3 : le soutènement se fera par des cintres lourds HEB 160 avec un espacement 0.9 m + Béton projeté 250 +50 mm en voute et en piédroit +2 nappes de treillis soudés + boulons.

Les choix opérés dans ce chapitre IV ne sont pas définitifs, le choix définitif du soutènement adéquat pour chaque terrain se fera suite aux calculs des charges agissantes sur le soutènement.

Chapitre IV

Charges

CHAPITRE IV. CALCUL DES CHARGES

IV.1 Introduction

Afin de pouvoir vérifier la stabilité structurelle du soutènement choisi dans le chapitre précédent, il faut d'abord prendre en compte l'évaluation des charges agissantes sur le soutènement du tunnel [29]. Cette étape est primordiale dans le bon dimensionnement des ouvrages souterrains.

Ce chapitre a pour objectif le calcul des diverses charges qui agissent sur le soutènement. Dans ce contexte, il existe plusieurs méthodes, leurs différences sont en fonction de leur domaines d'applications.

Cependant, il existe des méthodes empiriques comme la théorie des poids des terres et Terzaghi qui détermine les charges horizontales et verticales et la théorie de TSIMBARIEVITCH qui nous permet d'estimer la pression au niveau du radier. [29]

Et on dernier, nous allons vérifier la stabilité est la portance des différents soutènements qu'on a choisi dans le chapitre VI.

L'évaluation de ses charges se fait selon les données du projet suivantes :

Figure IV.1 géométrie du tunnel

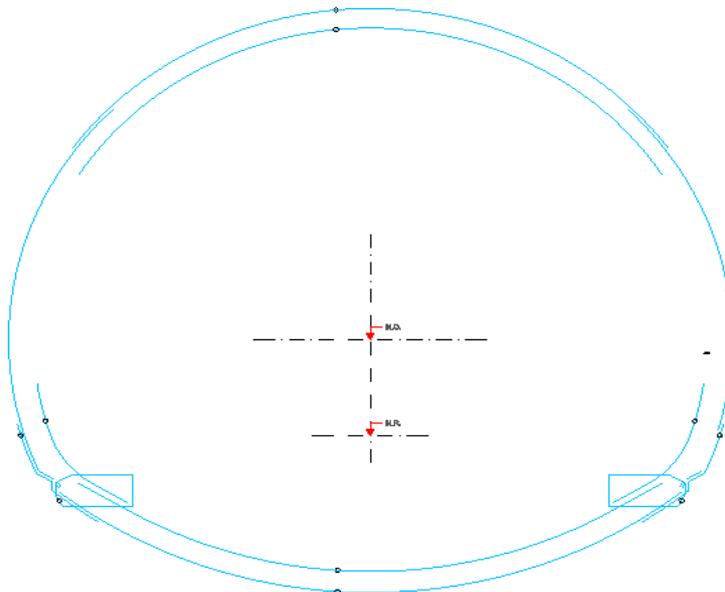


Tableau IV.1 Valeur de la géométrie du tunnel

La largeur (m)	La hauteur (m)
13	12

IV.2. Poussées verticales

L'évaluation des pressions verticales se fera dans ce qui suit suivant les deux théories suivantes :

- Théorie des poids des terres.

➤ Théorie de TERZAGHI.

IV.2.1 Théorie des poids des terres [29]

Cette théorie définit la pression verticale comme étant le champ de contrainte géostatique existant dans le terrain encaissant avant le creusement, en d'autres termes, c'est la charge totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage, s'exprimant ainsi :

$$P_v = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \text{ (KPa)} \quad (\text{V.1})$$

Avec :

P_v : la poussée verticale.

γ_i : Poids volumique de chaque couche de sol se situant au-dessus de l'ouvrage (KN/m³).

h_i : Hauteur de chaque couche (m).

IV.2.1.1 Évaluation pour le projet

L'évaluation des charges est faite à base des données présenter dans les tableaux II (8,9 et 10)

$$\text{Terrain 1} \quad \text{➤} \quad P_{v0} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 15 * 22 = 330 \text{ KPa}$$

$$\text{Terrain 2} \quad \text{➤} \quad P_{v0} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 40 * 22 + 11 * 26 = 1166 \text{ KPa}$$

$$\text{Terrain 3} \quad \text{➤} \quad P_{v0} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 21 * 15 = 315 \text{ KPa}$$

Tableau IV.2 la pression verticale selon poids des terres.

Terrain 1	P _{v0} = 330 KPa
Terrain 2	P _{v0} = 1166 KPa
Terrain 3	P _{v0} = 315 KPA

IV.2.2 Théorie de Terzaghi

La méthode de TERZAGHI suppose que le soutènement ou le revêtement définitif devraient supporter le poids d'un volume de terrain sous forme de cloche.

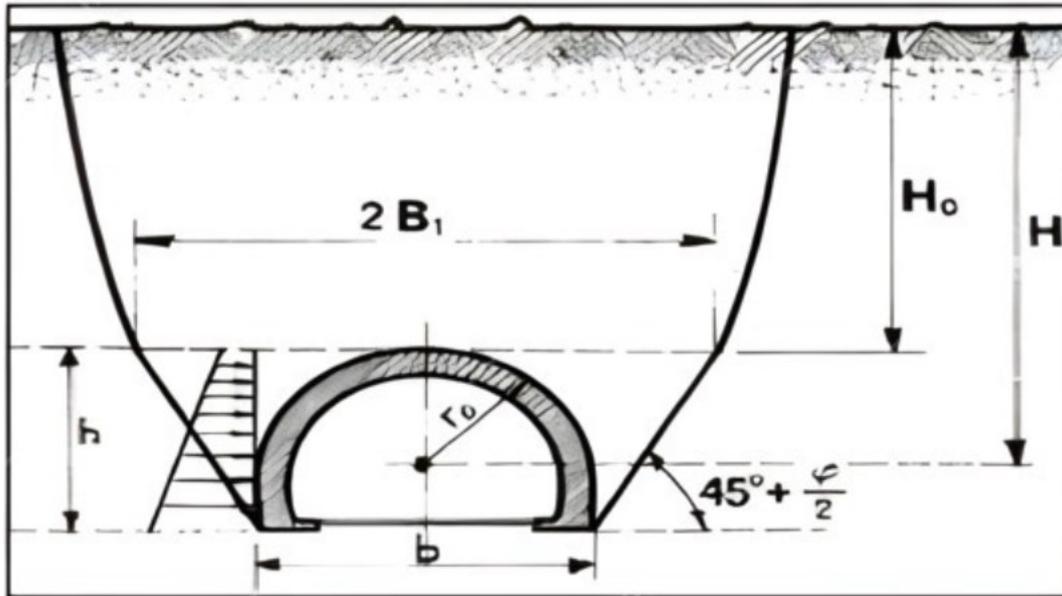


Figure IV.2 Terrain supporté selon TERZAGHI

Tel que :

H = hauteur de couverture

b = Largeur de la galerie

Ht = Hauteur de la galerie

B = base de la parabole de TERZAGHI ;

HP = Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale

Φ = angle de frottement du terrain

IV.2.2.1 Principes de la méthode

Cette méthode permet de calculer la charge active verticale descendante en voute du tunnel par les formules analytiques suivantes :

$$P_v = \frac{\gamma \cdot B_1}{K \cdot \tan \varphi} \left[1 - e^{-K \frac{H_0}{B_1} \tan \varphi} \right] \quad (V.2)$$

$$B_1 = \frac{b}{2} + h \cdot \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \dots (V.3)$$

Tel que :

K : Coefficient correcteur.

B1 : largeur du prisme proposé par TERZAGHI

IV.2.2.2 Évaluation pour le projet

Tableau IV.3 La pression verticale selon TERZAGHI

Terrains	Profondeurs (m)	γ (KN/m ³)	ϕ (°)	h (m)	B ₁	P _v (Kpa)	P _{vt} (Kpa)
Terrain 1 (B6)	0<z<2	22	14.5	2	8.05	261.83	1048.54
	2<z<7		16.5	5	10.23	267.67	
	7<z<11		17	4	9.46	261.51	
	11<z<15		18	4	9.4	257.5	
Terrain 2 (B8)	0<z<19	22	17	19	20.56	786.45	2504.57
	19<z<37		28	18	17.31	566.7	
	37<z<40		20	3	8.60	459.78	
	40<z<51	26	22	11	13.91	691.64	
Terrain 3 (B7)	0<z<3.5	21	14.5	3.5	9.21	257.07	759.33
	3.5<z<8.5		17	5	10.2	253.7	
	8.5<z<15		20	6.5	11.05	248.56	

La pression verticale descendante en voûte du tunnel maximal correspond au terrain 2

$$P_v = 2504.57 \text{ KPa}$$

IV.3 Pression horizontale :

Approximativement, la grandeur de la poussée latérale peut être déterminée d’après la théorie de la poussée des terres, comme étant le produit respectif de la pression géostatique de la pression à la calotte et du coefficient de la poussée des terres.

IV.3.1 Selon poids de terre :

La contrainte horizontale est donnée par : $P_h = K_0 \cdot P_{vo}$ (V.4)

K_0 : coefficient de poussée de terrain au repos. Tel que : $K_0 = 1 - \sin \phi$ (V.5)

Tableau IV.4 Les valeurs de la contrainte horizontale

TERRAIN	K_0	P _{vo} (kpa)	Ph (kpa)	Ph _t (kpa)
1 (B6)	0.70	44	30.8	221.4
	0.65	110	71.5	
	0.70	88	61.6	
	0.65	88	57.5	
2 (B8)	0.70	418	292.6	710.82
	0.50	396	198	
	0.65	66	42.9	
	0.62	286	177.32	
3 (B7)	0.70	73.5	51.45	203.7
	0.67	105	70.35	
	0.60	136.5	81.9	

Terrain 1 $P_{ht} = \Sigma K_0 \cdot P_{vo} = 221.4 \text{ KPa}$

Terrain 2 $P_{ht} = \Sigma K_0 \cdot P_{vo} = 710.82 \text{ KPa}$

Terrain 3 $P_{ht} = \Sigma K_0 \cdot P_{vo} = 203.7 \text{ KPa}$

IV.3.2 Selon Terzaghi

La formule est utilisée pour obtenir la charge horizontale à n'importe quelle position sous la calotte (Z)

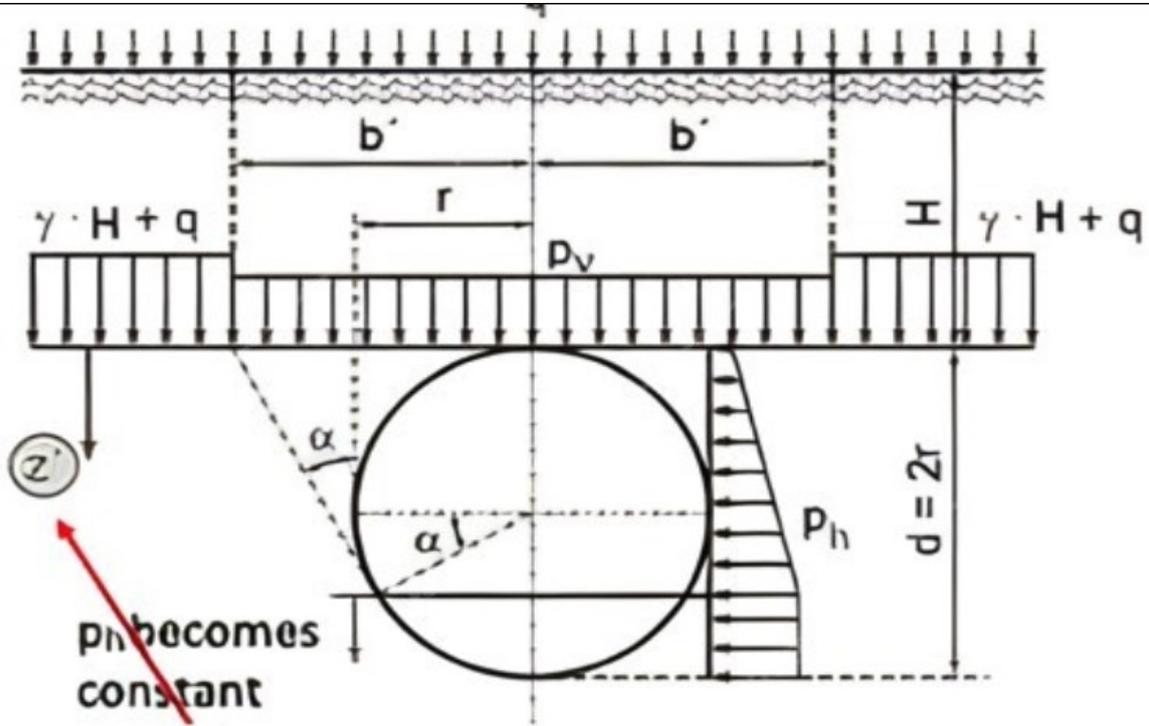


Figure IV.3 Modélisation des charges horizontale selon TERZAGHI

$$P_h = (P_{v(z=h)} + \gamma \cdot Z) \cdot K_a - 2 \cdot C \cdot \tan(45 - \frac{\phi}{2}) \quad (V.6)$$

K_a : Coefficient de poussée du terrain avec : $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$

Z : l'axe vertical dans le 0 est au (plafond) et dans la même direction que la gravité

C : la cohésion

H : la surcharge

Application sur notre projet

Tableau IV.5 La pression horizontale selon TERZAGHI

Terrains	Profondeurs (m)	γ (KN/m ³)	Φ (°)	Z'(m)	Pv (Kpa)	C(kpa)	Ka	Ph(kpa)	Ph _t (kpa)
Terrain 1 (B6)	0<z<2	22	14.5	2	261.83	18	0.6	155.62	239.52
	2<z<7		16.5	5	267.67	130	0.55	13.56	
	7<z<11		17	4	261.51	80	0.54	70.34	
	11<z<15		18	4	257.5	155	0.52	/	
	0<z<19		17	19	786.45	32.5	0.55	614.35	614.35

A une profondeur Z sous le radier, la valeur de la poussée des terres est :

$$E_a = (P + \gamma Z) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{V.7})$$

Avec $P = P_{v_0} + q$

A la même profondeur Z la valeur de la butée des terres sera :

$$E_p = \gamma Z \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{V.8})$$

Pour $E_a = E_p$ la profondeur Z vaut :

$$Z = \frac{2.C(\sqrt{K_a} + \sqrt{K_p}) - P.K_a}{\gamma(K_a - K_p)} \quad (\text{V.9})$$

Tel que :

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad : \text{coefficient de poussée du terrain.}$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad : \text{coefficient de butée du terrain.}$$

La résultante des efforts $E = E_a - E_p$ agissant à la direction de l'excavation est :

$$E = \frac{\gamma.Z}{2} (z + 2.h) K_a - \frac{1}{2} \gamma.Z^2 K_p \quad (\text{V.10})$$

Cette résultante peut être décomposée en deux composantes T et S

$$T = E \cdot \cos\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{V.11})$$

$$S = E \cdot \sin\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{V.12})$$

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

$$T_0 = \frac{2E}{\cos(\varphi)} \sin^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{V.13})$$

La résultante exerce son action suivant l'axe central verticalement.

Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une charge q soit par une forme contre voûte du radier, la charge doit être répartie sur la longueur Y , calculée par la formule suivante

$$Y = \frac{Z}{\tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (\text{V.14})$$

IV.4.2 Vérification du non-soulèvement :

La vérification de soulèvement est vérifiée par la formule ci-dessous :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} \leq \left[\frac{4C}{(1 - \sin \varphi)} \right] (2 + \sin \varphi) \cos \varphi \tag{V.15}$$

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} \cdot \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \leq \left[\frac{4C}{(1 - \sin \varphi)} \right] (2 + \sin \varphi) \cos \varphi \tag{V.16}$$

Dans notre projet, l'évaluation des contraintes par la méthode de TSIMBARIÉVITCH a donné les résultats illustrés dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.6 La pression au niveau du radier d'après TSIMBARIÉVITCH

Terrain	Pv	Ka	Kp	Z(m)	Z(m)	E(Kpa)	T ₀ (kpa)	Y(m)	σ(KPa)	σ _{lim} (KPa)
Terrain 1	261.83	0.60	1.67	3.51	3.51	549.97	425.83	4.53	72.78	209.26
	267.67	0.55	1.80	-14.34						
	261.51	0.54	1.83	-6.79						
	257.5	0.53	1.90	-17.13						
Terrain 2	786.45	0.54	1.83	10.18	10.18	4697.31	3475.82	13.75	187.05	402.73
	566.7	0.36	2.77	-47.40						
	459.78	0.49	2.04	-30.84						
	691.64	0.45	2.20	-40.50						
Terrain 3	257.07	0.60	1.67	3.55	3.55	529.36	409.87	4.58	69.29	209.26
	253.70	0.54	1.83	-4.96						
	248.56	0.49	2.04	-14.56						

IV.5 Soutènement provisoire

Le creusement d'un tunnel est susceptible d'engendrer une perturbation du système de contraintes naturelles autour de la cavité, afin de parer à ce problème, la mise en place d'un soutènement d'importance variable est nécessaire et ce en prenant compte du comportement du terrain, de la méthode d'excavation et de la géométrie de l'ouvrage.

Dans cette partie du chapitre nous allons vérifier la stabilité est la portance des différents soutènements qu'on a choisis dans le chapitre III.

IV.5.1 Matériaux utilisés

➤ Béton projeter :

Classe : C25/30

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.

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

La résistance en compression à l'état Limite Ultime $f_{bu} = (0,85 * f_{c28} / 1,5) = 17 \text{ MPa}$

Résistance à la compression : $f_{c(j=1)} = 10 \text{ MPa}$

Module d'élasticité au jeune âge de béton $E_b = 11000 \sqrt[3]{f_{c(j=1)}} = 11000 \sqrt[3]{10} = 23700 \text{ MPa}$

➤ Cintre métallique :

Tableau V.7 Propriétés des cintres utilisé

Type	Section(cm^2)	I_x (cm^4)	f_e (MPa)	Module de Young E(GPa)	Coefficient de poisson
HEB 160	54.25	2492	235	210	0.3

IV.5.2 Vérification de la portance des cintres

La portance du cintre est calculée par la formule suivant : [29]

$$P_{cintre} = \frac{f_e \cdot A}{R \cdot a} \quad (V.17) \quad \text{tel que :}$$

F_e : la limite d'élasticité.

A : la section du profilé.

R : rayon équivalent du tunnel.

a : espacement entre cintre.

Pour le terrain 1 (B6)

HEB 160 du soutènement 1 :

$$P_{cintre} = 2056.25 \text{ KPa} > P_v(\text{terrain1}) = 1048.54 \text{ KPa}$$

La condition est vérifiée donc le cintre peut supporter la charge verticale.

Pour le terrain 2 (B8)

HEB 160 du soutènement 2 :

$$P_{cintre} = 2937.5 \text{ KPa} > P_v(\text{terrain2}) = 2504.57 \text{ KPa}$$

La condition est vérifiée donc le cintre peut supporter la charge verticale.

Pour le terrain 3 (B7)

HEB 160 du soutènement 3 :

$$P_{cintre} = 2284.72 \text{ KPa} > P_v(\text{terrain2}) = 759.33 \text{ KPa}$$

La condition est vérifiée donc le cintre peut supporter la charge verticale.

IV.5.3 Calcul des caractéristiques de la section équivalente du soutènement

IV.5.3.1 Calcul de la section équivalente (cintre + béton projeté)

Le béton projeté et le profile HEB seront modélisés en une section équivalente qui aura un module d'élasticité équivalent E_{eq} et une épaisseur équivalente e_{eq} qui doivent être calculés en prenant en compte une section de $1m \times e_x$.

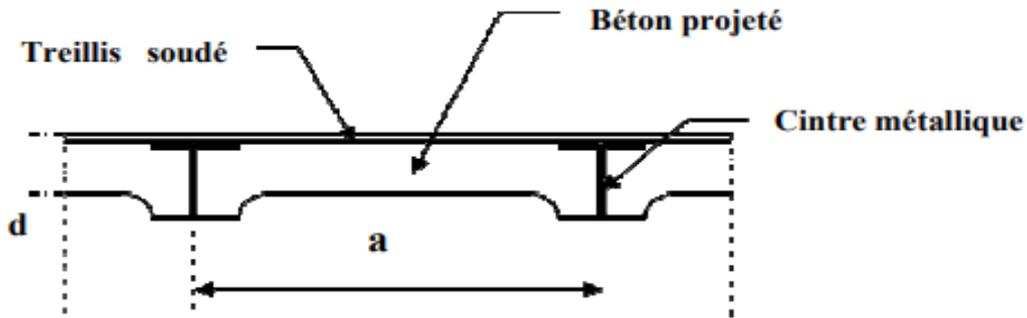


Figure V.4 Soutènement avec cintre et béton projeté

➤ Les caractéristiques mécaniques du béton projeté

- La rigidité à la compression EA du béton projeté :

Épaisseur du béton projeté proposé $e_{bp} = 25\text{cm}$

$$E = 23700 \text{ MPa}$$

$$A = 0,25 * 1 = 0,25 \text{ m}^2$$

$$EA = 5,92 * 10^6 \text{ KN}$$

- La rigidité à la flexion EI du béton projeté :

-Moment d'inertie

$$I = \frac{L * e_{bp}^3}{12}$$

$$I = \frac{1 * 0.25^3}{12} = 1.30 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI = 23700 * 1.30 * 10^{-3} = 30810 \text{ KN.m}^2$$

➤ Les caractéristiques mécaniques du cintre (HEB-160)

- La rigidité à la compression EA :

$$E = 210000 \text{ Mpa}$$

$$A = 5425 * 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$EA = 1,14 * 10^6 \text{ KN}$$

- La rigidité à la flexion EI :

$$I = 2,492 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$EI = 210000 * 2,492 * 10^{-5} = 5233,2 \text{ KN.m}^2$$

- Combinaison

- La rigidité à la compression $EA_{eq} = \sum EA_i$

$$EA_{eq} = EA_{béton} + EA_{cintre} = 5,92 * 10^6 + 1,14 * 10^6 = 7,06 * 10^6 \text{ KN}$$

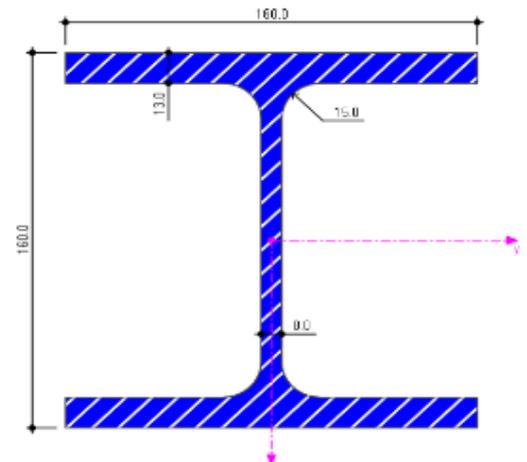


Figure V.5 HEB 160

- La rigidité à la flexion $EI_{eq} = \sum EI_i$

$$EI_{eq} = EI_{béton} + EI_{cintre} = 30810 + 5233,2 = 36043,2 \text{ KN.m}^2$$

- La détermination de E_{eq} et e_{eq} :

On a :

$$EA_{eq} = E_{eq} * A_{eq} \quad \text{avec} \quad A_{eq} = e_{eq} * 1\text{m}$$

$$EI_{eq} = E_{eq} * I_{eq} \quad \text{avec} \quad I_{eq} = \frac{Le_{eq}^3}{12}$$

Alors :

$$EA_{eq} = 7,06 * 10^6 \text{ KN}$$

$$EI_{eq} = 36043,2 \text{ KN.m}^2$$

Après calcul :

Le module de déformation équivalent $E_{eq} = 27725.54 \text{ MPa}$

L'épaisseur équivalente $e_{eq} = 0.25 \text{ m}$

Tableau V.8 Caractéristiques mécaniques de la section équivalente du soutènement.

	Cintre	B.Projeté	Combinaison	$E_{eq} \text{ (MPa)}$	$e_{eq} \text{ (m)}$
EA (KN)	$1.14 * 10^6$	$5,92 * 10^6$	$7,06 * 10^6$	27725.54	0.25
EI (KN.m ²)	5233.2	30810	36043.2		

- Les treilles soudés ont été négligée dans l'homogénéisation car leur rigidité est très petite par rapport à la rigidité du Béton.

IV.6 Conclusion

Le choix de la méthode utilisée est pris en compte selon plusieurs paramètres. Ces derniers sont soit des paramètres géologiques, géométriques du tunnel, les caractéristiques mécaniques des sols (C et ϕ) ...etc.

Nous avons utilisé principalement la méthode des poids des terres et celle de TERZAGHI pour estimer les pressions verticales et horizontales, et la méthode de TSIMBARIEVITCH pour calculer les pressions agissantes sur le radier.

Les résultats trouvés par la méthode de Terzaghi sont :

Terrain 1 : $Ph_t = 239.52 \text{ KPa}$ $Pv = 1048.54 \text{ KPa}$

Terrain 2 : $Ph_t = 614.35 \text{ KPa}$ $Pv = 2504.57 \text{ KPa}$

Terrain 3 : $Ph_t = 271.56 \text{ KPa}$ $P_v = 759.33 \text{ Kpa}$

Les résultats trouvés par la méthode des poids des terres sont :

Terrain 1 : $Ph_t = 221.4 \text{ KPa}$ $P_v = 330 \text{ KPa}$

Terrain 2 : $Ph_t = 710.82 \text{ KPa}$ $P_v = 1166 \text{ KPa}$

Terrain 3 : $Ph_t = 203.7 \text{ KPa}$ $P_v = 315 \text{ Kpa}$

Les résultats trouvés par la méthode TSIMBARIÉVITCH pour l'estimation des pressions au niveau du radier sont :

Terrain 1 : $\sigma = 72.78 \text{ Kpa} < \sigma_{lim} = 209.26 \text{ KPa}$

Terrain 2 : $\sigma = 187.05 \text{ Kpa} < \sigma_{lim} = 402.73 \text{ KPa}$

Terrain 3 : $\sigma = 69.29 \text{ Kpa} < \sigma_{lim} = 209.26 \text{ KPa}$

Par la suite, on a vérifié la portance des cintres correspondant à chaque terrain ce qui nous a permis de confirmer nos choix énoncés au chapitre IV.

Et enfin on a calculé la section équivalente (cintre + béton projeté). Les résultats sont les suivants :

Le module de déformation équivalent $E_{eq} = 27725.54 \text{ MPa}$

L'épaisseur équivalente $e_{eq} = 0.25 \text{ m}$

Ces résultats obtenus vont nous servir dans les calculs à venir, à savoir la vérification par le logiciel Plaxis 2D et la récupération des résultats des efforts avec ROBOT.

Chapitre V

Calculs par la méthode
convergence
confinement

Chapitre V. Vérification analytique par la méthode convergence confinement

V.1 Introduction

Le calcul analytique de l'interaction entre le massif excavé et son soutènement est abordé par la méthode dite convergence-confinement.

Développée dans les années 1970, la méthode convergence-confinement est une méthode d'analyse simplifiée de l'interaction entre le terrain et le soutènement qui se produisent à proximité du front de taille. Cette méthode permet d'échapper à la complexité d'un modèle à trois dimensions. Elle est fondée sur l'analyse bidimensionnelle de l'interaction entre le soutènement et le terrain, de ce fait elle est beaucoup plus simple que d'autres méthodes. [23]

V.2 Définitions

Convergence

La convergence des tunnels est la variation de la distance entre deux points situés sur la paroi des tunnels. Lorsque les deux points sont diamétralement opposés, suivant une direction quelconque « a » au fur et à mesure de l'avancement du front de taille. [23]

Confinement- déconfinement

Un terrain qui sera traversé par un tunnel est considéré confiné avant le passage du tunnel, ou plus précisément lorsqu'il est situé à une distance suffisante du front d'excavation de manière à ne pas être perturbé par l'effet de creusement du tunnel.

La perte de ce confinement, est dite déconfinement du terrain, il sera donc directement lié au passage du tunnel ou d'une manière plus précise le rapprochement du front d'attaque de la zone du terrain. [23]

V.3 Principes de la méthode

V.3.1 La participation du terrain à son propre soutènement

Le principe fondamental de la méthode convergence-confinement réside dans la considération de l'auto portance de terrain. Cette considération se base sur l'hypothèse qui stipule que le processus de déconfinement ne se produit pas de manière instantanée, mais plutôt de manière progressive après le creusement. [23]

Une notion est alors mise en évidence qui s'appelle « le coefficient de déconfinement (λ) ».

Le coefficient de déconfinement (λ) est en fonction de :

- Caractéristiques mécaniques du terrain (module de Young « E », coefficient de poisson « ν ») ;
- Caractéristiques géométrique de la section du tunnel : plus on augmente le rayon « r » plus le déconfinement augmente ;
- La distance entre la section de mesure et le front de taille « x » : plus on s'éloigne du front, et plus le déconfinement augmentent ;
- Du temps « t » : le déconfinement augmente avec le temps y compris pour une distance fixe à partir du front.

V.3.2 Effet de confinement du soutènement

Le deuxième principe de la méthode convergence-confinement réside dans la considération que la mise en place du soutènement permet d'apporter un confinement à l'excavation qui est en cours de déconfinement. C'est-à-dire que la méthode suppose que la résistance apportée par un quelconque soutènement permet de bloquer le déconfinement de l'excavation. [23]

Le confinement du soutènement dépend des :

- Caractéristiques mécaniques (module et limite d'élasticité, comportement au-delà de la limite élastique, résistance ultime).
- Caractéristiques géométriques des structures constituant le soutènement (aire, l'inertie).

V.3.3 Schématisation de la méthode Convergence-Confinement

Le principal objectif de la méthode Convergence-Confinement est de définir l'intersection des deux courbes caractéristiques, qui correspond au moment où la pression de résistance du soutènement a

bloqué le déconfinement du terrain, et donc au blocage de la convergence. C'est le point d'équilibre <<e>>.

- F : passage du front d'excavation.

- λ_f : déconfinement au passage du front.

- Urf : convergence au passage du front.

- S : Pose du soutènement.
- λ_s : déconfinement à la pose du soutènement.
- U_{rs} : convergence à la pose du soutènement.
- S_u : convergence qui se développe entre l'installation du soutènement et le début de son chargement.
- U_{ra} : convergence au moment où le soutènement commence à se charger.
- e : point d'équilibre (arrêt du déconfinement).
- λ_e : déconfinement point d'équilibre.

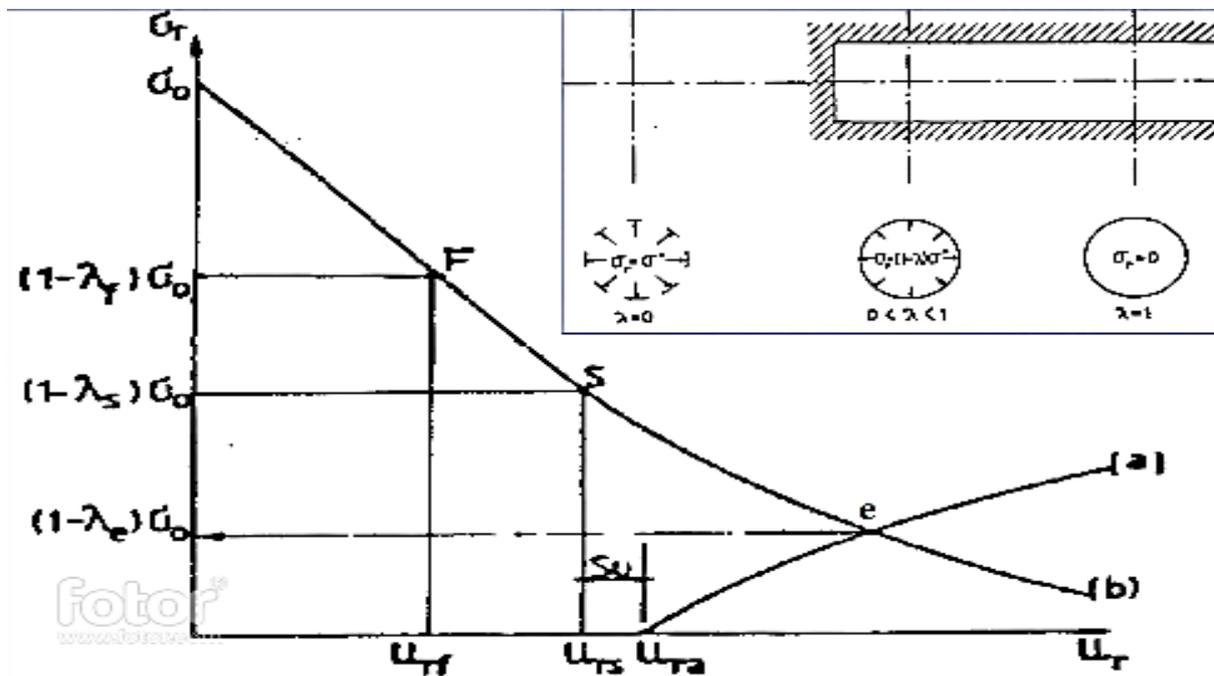


Figure V.1 Schématisation de la méthode conv-conf

V.4 Application de la méthode convergence-confinement

Les paramètres utilisés sont les suivants :

σ_0 : contrainte initiale homogène isotrope ;

σ_r : pression radiale fictive du soutènement ;

λ : taux de déconfinement tel que : $1 - \lambda = \frac{\sigma_r}{\sigma_0}$; (VI.1)

r : le rayon de détente (limite de la zone plastifiée) ;

U_r : amplitude de la convergence à la paroi ;

E : module de déformation du terrain dans la phase de comportement élastique ;

ν : coefficient de poisson de terrain dans cette même phase ;

C et φ : la cohésion et l'angle de frottement interne (caractéristique de résistance maximale) ;

σ_c : résistance en compression simple du terrain ;

Pour un milieu grenu
$$\sigma_c = \frac{2.c.\cos \varphi}{1-\sin \varphi} \quad (\text{VI.2})$$

K_p : coefficient de butée
$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} ; \quad (\text{VI.3})$$

γ : la masse volumique de terrain ;

λ_{le} : taux de déconfinement équivalent à la pression de limite d'élasticité ;

I : moment d'inertie du cintre.

V.4.1 Tracer de la courbe caractéristique du terrain

Afin de pouvoir tracer la courbe caractéristique du terrain, on aura besoin de connaître l'état du milieu à savoir élastique ou élasto-plastique.

Pour cela on fixe les hypothèses suivantes :

- Le comportement est considéré élastique lorsque cette condition est vérifiée : $\sigma_0 < \frac{\sigma_c}{2}$

Dans ce cas : la totalité de la déformation est de type élastique.

Pour tracer ce graphe on a besoin de deux points :

Pt1 : (0, σ_0) ;

Pt2 : (U_{r0} , 0) ;

Tel que
$$U_{r0} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 r . \quad (\text{VI.4})$$

- Le comportement est considéré élasto-plastique parfait si : $\sigma_0 > \frac{\sigma_c}{2}$

Dans ce cas le début de la déformation s'opère de façon élastique tant que la pression fictive de soutènement σ_r reste supérieure à une valeur σ_{rle} tel que :

$$\sigma_{rle} = (1 - \lambda_{le})\sigma_0 \quad (VI.5)$$

$$\lambda_{le} = \frac{1}{k_p+1} (K_p - 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_0}) \quad (VI.6)$$

$$U_{rle} = \lambda_{le}U_{r0} = \frac{1+\nu}{E} \lambda_{le} \sigma_0 r \quad (VI.7)$$

Pour notre projet nous allons appliquer la méthode convergence confinement pour trois cas de charges, ces derniers concernent les trois (3) terrains qui sont représentés par les trois sondages.

Les résultats de calcul pour chaque terrain avec la méthode sont récapitulés dans les tableaux N° 51,52 et 53.

Tableau V.1 Les caractéristiques des terrains et leur comportement

Terrain	Terrain 1 (B6)	Terrain 2 (B8)	Terrain 3 (B7)
C (KPa)	140	450	125
φ°	20	24	22
E (MPa)	110	160	75
v	0.33	0.33	0.33
Profondeur de tunnel (m)	15	51	15
r(m)	6.20	6.20	6.20
σ_0 (KPa) (poids des terres)	330	1166	315
σ_c (KPa)	400	1385.87	370.5
Comportement	Élasto-plastique parfait	Elasto-plastique parfait	Elasto-plastique parfait

Tous les milieux sont considérés élasto-plastique parfait.

Etapes de tracer de la courbe convergence de terrain

- On trace d'abord le premier point $pt1(0, \sigma_0)$;
- Puis on Calcul le λ_{le} puis σ_{rle} et le U_{rle} pour implanter le deuxième point $pt2(\sigma_{rle}, U_{rle})$;
- Pour chaque $\lambda > \lambda_{le}$, on calcul σ_r (axe des ordonnées) $\sigma_r = (1 - \lambda) \sigma_0$; (VI.8)

➤ En fonction de λ , on calcul r_d/r . tel que $\frac{r_d}{r} = \left[\frac{2}{K_p+1} \times \frac{(K_p-1)\sigma_0+\sigma_c}{(1-\lambda)(K_p-1)\sigma_0+\sigma_c} \right]^{\frac{1}{K_p-1}}$; (VI.9)

➤ Pour chaque λ , et en utilisant r_d/r correspondant, et on calcul U_r ;

$$U_r = \frac{1+\nu}{E} \lambda_{le} \sigma_0 \frac{1}{\alpha+1} \left[2 \left(\frac{r_d}{r} \right)^{\alpha+1} + \alpha - 1 \right] r ; \quad (VI.10)$$

α : le facteur de dilatance.

Pour notre cas $\alpha = 1$ et donc $U_r = U_{rle} \left(\frac{r_d}{r} \right)^2$ (VI.11)

➤ On répète pour différents $\lambda > \lambda_e$ et on dessine la courbe caractéristique point par point

$$\sigma r = f(Ur).$$

Tableau V.2 valeurs de limites d'élasticité du terrain

Terrain	Terrain 1	Terrain 2	Terrain 3
Kp	2.03	2.37	2.2
λ_{le}	0.74	0.76	0.74
σ_{rle} (KPa)	85.8	279.84	81.9
U_{rle} (mm)	18.30	45,67	25,62

V.4.2 Tracer de la courbe de confinement

Nous avons trois (3) classe de soutènements dans notre projet et ce suivant les trois (3) terrains, les caractéristiques de ces trois classes sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.3 classes de soutènement

Classe de soutènement	Béton projeté	Cintre	
	Epaisseur (mm)	Profil	Espacement (m)
Classe 1	250+50	HEB 160	1
Classe 2	250+50	HEB 160	0.9
Classe 3	250+50	HEB 160	0.7

V.4.2.1 La courbe caractéristique de confinement des cintres

Les caractéristiques géométriques et mécaniques des cintres sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.4 caractéristiques des cintres

Cintre	Caractéristiques géométriques			Caractéristiques mécaniques		
	S(cm ²)	H(mm)	I(cm ⁴)	σ _a (MPa)	E _a (GPa)	ν
HEB 160	54.3	160	2492	235	210	0.3

$$\text{Rigidités : } K_s = \frac{E_a A}{e \cdot r} \quad (\text{VI.12})$$

$$\text{Contrainte limite d'élasticité de soutènement : } \sigma_e = \frac{\sigma_a \cdot A}{e \cdot r} \quad (\text{VI.13})$$

Tel que :

E_a : module de Young d'acier

e : espacement entre les cintres.

σ_a : limite d'élasticité d'acier.

r : rayon

A : aire de section d'acier.

Tableau V.5 Valeurs de courbe caractéristiques des cintres

Classe de soutènement	Cintre	Espacement(m)	K _s (KPa)	σ _e (KPa)
Classe 1	HEB160	1	183919.4	205.81
Classe 2	HEB160	0.9	204354.83	228.68
Classe 3	HEB160	0.7	262741.93	294.02

V.4.2.2 La courbe caractéristique de confinement de béton projeté

Les caractéristiques géométriques et mécaniques du béton projeté sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.6 Caractéristiques de béton projeté

Béton projeté	e_{bp} (mm)	$f_{cj=1}$ (MPa)	σ_b^{max} (MPa)	E_b (MPa)	ν
Classe 1	300	10	5.67	23700	0.2
Classe 2	300	10	5.67	23700	0.2
Classe 3	300	10	5.67	23700	0.2

Tel que :

$$E_b : \text{module de Young de béton ; } E_b = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}. \quad (\text{VI.13})$$

$$\sigma_b^{max} : \text{Résistance ultime du béton projeté avec : } \sigma_b^{max} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}. \quad (\text{VI.14})$$

e_{bp} : épaisseur de béton projeté

Pour le béton projeté on calcul :

$$\text{Contrainte limite d'élasticité : } \sigma_b^{el} = \frac{\sigma_b^{max} \cdot e_{bp}}{r}. \quad (\text{VI.15})$$

$$\text{Rigidités : } K_p = \frac{E_b e_{bp}}{(1+\nu^2)R}. \quad (\text{VI.16})$$

Les résultats sont téléportés sur le tableau suivant :

Tableau V.7 Valeurs de courbe caractéristiques de béton projeté

Classe de soutènement	K_p (Kpa)	σ_b^{el} (KPa)
Classe 1	1102667.5	274.35
Classe 2	1102667.5	274.35
Classe 3	1102667.5	274.35

V.4.2.3 Combinaison de soutènement

Hypothèse : nous supposons que les cintres et le béton projeté sont mise en place simultanément.

$$\text{Rigidité totale } K_s = K_{s,cintre} + K_{s,Bp}. \quad (\text{VI.17})$$

Contrainte totale limite d'élasticité $\sigma_{ru} = \sigma_b^{el} + \sigma_e$. (VI.18)

Tableau V.8 Valeurs combinais (béton projeté + cintre)

Classe de soutènement	K_s (KPa)	σ_{ru} (KPa)
Classe 1	1236005.82	480.16
Classe 2	1256441.25	503.03
Classe 3	1314828.35	568.37

De là on trace un segment de droite qui a cette équation :

$U_r = U_{ra} + \frac{r}{K_s} \sigma_r$. (VI.19) Tel que $U_{ra} = U_{rs} + Su$. (VI.20)

Jusqu'on attend la limite d'élasticité de soutènement $\sigma_r = \sigma_{ru}$

V.5 Étude de l'influence de la proximité du front

L'étude de l'influence de la proximité du front est pour but de connaitre la position relative des deux courbes, pour cela nous avons utilisé les courbes effectuées par Panet et Guenot en 1982.

N_s : le nombre de stabilité Tel que : $N_s = \frac{\sigma_0}{c}$ (VI.21)

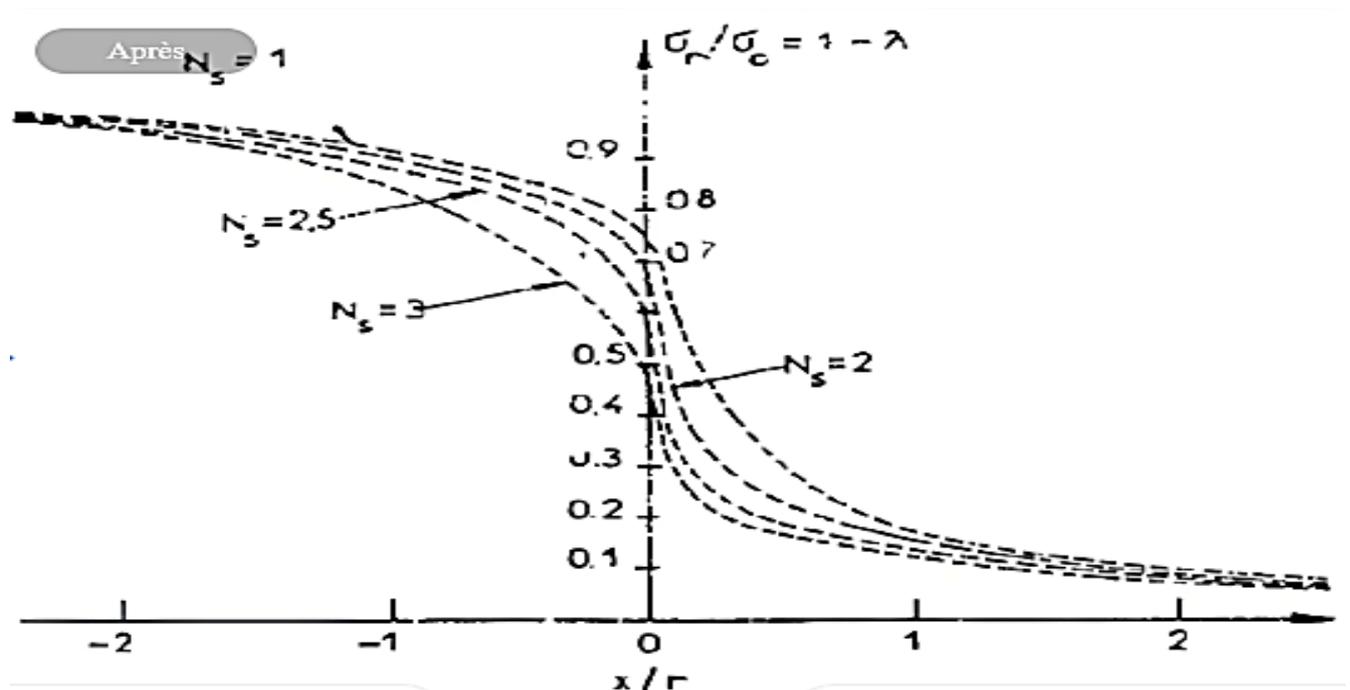


Figure V.2 Abaques de Panet et Guenot

Calcul convergence-confinement

Terrain 1

$\sigma_{re} = 85.8 \text{ KPa}.$

$U_{re} = 0.01830 \text{ m}$

Tableau V.9 Calcule de courbe de convergence du Terrain 1

Front	λ	rd/r	σ_r (KPa)	Ur (mm)
X=0.6 Limite d'élasticité	0	0.668575	330	0
	0.4	0.813635	198	12.114635
	0.66	0.948321	112.2	16.457423
	0.74	1	85.8	18.3
	0.82	1.056515	59.4	20.426898
	0.84	1.071838	52.8	21.023711
	0.90	1.120658	33	22.9825
	0.93	1.146811	23.1	24.067711
	0.96	1.174224	13.2	25.232076
	0.99	1.203041	3.3	26.485730

Terrain 2

$\sigma_{re} = 279.84 \text{ KPa}.$

$U_{re} = 0.0457 \text{ m}$

Tableau V.10 Calcule de courbe de convergence du Terrain 2

Front	λ	rd/r	σ_r (KPa)	Ur (mm)
X=0.6 Limite d'élasticité	0	0.683279	1166	0
	0.4	0.814715	699.6	30.3338
	0.66	0.939336	396.44	40.3234
	0.72	0.974937	326.48	43.4379
	0.76	1	279.84	45.7
	0.82	1.042027	209.88	49.6219
	0.86	1.072063	163.24	52.5238
	0.90	1.104236	116.6	55.7237
	0.93	1.129917	81.62	58.3457
	0.96	1.157059	46.64	61.1824

	0.99	1.185800	11.66	64.2597
--	------	----------	-------	---------

Terrain 3

$\sigma_{re} = 81.9 \text{ KPa.}$

$U_{re} = 0.02562 \text{ m}$

Tableau V.11 Calcule de courbe de convergence du Terrain 3

Front	λ	rd/r	σ_r (KPa)	Ur (mm)
X=0.6 Limite d'élasticité	0	0.638104	315	0
	0.4	0.780914	189	15.6237
	0.66	0.919726	107.1	21.6718
	0.74	1	81.9	25.62
	0.80	1.020031	63	26.6566
	0.86	1.070857	44.1	29.3793
	0.93	1.137721	69.3	33.1627
	0.96	1.169289	22.05	35.0286
	0.99	1.202851	3.15	37.0683

Tableau V.12 Valeur de l'étude de la proximité du front

Terrain	Terrain 1	Terrain 2	Terrain 3
$N_s \sim$	2.5	2.5	2.5
λ_f	0.4	0.4	0.4
U_{rf} (mm)	12.11	30.33	15.62
σ_{rf} (KPa)	198	699.6	189
Distance x(m)	0.6	0.6	0.6
x/r	0.1	0.1	0.1
$\lambda_{x=0.6}$	0.66	0.66	0.66
$U_{r,x=0.6}$ (mm)	16.45	40.32	21.67
$\sigma_{r,x=0.6}$ (KPa)	112.2	396.44	107.1

V.5.1 Les courbes caractéristiques

Afin de pouvoir tracer les courbes caractéristiques, il faut d'abord connaître la position de point de la mise en place du soutènement, et la convergence qui se développe pendant l'installation du cintre et le début du chargement (S_u).

Pour cela, on suppose que :

- Le soutènement sera mis en place d'une distance au front $x=0.6$ m.

Donc : $U_{rs} = U_{r_{x=0.6}}$.

- Les soutènements seront calés donc l'interaction sols-soutènement sera commencé directement après la mise en place, c'est-à-dire $S_u=0$.

$U_{ra} = U_{r_{x=0.6}}$.

Terrain 1

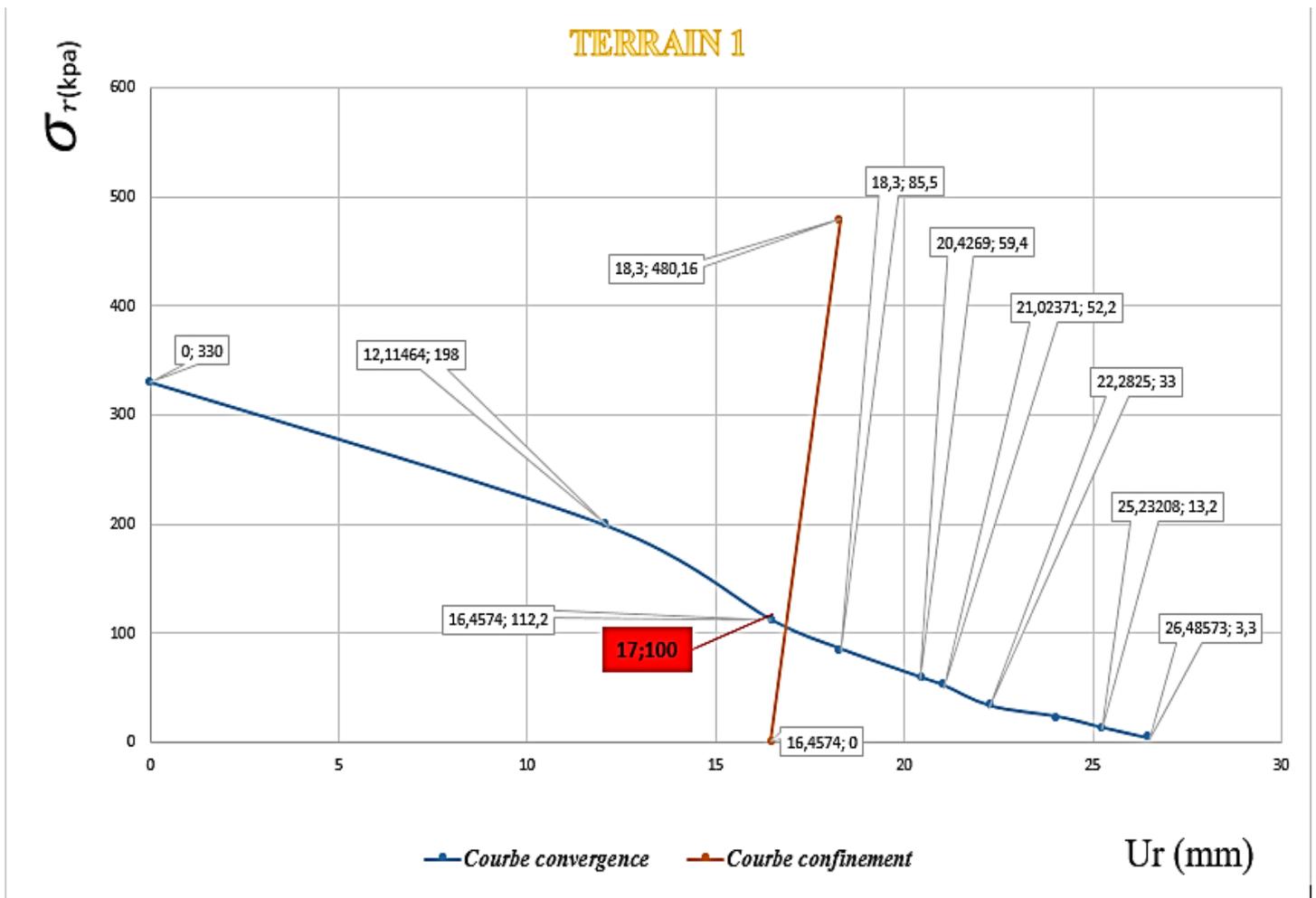


Figure V.3 Courbe convergence confinement du terrain 1

À travers l'étude graphique, nous pouvons déterminer le point d'équilibre. Ce point est obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) : $Ur_{\acute{e}q} = 17 \text{ mm}$ $\sigma_{r\acute{e}q} = 100 \text{ KPa}$

Terrain 2

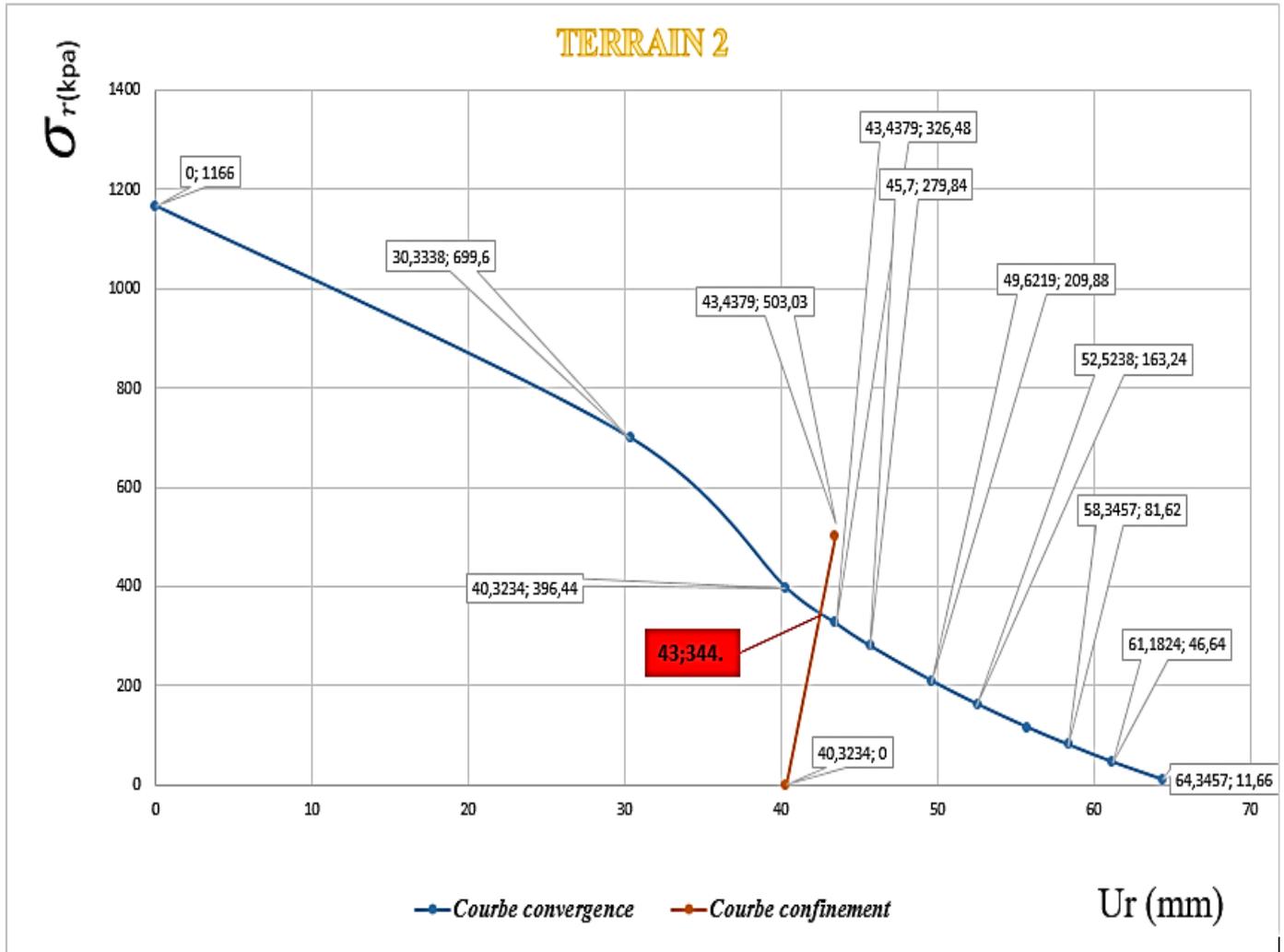


Figure V.4 Courbe convergence confinement du terrain 2

À travers l'étude graphique, nous pouvons déterminer le point d'équilibre. Ce point est obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) : $Ur_{\acute{e}q} = 43 \text{ mm}$ $\sigma_{r\acute{e}q} = 344.3 \text{ KPa}$

Terrain 3

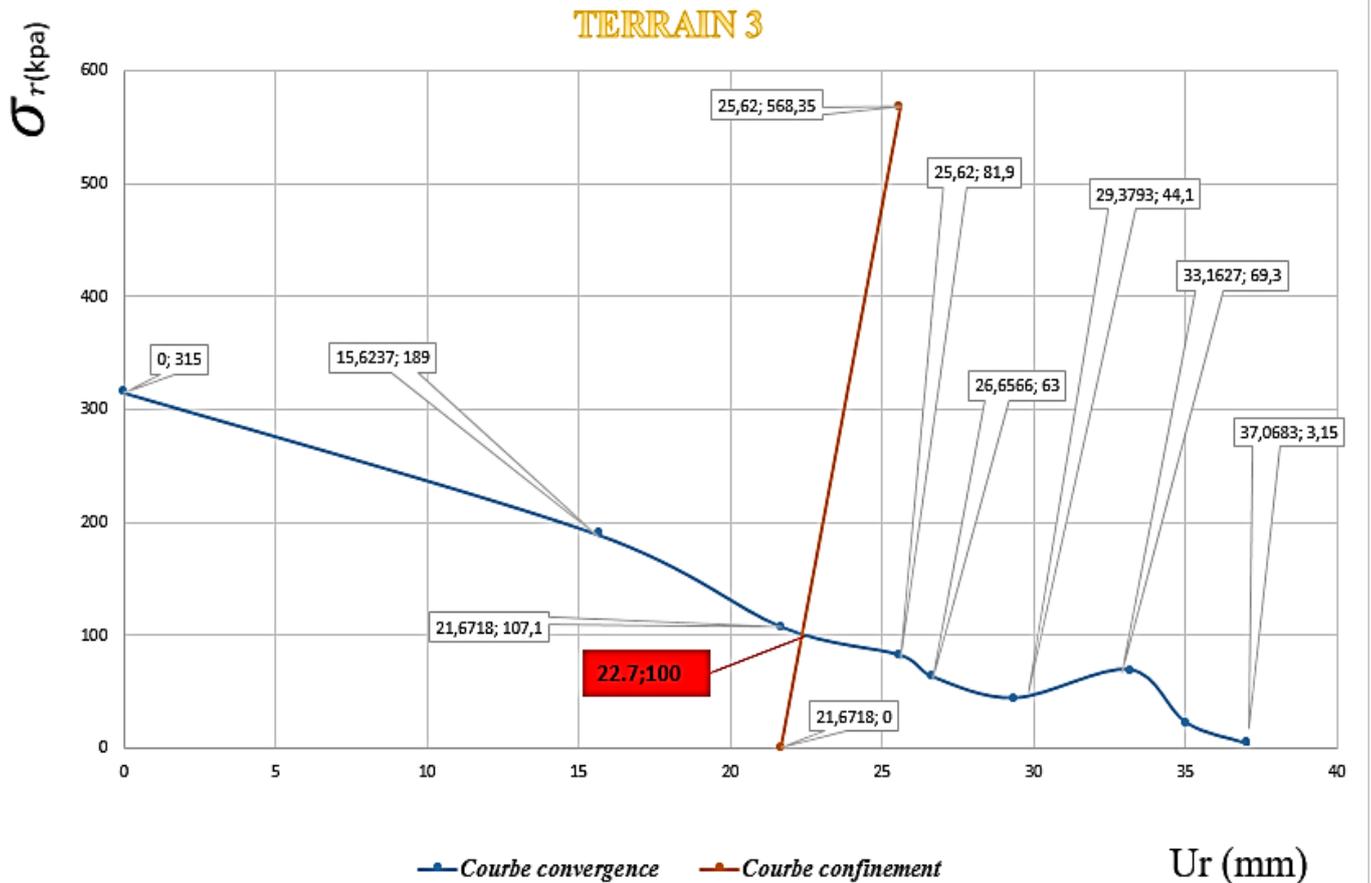


Figure V.5 Courbe convergence confinement du terrain 3

À travers l'étude graphique, nous pouvons déterminer le point d'équilibre. Ce point est obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) : $Ur_{\text{éq}} = 22.7 \text{ mm}$ $\sigma_{r\text{éq}} = 100 \text{ KPa}$

Recommandations

- La majorité des déconfinement se produisent avant le passage du front, pour cela l'utilisation des boulons de fibre de verre est recommandée afin de pouvoir stabiliser le front et par conséquent contribuer à la diminution de la convergence.
- Lors de creusement du tunnel, on peut s'attendre à passer par des zones de faibles caractéristiques mécaniques comme les zones de failles, donc pour minimiser et limiter la convergence dans ces zones il est nécessaire de :

➤ Mettre en œuvre la voute parapluie pour minimiser les tassements.

- Mettre en œuvre les boulons de fibres de verre pour stabiliser le front, et améliorer les caractéristiques mécaniques du terrain (la cohésion) et par conséquent limité la convergence.
- Opter pour le creusement en section devisée.
- Mettre en place les soutènements au plutôt possible.

V.6 Conclusion

La méthode convergence confinement est une méthode simplifié d'analyse de l'interaction entre le terrain et le soutènement sur lequel le terrain prend appuis.

L'étude graphique des différentes courbes nous a permis de déterminer les points d'équilibres. Ces points sont obtenus par l'interaction des deux courbes de convergence-confinement du terrain et du soutènement respectivement.

Les résultats obtenus en terme de déplacements et de contraintes équivalentes sont comme suite :

Terrain 1 : $Ur_{\acute{e}q} = 17 \text{ mm}$ $\sigma_{r\acute{e}q} = 100 \text{ KPa}$

Terrain 2 : $Ur_{\acute{e}q} = 43 \text{ mm}$ $\sigma_{r\acute{e}q} = 344.3 \text{ KPa}$

Terrain 3 : $Ur_{\acute{e}q} = 22.7 \text{ mm}$ $\sigma_{r\acute{e}q} = 100 \text{ KPa}$

Cette méthode est appliquée en prenant en compte les hypothèses suivantes :

- La section est parfaitement circulaire.
- Les massifs creusés sont homogène isotrope.
- Les contraintes initiales sont isotropes.
- Le tunnel est suffisamment profond.

Ces hypothèses ne sont pas incluses dans notre projet du tunnel de IL MATEN, ce qui implique une autre approche à travers une vérification par une méthode numérique à l'aide du logiciel Plaxis 2D.

Chapitre VI

MODELISATION
PLAXIS(2D)

Chapitre VI Modélisation (PLAXIS 2D)

VI.1 Introduction

L'excavation du tunnel est susceptible d'influencer la stabilité de la surface libre ainsi que la stabilité et la portance du soutènement provisoire. A cet effet, prédire le comportement du tunnel et des sols sous ces conditions est une nécessité absolue. [28]

Après avoir effectué dans le chapitre précédent (V), un calcul analytique à travers la méthode convergence confinement, le calcul numérique s'impose pour la vérification de la stabilité globale du tunnel.

Notre travail dans ce chapitre consiste à faire une analyse numérique des trois terrains ayant fait l'objet de reconnaissances géotechniques dans le tunnel, en utilisant le logiciel Plaxis 2D afin de pouvoir vérifier la stabilité du soutènement provisoire et la stabilité de la surface libre au-dessus du tunnel.

VI.2. Présentation du logiciel Plaxis 2D

PLAXIS 2D est un logiciel de simulation numérique basé sur la méthode des éléments finis qui est spécialement conçu pour effectuer des analyses de stabilité et de déformation dans des applications géotechniques en deux dimensions. Il est capable de modéliser des situations réelles en utilisant un modèle en déformations plan ou axisymétrique.

PLAXIS 2D dispose d'une interface graphique pratique qui permet aux utilisateurs de créer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis à partir de la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

VI.2.1 Sous-programmes de PLAXIS 2D

PLAXIS-Input : le sous-programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient tous les outils nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.

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

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

PLAXIS-Curves : le sous-programme curve sert à la construction des courbes de chargement –déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

VI.3. Caractéristiques du terrain et du soutènement

L'analyse numérique du front basée sur la loi de comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Colomb (M-C). Elle présente l'avantage de définir le comportement du sol par le biais de cinq paramètres seulement : le module de Young (E), le coefficient de poisson (ν), l'angle de frottement (φ), la cohésion (c), et l'angle de dilatance (ψ).

Les caractéristiques des trois terrains sont définies dans les tableaux (III.6), (III.7) et (III.8) qui représentent respectivement les terrains B7, B6 et B8.

VI.4 Modèles de comportement de sol

Il existe plusieurs modèles de comportement de sols, du modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois les plus avancées qui permette une description du comportement élasto-viscoplastique des sols. Les modèles disponibles dans PLAXIS 2D sont :

- Modèle élastique linéaire.
- Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model. H.S.M)
- Modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M)
- Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model. S.S.C.M).
- Le modèle de Mohr-Coulomb

Le but dans le développement de ces modèles est leur intégration dans le calcul par éléments finit.

VI.4.1 Modèle de Mohr-Coulomb

L'application du modèle de Mohr-Coulomb nécessite la détermination de quatre paramètres. Les deux premiers concernent les paramètres d'élasticité à savoir E et ν . Les deux autres sont la cohésion (c) et l'angle de frottement (φ). Ces paramètres considérés comme paramètres classiques de la géotechnique, ils sont fournis généralement à travers des essais de laboratoires. La pyramide de Mohr-Coulomb admet des contraintes de traction qui sont souvent peu réelles pour les sols. Il est possible de couper ces contraintes ou de les diminuer (tensile strength).

VI.5 Modèle utilisé pour la simulation du tunnel

Dans la pratique, des distances latérales de 5 à 10 fois le diamètre moyen du tunnel ou de trois fois la profondeur de l'axe de l'ouvrage doivent être respectées. La hauteur du maillage dépend de la position du substratum rigide. Sauf obstacle à considérer ou condition particulière, elle doit être au minimum égale à la profondeur de l'axe de l'ouvrage [27].

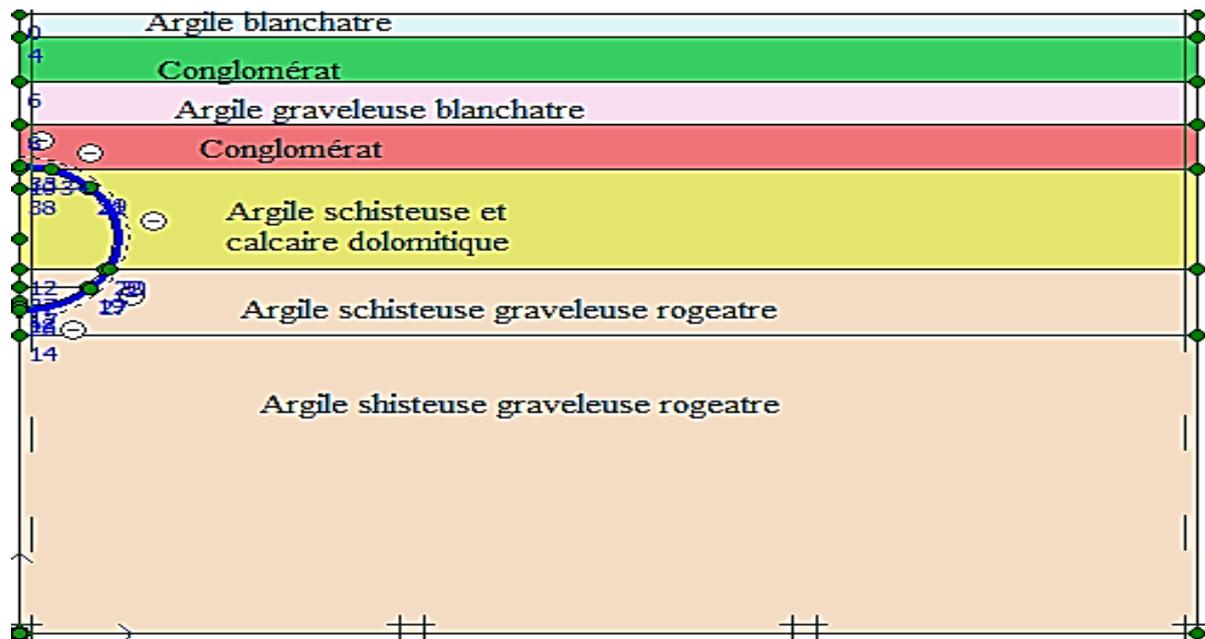


Figure VI.1 Modèle utilisé pour la simulation du tunnel au niveau du terrain 1

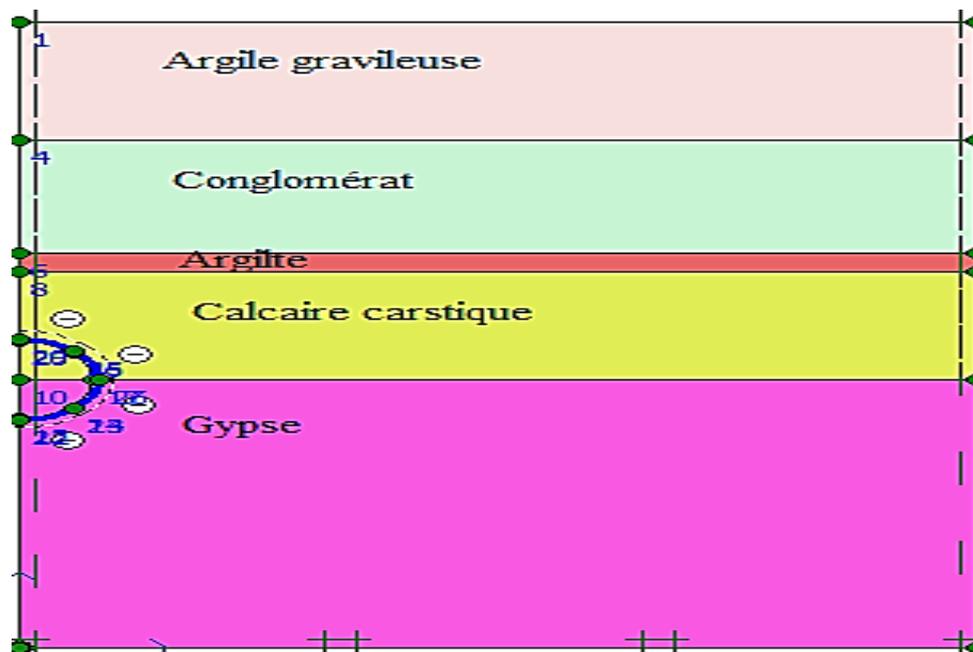


Figure VI.2 Modèle utilisé pour la simulation du tunnel au niveau du terrain 2

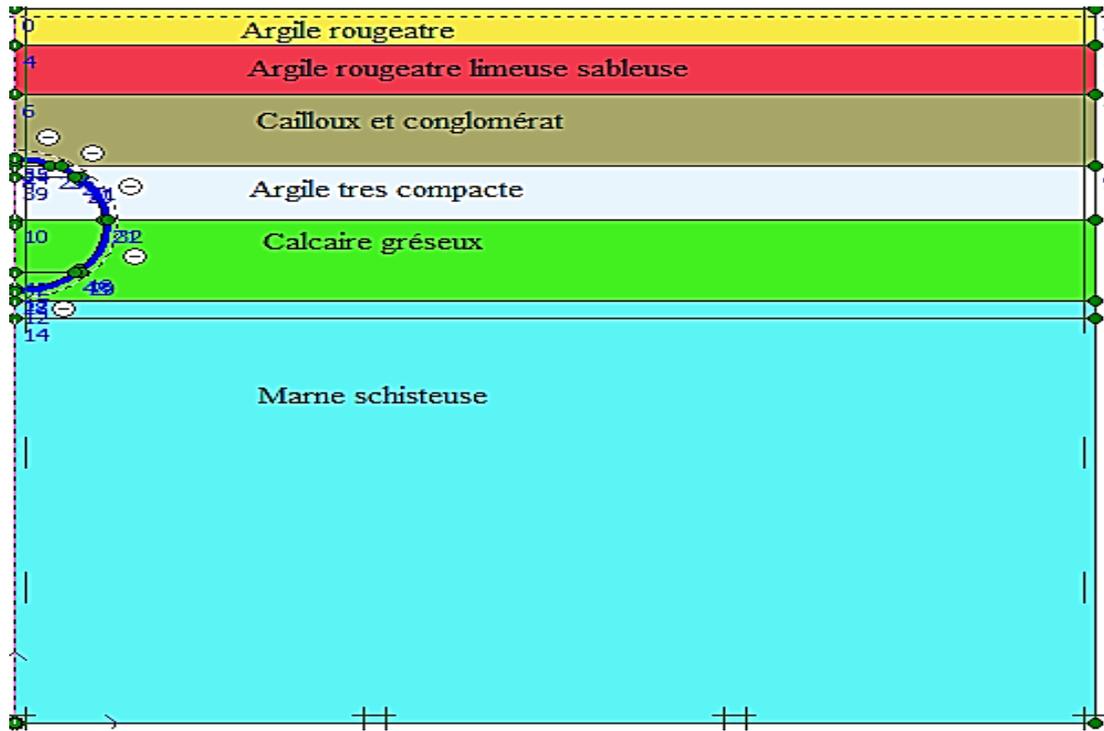


Figure VI.3 Modèle utilisé pour la simulation du tunnel au niveau du terrain 3

Note : Les trois modèles sont modélisés en Axisymétrie.

PLAXIS - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses											
Project description : B7										PLAXIS 8.x	
User name : Koxhiyoki Kabuto, Japan										Date : 26/05/2023	
Project name : B7										Step : 18 Page : 1	
Output : Soil and Interfaces Info - Mohr-Coulomb											
ID	Name	Type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	k_x [m/day]	k_y [m/day]	ν [-]	E_{ref} [kN/m ²]	c_{ref} [kN/m ²]	φ [°]	ψ [°]
1	AR c1	Drained	19,0	21,0	1,0000	1,0000	0,33	11840,0	18,0	14,5	0,0
2	ALS c 2	Drained	19,0	21,0	1,0000	1,0000	0,33	22200,0	65,0	17,0	0,0
3	CM c3	Drained	19,0	21,0	1,0000	1,0000	0,33	66600,0	140,0	20,0	0,0
4	AC 4	Drained	19,0	21,0	1,0000	1,0000	0,33	1,147E5	320,0	23,0	0,0
5	CG c5	Drained	21,0	26,0	1,0000	1,0000	0,33	1,554E5	420,0	26,0	0,0
6	MS c6	Drained	21,0	26,0	1,0000	1,0000	0,33	1,702E5	280,0	25,0	0,0

Figure VI.4 Caractéristiques des couches de sols du terrain 3

Maillage

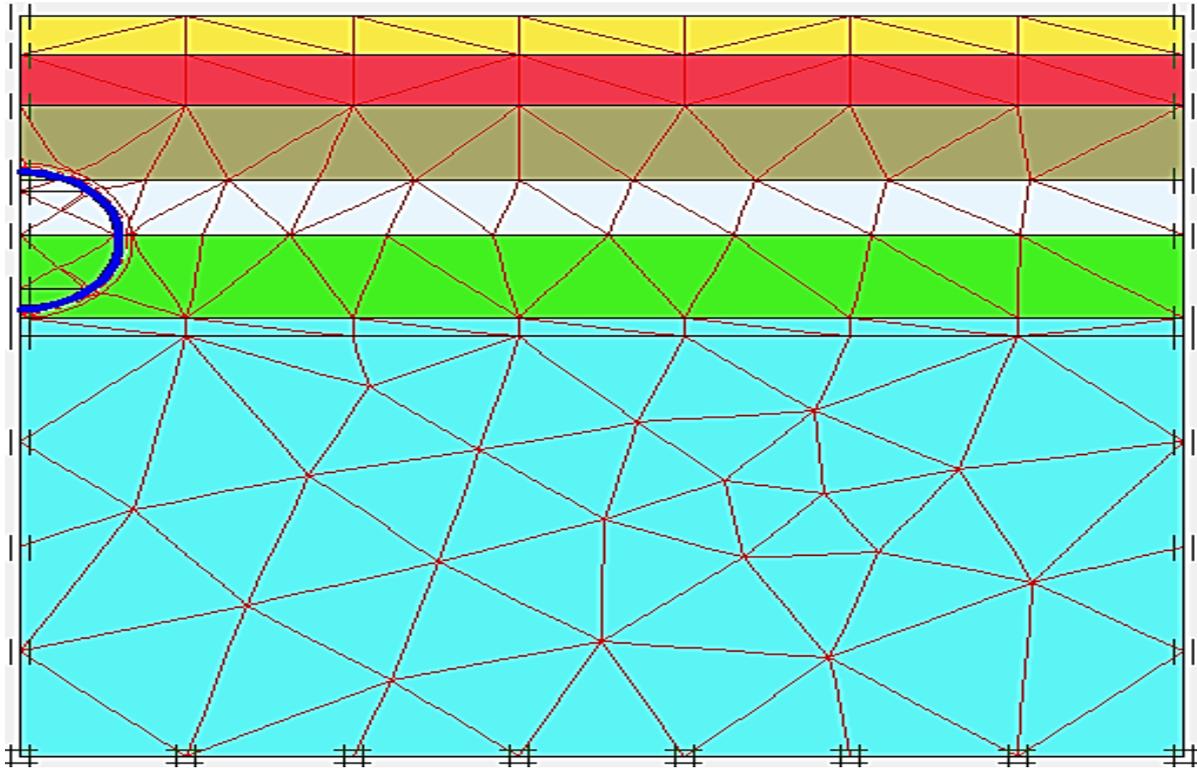


Figure VI.5 Maillage du terrain 3

VI.5.1 Phase de calcul

La loi retenue pour le contact entre le soutènement provisoire et le terrain est l'adhérence parfaite, selon l'esprit même de la méthode de creusement NATM. Les calculs ont été menés en élastoplasticité en retenant une loi de comportement élastique linéaire pour le soutènement et une loi élasto-plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb pour le terrain. La modélisation se fera en cinq phases :

Phase 0 : phase initiale.

Phase 1 : creusement de la partie supérieur (calotte).

Phase 2 : activation du soutènement pour la partie supérieur (calotte).

Phase 3 : creusement de la partie inférieur (stross).

Phase 4 : activation du soutènement pour la partie inférieur (stross).

Phase 5 : creusement et activation du soutènement pour la partie inférieur.

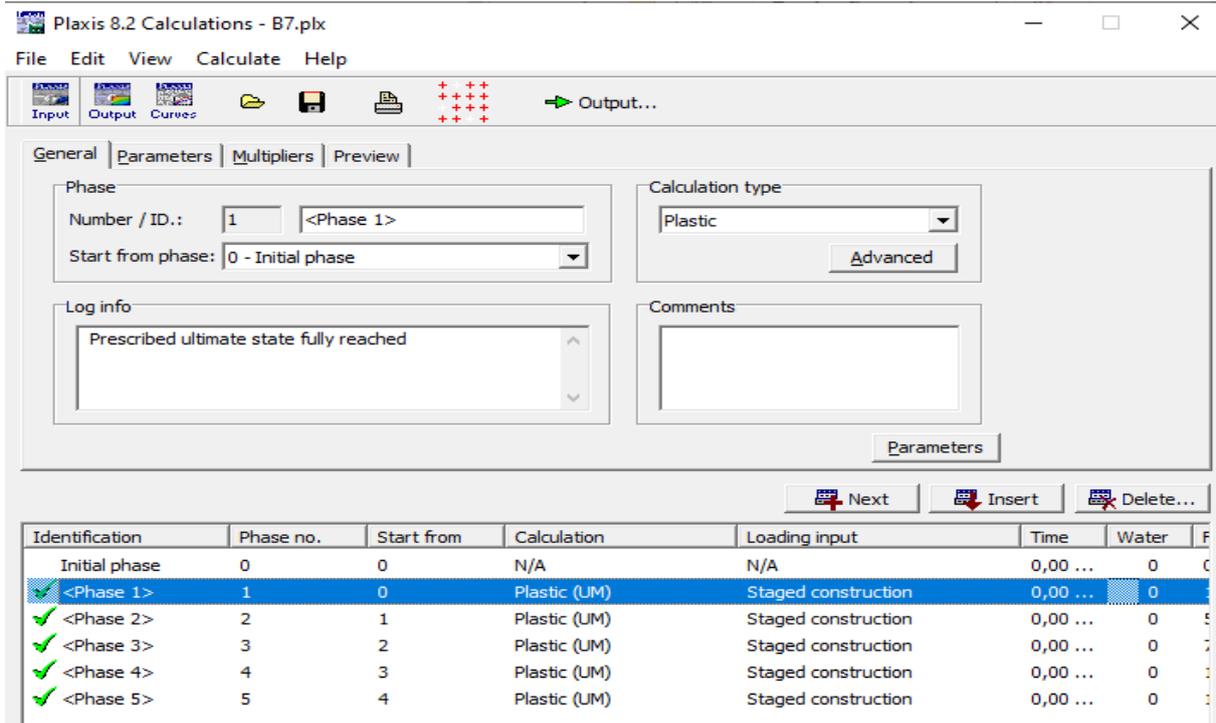


Figure VI.6 phases de la modélisation

VI.5.2 Résultats (output)

Dans cette partie on va présenter les résultats obtenue pour le terrain 3

Calcul et comparaison des déplacements totaux (U)

Phase 1 ($U_x = 0,194 \text{ cm}$)

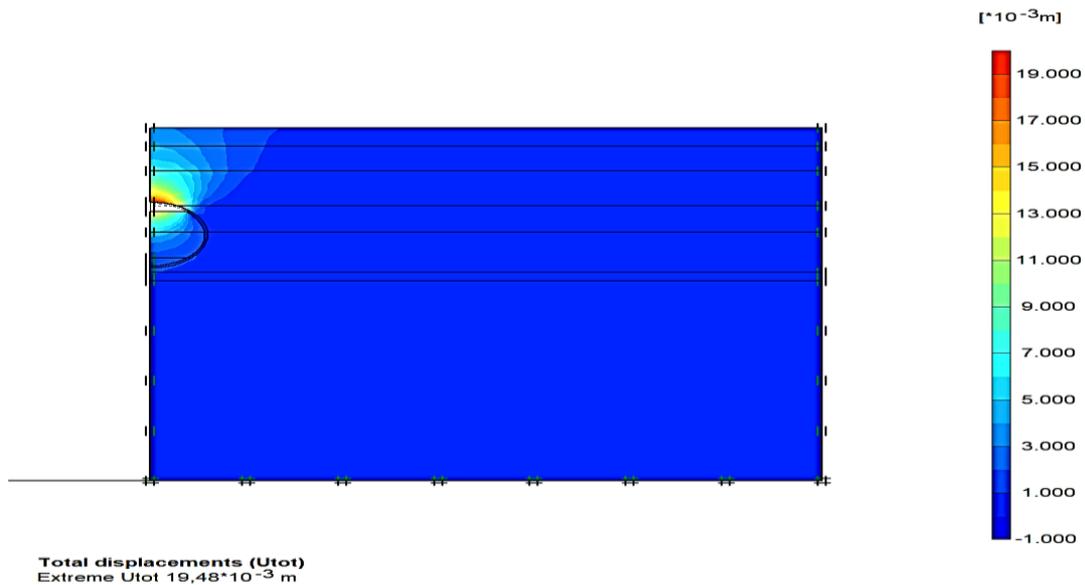


Figure VI.7 déplacements totaux terrain 3 (phase 1)

Phase 5 ($U_x = 0,275\text{cm}$)

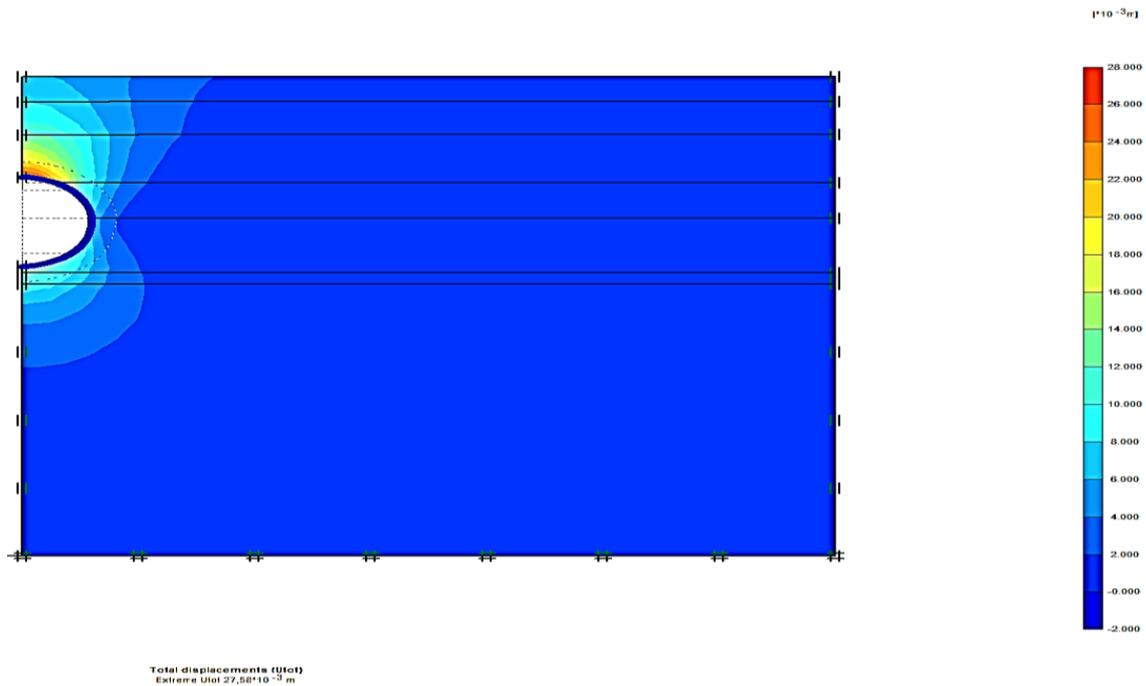


Figure VI.8 déplacements totaux terrain 3 (Phase 5)

On remarque que les déplacements augmentent à mesure qu'on avance dans les phases. Ils sont concentrés au niveau du voisinage du tunnel.

Tableau VI.1 résultats des déplacements dans le sol, au début de l'excavation et à la fin.

	Désignation (unité)	Phase 1	Phase 5
Déplacements horizontaux	U_x (mm)	2,09	5,67
Déplacements verticaux	U_y (mm)	19,48	27,58

A partir du tableau ci-dessus, on constate que les déplacements augmentent à mesure de l'avancement des travaux d'excavations. Cela s'explique par les perturbations induites au sol qui était en état d'équilibre. Après avoir mis en place le soutènement, ces déplacements se sont stabilisés et la valeur maximale des déplacements atteintes reste dans l'intervalle des déplacements admissibles selon C. Louis.

Tableau VI.2 Déplacement maximum admissible en clef de voute : d'après C. Louis, cité par bouvard-lecoanet et al. (1988).

Couverture	Terrains raides	Terrains élasto-plastiques
10 à 50 m	1 à 2 cm	2 à 6 cm
50 à 500 m	2 à 6 cm	10 à 20 cm
> 500 m	6 à 12 cm	20 à 40 cm

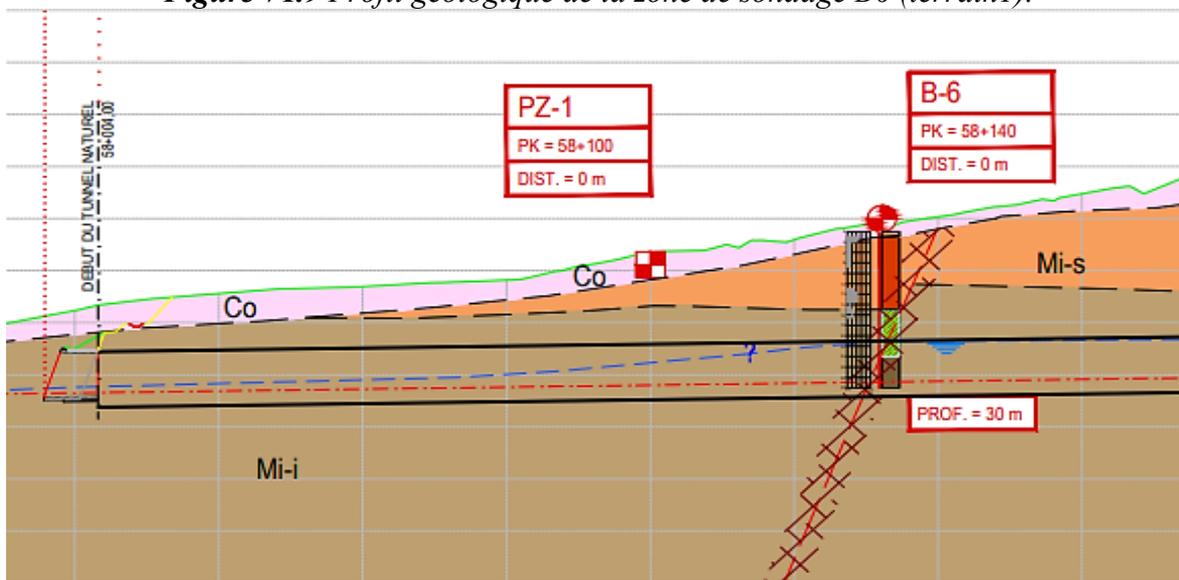
VI.5.3 Interprétation

Tableau VI.3 comparaison des déplacements

Terrain	Terrain 1	Terrain 2	Terrain 3
Déplacement CC (mm)	17	43	22,7
Déplacement Plaxis 2D (mm)	26,77	37,98	27,58

Le déplacement trouvé par Plaxis 2D est supérieur par rapport à celui obtenue grâce à la méthode convergence confinement excepté pour le terrain 2. Cette différence est dû aux faibles caractéristiques mécaniques des terrains 1 et 3 qui, à savoir que le terrain 1 représente une zone de faille.

Figure VI.9 Profil géologique de la zone de sondage B6 (terrain 1).



Afin de parer à ce problème, il faut entreprendre un renforcement par clouage autour de toute la section du tunnel. Par contre, les déplacements trouvés par Plaxis 2D sont inférieurs par rapport à ceux trouvés par la méthode convergence confinement au niveau du terrain 2, cela

s'explique par la capacité du terrain à assurer sa propre stabilité lors de l'excavation. Néanmoins, envisagé un renforcement par clouage autour de la section du tunnel reste un choix favorable pour parer à tous déplacements éventuelles à l'avenir.

Remarques : Il convient de souligner que si on constate que les déplacements sont plus grands que ceux calculés lors des travaux de creusement, le soutènement sera renforcé à l'aide de boulons d'ancrages entre les cintres.

VI.6 Conclusion

On a pu établir dans cette partie de notre travail via le programme Plaxis 2D, le model correspondant au tunnel faisant objet de notre étude.

Les résultats obtenus par le biais de cette modélisation nous ont permis de quantifier et de visualiser les contraintes agissantes sur notre tunnel et de voire clairement les déplacements qui sont limités.

Pour le terrain 1 : Déplacement : 26.77 mm.

Pour le terrain 2 : déplacement :37.98 mm.

Pour le terrain 3 : déplacement :27.58 mm.

Ces résultats confirment l'efficacité et le bon choix du type du soutènement adopté ainsi que l'efficacité de la méthode d'excavation NATM.

Globalement, on peut statuer que les déformations enregistrées ne présentent pas de risque sur l'ensemble ouvrages-massif.

Chapitre VII

Revêtement

Définitif

CHAPITRE VIII REVETEMENT DEFINITIF

VII.1 Introduction

Le soutènement provisoire a pour objectif d'assurer la stabilité des convergences du sol, mais cela ne peut pas se concrétiser à long terme, car sa fonction ne lui permet pas d'assurer la stabilité des parois.

La solution vient du revêtement définitif qui se pose autour de l'excavation après le creusement du Strauss, ce dernier matérialise le caractère définitif et durable de l'ouvrage par rapport aux diverses exigences qui sont la clef pour permettre une stabilité et une aptitude à la mise en service de l'ouvrage. [17]

Dans ce chapitre, nous allons estimer les efforts à l'aide d'une modélisation par le logiciel Robot Structural, ensuite nous allons calculer le ferrailage nécessaire pour supporter les efforts en suivant les règles du BAEL1999.

VII.2 Fonctions d'un revêtement

Lors de la conception de l'ouvrage, les fonctions qui seront amenées à assurer le revêtement doivent être définies et cela vis-à-vis des exigences de stabilité de l'ensemble d'une part et des exigences liées à l'exploitation de l'autre part.

Le revêtement définitif permet ainsi d'assurer une stabilité mécanique de l'ouvrage à long terme, pour cela il doit être conçu de manière à mobiliser de manière efficace l'interaction avec le terrain. D'une autre part, le revêtement contribue de manière significative à l'étanchéité en étant par lui-même étanche.[17]

VII.3 Différents types de revêtement

Le revêtement des tunnels est généralement conçu avec un béton non armé en section courante, mais il peut localement être renforcé au droit des niches de sécurité et au croisement d'autres ouvrages transversaux. Les radiers en contre-voute sont en béton armé. Dans ce cas la reprise des efforts concentrés au point de contact piedroit/radier implique l'augmentation de la section de ferrailage dans la partie inférieure du piedroit. [17]

VII.3.1 Revêtement en béton non armé

Dans un revêtement de tunnel non armé en section courante on peut localement ferrailer les zones particulièrement sollicitées comme les banquettes de fondations, les pénétrations, les ouvrages

transversaux , les niches et les zones qui sont soumises à des efforts ponctuel (appuis de dalles de ventilation).d'autres zones peuvent êtres ferrailer comme les radiers (plats ou contre voutés),les zones avec un grand changement de courbure et les parties des ouvrages soumises à une fissuration préjudiciable.

VII.3.2 Revêtements totalement armés

Les revêtements ou toute la section est armé sont principalement les ouvrages soumis à une charge hydrostatique importante quand l'étanchéité total de l'ouvrage est nécessaire y compris pour le radier, aussi les ouvrages creusé dans un terrain avec une faible raideur, aussi que dans les galeries d'assainissements avec des écoulements en charge, les zones où il y a des accidents géologiques ou des zones singulières (gonflement, etc.) et les ouvrages de têtes réalisé à l'aire libre (faux tunnel).

VII.3.3 Réalisation du revêtement par plots

Les plots de bétonnages sont un revêtement coulé par tronçons dont les longueurs sont en fonction du tracé en plan de l'ouvrage, du retrait du béton qui dépend de la formulation du béton et du temps de décoffrage, de la limitation de la fissuration et rarement de la longueur de l'ouvrage et des délais de réalisation du revêtement. [17]

VII.4 Etanchéité

Aujourd'hui, la technique d'étanchéité la plus utilisée dans les constructions souterraines est le dispositif d'étanchéité par Géomembrane, ceci revient à la facilité de sa mise en œuvre, mais surtout aux résultats obtenus par cette technique.

VII.5 Calcul des sollicitations

VII.5.1 Modalisation du revêtement définitif

La modélisation du revêtement définitif pour le terrain est effectuée à l'aide du logiciel ROBOT Structural Analysais, en commençant par définir les éléments en poutres en béton armé de sections rectangulaires ayant une résistance caractéristique du béton $F_{c28} = 35 \text{ MPa}$.

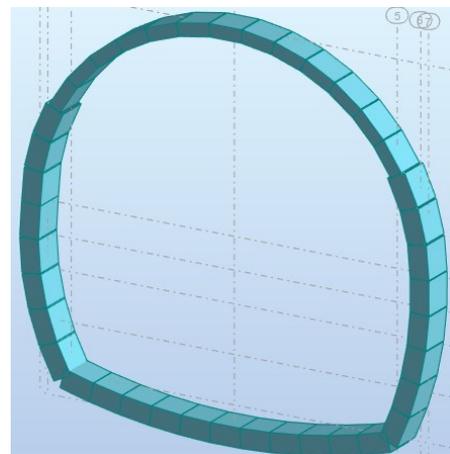


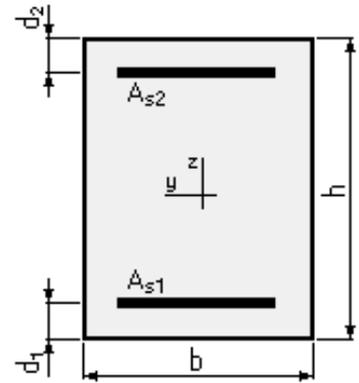
Figure VII.1 Modèle de revêtement en ROBOT

VII.5.2 Description du modèle

Les sections sont rectangulaires et ont une longueur de 1m et une épaisseur variable qui est de 40 cm en voute et 60 cm en piédroit et radier.

Tableau VII.1 Caractéristique géométriques

Partie	b (cm)	h (cm)	d 1 (cm)	d 2 (cm)
Voute	100	40	05	05
Radier+piédroit	100	60	05	05



VII.5.3 Chargement et résultats

Les charges actives et le chargement extérieur qui est dû au chargement du matériel doivent être inclut dans le chargement appliqués pour le calcul des efforts internes (moment fléchissant, effort normal et effort tranchant) et ce d'après (UIC,1995). [26]

$$q=250 \text{ KN}$$

Le calcul doit être calculé avec la charge maximale à cause de la mauvaise connaissance des terrains et aussi l'homogénéité de la section du revêtement.

Les conditions d'appui utilisés : le radier totalement encastrer, les pieds droits et la voute sont appuié avec des appuis rigides.

Tableau VII.2 Effort interne du revêtement final

	Voute	Piédroit	Radier
M⁺ (KN.m) ELU	83.51	158.58	270
N (correspondant) (KN) ELU	572.36	952.75	877.5
M⁻ (KN.m) ELU	-96.13	-101.36	0
N (correspondant) (KN) ELU	746.13	864.13	79
T (KN)	100.67	120.73	79

Pour la partie ferrailage, nous allons utiliser les efforts obtenue grâce à la modélisation par le logiciel ROBOT.

Figure VII.2 Diagramme de l'effort normale

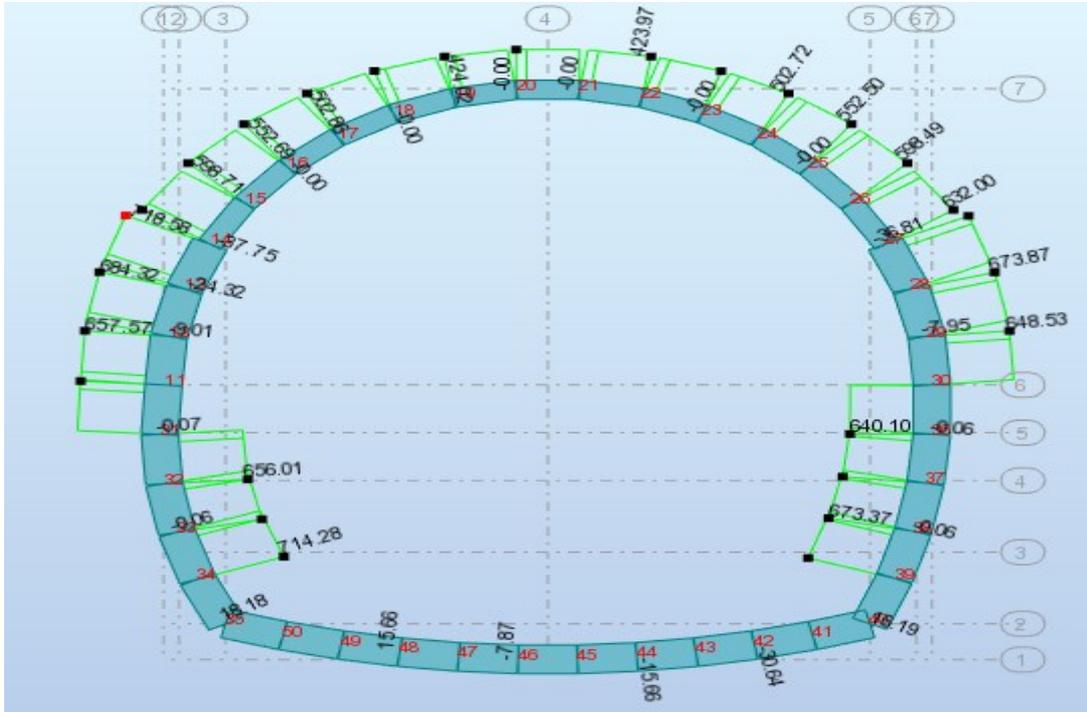


Figure VII.3 Diagramme des efforts tranchants

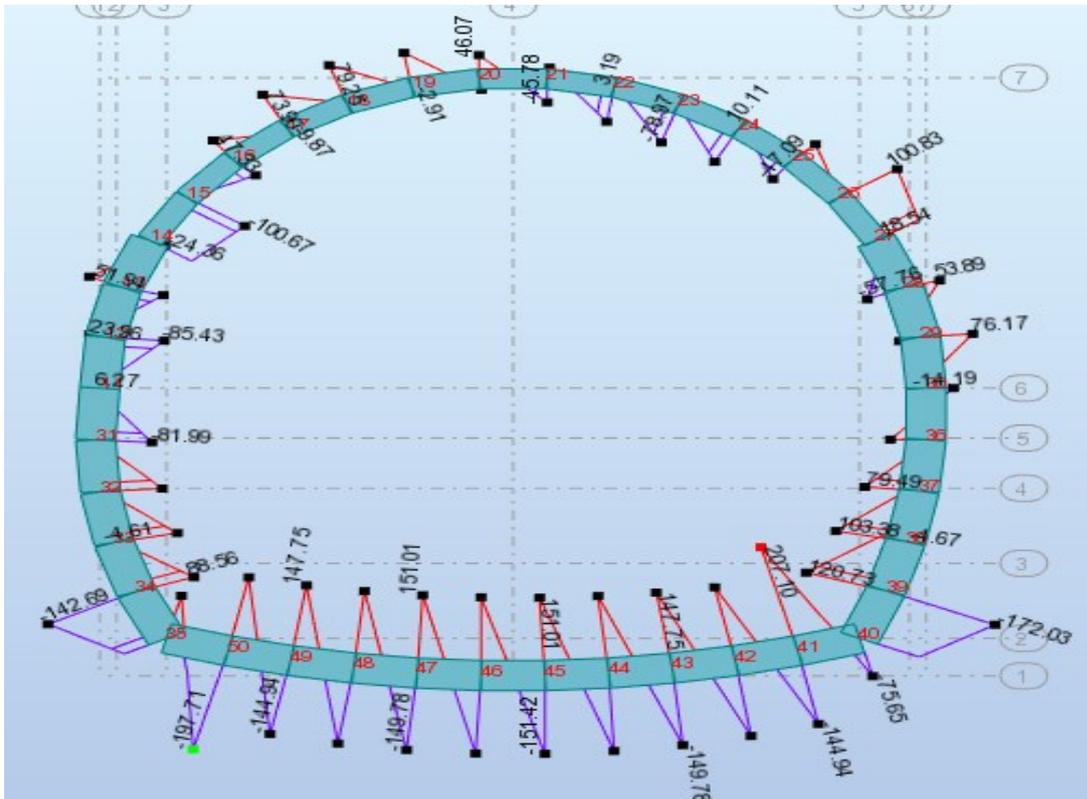
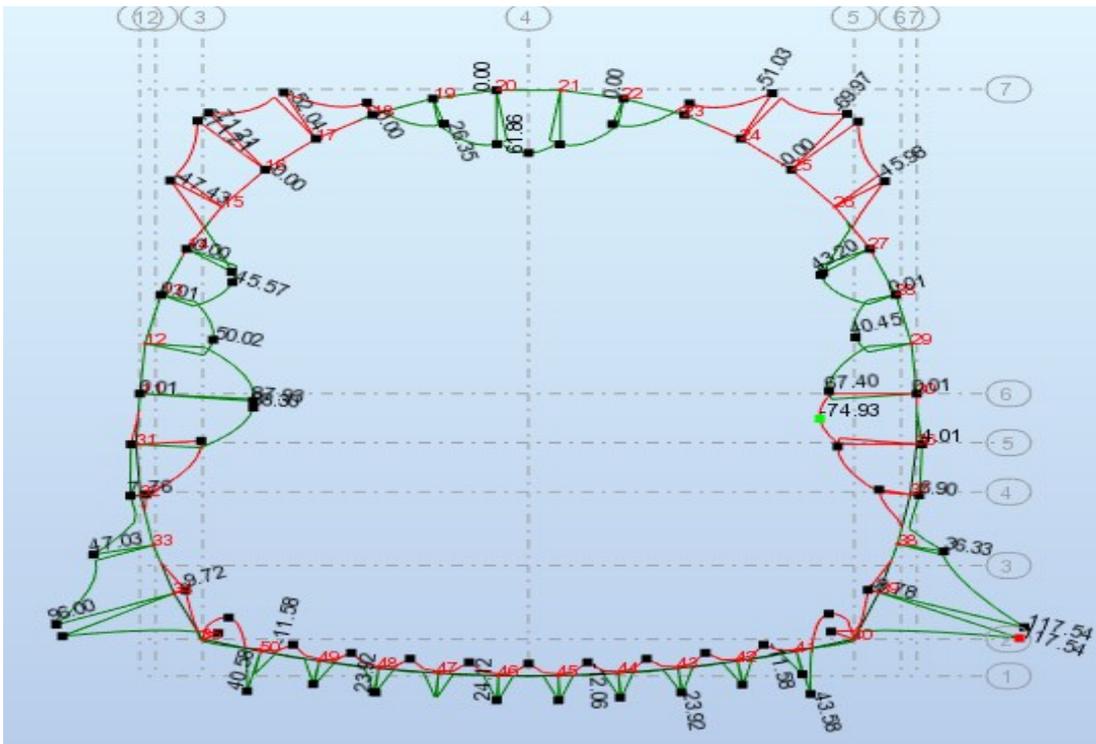


Figure VII.4 Diagramme des moments fléchissant



VII.6 Ferrailage du revêtement définitif :

Le ferrailage des différentes parties est calculé à l'aide du logiciel EXPERT BA 2010 et ceux en flexion composée à l'état ultime ELU.

Pour les données de calculs, on prend en compte pour les cas suivants que les fissurations sont très préjudiciables.

- Pour le béton :
 - ✓ Résistance caractéristique a la compression $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$.
 - ✓ Résistance caractéristique a la traction $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$

- Pour l'acier :
 - ✓ Limite de résistance élastique des aciers $f_e = 500 \text{ MPa}$.
 - ✓ Type d'acier (HA)

VII.6.1 Ferrailage longitudinal :

Les armatures longitudinales ont été calculé avec le logiciel EXPERT BA 2010.

Voute :

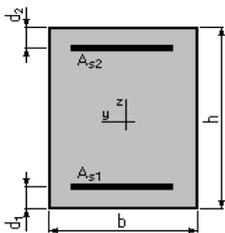
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier : $F_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 40,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués :

Cas N ^O	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	572,36	83,51

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 4,6$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,00$ (%)

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,13$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N^o 1 : Type ELUN = 572,36 (kN) M = 83,51 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 3,75 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 13,5$ (cm)

Bras de levier : $Z = 29,6$ (cm)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Tableau VII.3 Section d'acier et ferrailage choisi

Élément du revêtement	Section d'acier correspondantes a M ⁺		Choix		Section d'acier correspondantes a M ⁺		Choix	
	As1 (cm ² /m l)	As min (cm ² /m l)	Ferraila ge choisi /ml	As (cm ² /m l)	As2 (cm ² /m l)	As min (cm ² /m l)	Ferraila ge choisi /ml	As (cm ² /m l)
Voute	-	4.6	6HA12	6.79	-	4.6	6HA12	6.79
Piédroit	-	6.5	6HA12	6.79	-	6.5	6HA12	6.79
Radier	6.5	-	6HA12	6.79	-	6.5	6HA12	6.79

Notre choix est de 6HA 12/ml dans toutes les parties du revêtement.

Vérification a l'ELS :

Voute :

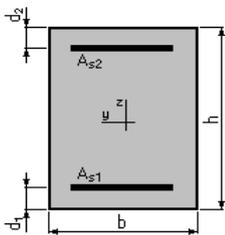
Vérification de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier : $F_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Armatures :

Section théorique $A_{s1} = 6,8$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 6,8$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 4,6$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,39$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,13$ (%)

4. Excentricité des charges :

Excentricité : $e_z = 15,0$ (cm)

5. Résultats :

Capacités limites :

	N (kN)	M (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3113,51	467,03
Etat Limite de Service	2087,93	313,19
Etat Limite Ultime (Accidentel)	3929,98	589,50

Analyse par Etat :

Etat ELU N = **3113,51** (kN) M = **467,03** (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 19,6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 27,2$ (cm)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 2,74$ (‰)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa) comprimée : $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Etat ELS N = **2087,93** (kN) M = **313,19** (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 20,9$ (cm)

Bras de levier : $Z = 28,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 19,8$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 200,0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 225,9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_s \text{ lim} = 200,0$ (MPa)

Etat ELA **N = 3929,98 (kN)** **M = 589,50 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 19,0$ (cm)

Bras de levier : $Z = 27,4$ (cm)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 2,95$ (‰)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa) comprimée : $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

Tableau VII.4 Vérification a l'ELS

	Section a*b (cm ²)	As (cm ²)/ml	Charge appliqué (ELS)		Charge supporté	Etat
			N _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)		
Voute	100*40	6.79	N _{max} (KN)	423.97	2087,93	vérifié
			M _{max} (KN.m)	61.86		
Piédroit	100*60	6.79	N _{max} (KN)	705.74	5097.01	vérifié
			M _{max} (KN.m)	117.46		
Radier	100*60	6.79	N _{max} (KN)	650	5097.01	vérifié
			M _{max} (KN.m)	200		

L'ELS est vérifié pour toutes les parties à travers les armatures choisie.

VII.6.2 Ferrailage transversal :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}. \tag{VIII.1}$$

Avec :

τ_u^{max} : contrainte de cisaillement maximal a l'ELU

V_u^{max} : Effort tranchant maximal a l'ELU tel que $V_u^{max} = 1.35 \times V^{max}$.

b : largeur de la section transversale du revêtement tel que b=1m.

d : 0.9 h.

h : Hauteur de la section transversale du revêtement définitif.

Avant qu'on procède au calcul du nombre de barres qui sont nécessaires, nous devons d'abord vérifier la condition suivante pour toutes les parties du tunnel :

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}.$$

Avec : τ_u contrainte tangentielle limite.

Etant donné que la fissuration est très préjudiciable, cela implique que :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \right); 4 MPa \right] = \min[3.5; 4] MPa \tag{VIII.2}$$

Les vérifications nécessaires sont résumées sur le tableau ci-dessous :

Tableau VII.5 Vérification de la condition de résistance au cisaillement

Eléments	V^{max} (KN)	V_u^{max} (KN)	τ_u^{max} (MPa)	$\bar{\tau}_u$	Vérification
Voute	100.67	135.9	0.377	3.5	Vérifier
Piédroit	120.73	162.98	0.34	3.5	Vérifier
Radier	70	94.5	0.1825	3.5	Vérifier

On passe au choix du diamètre des barres transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t^{min} \right\} = \min \left\{ \frac{400}{35}; \frac{1000}{10}; 12 \right\} = 11.4 \text{ mm}. \tag{VIII.3}$$

$$St = \min\{St_1; St_2; St_3\}.$$

$$St_1 \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}). \quad (\text{VIII.4}) \quad \text{Tel que : } d=0.9h. \quad (\text{VIII.5})$$

$$St_2 \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}. \quad (\text{VIII.6})$$

$$St_3 \leq \frac{A_t \cdot 0.9 f_e (\cos a + \sin a)}{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28K})}. \quad (\text{VIII.7})$$

Tel que :

$K = 0$ pour une fissuration très préjudiciable.

$\alpha = 90^\circ$.

Le tableau ci-dessous illustre notre choix de ferrailage et l'espacement adopté.

Tableau VII.6 Ferrailage transversal

Eléments	\varnothing_t (mm)	Choix des barres/ml	A_t (cm ²) /ml	St1 (cm)	St2 (cm)	St3 (cm)	St (cm)
Voute	10	4HA10	3.14	32.4	39.25	32.59	30
Piédroit	10	4HA10	3.14	40	39.25	36.13	35
Radier	10	4HA10	3.14	40	39.25	67.32	35

Nous avons choisi comme armatures transversales 4 HA 10 pour toutes les parties de la structure avec des espacements comme suite :

- 30 cm en voute.
- 35 cm au niveau des piédroits.
- 35 cm au niveau du radier.

VII.6.3 Ferrailage secondaire :

La voute, le piédroit et le radier sont considéré comme des dalles de 1 m de longueur dans le sens longitudinal, le ferrailage secondaire qui est perpendiculaire au ferrailage longitudinal principale qui se calcul selon la formule suivante :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \quad (\text{VIII.8})$$

Avec : A_r : section d'armatures secondaires.

As : section d'armatures principales.

Le calcul du ferrailage des armatures secondaires est résumé dans le tableau ci-dessous.

Tableau VII.7 Ferrailage secondaire

Eléments	lit	Ar (cm ² /ml)	Choix des barres/ml	Ar _{finale} (cm ² /ml)
Voute	Intrados	1.7	4 HA 8	2.01
	Extrados			
Piédroit	Intrados	1.7	4 HA 8	2.01
	Extrados			
Radier	Intrados	1.7	4 HA 8	2.01
	Extrados			

VII.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu déterminé les différentes sollicitations appliquées au niveau de l'ouvrage grâce au logiciel ROBOT, ce dernier nous a permis de tirer les efforts internes qui subsistes (efforts normaux, efforts tranchants et moments fléchissant), (Tableau VII.2).

Le calcul du ferrailage sous ces différentes formes est calculé à travers le logiciel EXPERT BA, on a pu obtenir les résultats de ferrailage suivants :

Ferrailage longitudinal : 6 HA 12 pour toutes les sections du tunnel.

Ferrailage transversale : 4 HA 10 pour toutes les sections du tunnel, et ce avec des espacements différents selon la section du tunnel ferrailer, les espacements sont de l'ordre de 30 cm en voute et de 35 cm en piédroit et radier.

Ferrailage secondaire : 4 HA 8 pour toutes les sections du tunnel (voute, piédroit et radier), elles sont considérées comme des dalles de 1 m de longueur dans le sens longitudinal et perpendiculaire au ferrailage longitudinal.

Les vérifications de notre ferrailage sont faites a l'ELS. Ce qui nous a permis de vérifier notre revêtement définitif pour qu'il puisse supporter les charges qu'ils lui sont appliqué par le terrain.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Les travaux présentés dans ce mémoire ont été initiés dans le cadre de l'obtention du diplôme de Master en génie civil option structures, afin d'améliorer, approfondir nos connaissances dans le domaine du génie civil et en particulier les ouvrages souterrains.

Ces derniers constituent la solution là mieux adaptée à la création de nouvelles infrastructures souterraines en zone urbaine et au franchissement de toute obstacle lié au relief de la zone.

Ce travail présente l'étude d'un tunnel ferroviaire monotube, qui traverse un terrain en présence de failles, le tunnel est d'une longueur de 670 m avec un arc de cercle de rayon 6.2 m.

Nous avons analysé les données géotechniques obtenues lors de la reconnaissance, et nous avons établi la classification des massifs rocheux en utilisant les méthodes empiriques de Z. BIENIAWSKI et les recommandations de l'AFTES. Ces données nous ont permis de choisir les méthodes de creusement, et les soutènements provisoires à mettre en place dans le tunnel à savoir des cintres lourds en profilé HEB 160 et du béton projeté d'épaisseur 30 cm.

Ensuite, nous avons estimé les charges agissantes sur le tunnel (horizontales et verticales) par des méthodes semi-empiriques (TERZAGHI, Théorie des poids des terres). La méthode de TSIMBARIÉVITCH nous a permis de déterminer les pressions agissantes sur le radier. Le choix de ces méthodes est motivé par leur simplicité d'utilisation et l'efficacité des résultats obtenues. Par la suite on a entrepris le calcul des caractéristiques de la section équivalente du soutènement qui nous a permis d'avoir les résultats suivants :

- ✓ Le module de déformation équivalent $E_{eq} = 27725.54 \text{ MPa}$
- ✓ L'épaisseur équivalente $e_{eq} = 0.25 \text{ m}$

De ce fait, on a appliqué les principes de la méthodes convergence confinement afin de pouvoir déterminer les déformations susceptibles de se produire lors de l'exécution des travaux de creusement. Cette approche nous a permis de déterminer : le comportement des terrains qui ont un comportement élasto-plastique, les courbes convergences-confinements des divers terrains ayant fait l'objet de notre l'étude et ainsi déterminer les déplacements équivalents et les contraintes équivalentes qui sont les suivants :

- ✓ Terrain 1 $U_{r_{eq}} = 17 \text{ mm}$ $\sigma_{r_{eq}} = 100 \text{ KPa}$
- ✓ Terrain 2 $U_{r_{eq}} = 43 \text{ mm}$ $\sigma_{r_{eq}} = 344.3 \text{ KPa}$

✓ Terrain 3 $U_{r\acute{e}q} = 22.7 \text{ mm}$ $\sigma_{r\acute{e}q} = 100 \text{ KPa}$

S'enchaîne ensuite une vérification en appliquant les principes de la modélisation numériques aux éléments finis et ce grâce au logiciel PLAXIS 2D. Cette vérification nous ont permis d'identifier les taux de déformations et les contraintes agissantes sur le soutènement.

Ces déformations sont comme suite :

✓ Terrain 1 : $U_{PL} = 26.77 \text{ mm}$;

✓ Terrain 2 : $U_{PL} = 37.98 \text{ mm}$;

✓ Terrain 3 : $U_{PL} = 27.58 \text{ mm}$;

Par la suite, dans le but de prendre en compte la stabilité du tunnel à long terme, nous avons défini les efforts agissants sur le revêtement définitif suite à une modélisation faite par le logiciel ROBOT. Puis un calcul du ferrailage par le logiciel EXBERT BA. Les calculs et les vérifications ont été effectuées selon les règles du BAEL 99.

Le ferrailage adopté est comme suite :

✓ Ferrailage longitudinal : 6 HA 12 /ml pour toutes les sections du tunnel.

✓ Ferrailage transversale : 4 HA 10 /ml et ce avec des espacements différents selon la section du tunnel ferrailer, les espacements sont de l'ordre de 30 cm en voute et de 35 cm en piédroit et radier.

✓ Ferrailage secondaire : 4 HA 8 pour toutes les sections du tunnel (voute, piédroit et radier).

Au terme de ce modeste travail, cette expérience nous a permis de mettre en pratiques certaines de nos connaissances théoriques et techniques acquises durant notre formation, elle nous a offert l'occasion d'acquérir de nouvelles compétences, à savoir une capacité d'analyse et l'élaborations de solution innovantes pour répondre au données du projet et du marché.

Références Bibliographiques

- [1] BENJUI M. Les travaux souterrains en France : Passé, présent, avenir. Notes de cours, Conservatoire National des Arts et Métiers. (1996).
- [2] Anne BOUVARD-LECOANET. Guy COLOMBET. François ESTEULLE (1998), Ouvrages souterrains (conception – réalisation – entretien), Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, France, 271p, 2-85978-108-0
- [3] MARTIN F. Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches. Bonnard et Gardel Ingénieurs Conseil. (2012).
- [4] Centre d'Etude des Tunnels (Juillet 1998), Dossier pilote des tunnels (section 4 procédés de creusement et de soutènement), Ministère de l'équipement et des transports et du logement (direction des routes), France, 80p, 2-11-084743-3
- [5] Pierre GESTA (1994), Travaux souterrains, Techniques de l'ingénieur, Articles encyclopédiques, Réf C 5 565, p 29 et 31-34.
- [6] <http://www.planet-tp.com/>
- [7] De Coster Brice. Potamianos Karolos. Gathon Romain. Houaiss Fadi, Projet de recherche documentaire (Technique de construction de tunnels en milieu urbain), U.L.B – Faculté des Sciences Appliquées, France, 50p.
- [8] François MARTIN, Adrien SAÏTTA (Janvier 2012), Mécanique des Roches et Travaux Souterrains (Cours et exercices corrigés), Ecole Nationale Supérieure de Cachan (Huitième édition), France, 88p.
- [9] BOUVARD -LECOANET A. Ouvrages souterrains - Conception, réalisation, entretien. Presses de l'ENPC, Paris, 1992.
- [10] PURWODIHARDJO A. Modélisation des déformations différées lors du creusement des tunnels. Thèse de doctorat de L'ECOLE CENTRALE DE LYON, (janvier 2004).
- [11] PANET M. Le calcul des tunnels par la méthode convergence – confinement. Presses de l'ENPC, Paris, (1995).
- [12] Dr. Vischer D. Effets de Voute dans les glaciers...-SUISSE-...(1985)

[13] CETu 3 et 4, Centre d'Etude des Tunnels. Dossier pilote des tunnels génie civil section-4- procédés de creusement et de soutènement, (1998).

[14] HAMMADI Y. Etude et Calcul d'un Tunnel Routier. Mémoire d'ingénieur Université « ABDERRAHMANE MIRA » de Bejaia. (2007).

[15] CENTRE D'ÉTUDES DES TUNNELS dossier pilote des tunnels génie civil section 3 conception et dimensionnement Juillet 1998

[16] TOUAMRIA S. Modélisation numérique tridimensionnelle de l'effet du creusement d'un tunnel sur le comportement des superstructures sus-jacentes. Thèse de Magistère, Ecole Doctoral en Génie Civil, Université de Skikda, (2010).

[17] AFTES. Compatibilité des recommandations relatives aux revêtements des tunnels en béton avec les EUROCODES, TOS 204, (2007).

[18] BENAMAR I. Etude Des Effets Différés Dans les tunnels profonds. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. (2010).

[19] ANESRIF, « Agence Nationale d'Etude et de Suivie de la réalisation des Investissements ferroviaires, » [En ligne]. Available: <http://www.anesrif.dz/index.php/fr/qui-sommenous/item/39-presentation-de-l-agence.html>. [Accès le 04 2021].

[20] : « groupe Cosider, » 06 2021. [En ligne]. Available: <http://www.cosider-groupe.dz>.

[21] PFE ETUDE ET CONCEPTION D'UN TUNNEL BITUBE FERROVIAIRE CAS DE TUNNEL GANTAS -WILAYA DE AIN DEFLA - BAAMARA Hammou et KAHLOUCHE Redha 2013

[22] G. COLOMBET. Ouvrages souterrains (conception et réalisation). Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1988. Paris

[23] R. HEBIB, « Cours ouvrages souterrains – La méthode convergence-confinement, » 2020.

[24] Mission 3 – Campagne d'investigation complémentaire Tunnel El Maten Série 200 – Campagne géotechnique complémentaire Notice technique d'interprétation géologique-hydrogéologique et géotechnique CODE DU DOCUMENT MEW004-R-GEO-GEO-EM-003-01_A

[25] Anne DOMZIG THESE DOCTORAT de l'Université de Bretagne Occidentale <<Déformation active et récente, et structuration tectonosédimentaire de la marge sous-marine algérienne>>

[26] JP Vicat, B Lips, A Pouclet, JM Léger, L Willems - Karstologia, Phénomènes pseudo-karstiques dans les roches plutoniques et métamorphiques du Sud du Cameroun 1997 - persee.fr

[26] Union Internationale des Chemins de fer (UIC), 2021.Tome 1 et 2

[27] Manuel de Plaxis 2D en Français, Version 8 Manuel de référence Rédacteur R.B.J. Brinkgreve Delft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas

[28] Mémoire de Magistère, Modélisation du creusement d'un tunnel en milieu urbain cas du métro d'Alger, Toufik KHEFFACHE

[29] R. HEBIB, « Cours ouvrages souterrains –calcul des charges » 2020

[30] Méthodes de classification des masses rocheuses fracturées.

[31] R. HEBIB, « Cours ouvrages souterrains –techniques de creusement et de soutènement» National School of Built and Ground Works Engineering.

[A] web : www.la12enchemin.fr

[B] web : www.gramme.be

[C] Centre d'Etude des Tunnels (Juillet 1998), Dossier pilote des tunnels (section 4 procédés de creusement et de soutènement), Ministère de l'équipement et des transports et du logement (direction des routes), France, 80p, 2-11-084743-3.

[D] Photos prises sur chantiers.

[E] web : <http://www.outils-cetu.fr/didactu/tunnel/realisation/soutenement/Btonprojet.html>.

[F] web : <http://www.aciers-mottard.be/catalogue/Aciers-mottard-1-2.pdf>.

[G] Détermination du coefficient rhéologique α de Ménard dans le diagramme Pressiorama®. Baud J.-P. Eurogé, France Gambin M. Apagéo, France, P 487-490.

II.5.1 Description du tracé

- **Du pk 57+965 au pk 58+120 (portail Ouest)**

Le portail côté Beni Mansour se positionne sur la partie la plus saillante de la dorsale de la colline traversée par le tunnel.

La couverture est très faible et varie de 5 m jusqu'à 19 m au pk 58+120 environ.

Dans ce secteur un puits a été réalisé (PZ1, pk 58+100).

Le modèle géologique reconstruit met en évidence la présence d'une couche végétale d'épaisseur métrique (5-8 m supposés), qui se pose aussi bien sur le substratum du Miocène.

Il n'y pas des claires évidences de mouvements de terrain.

Les mesures du niveau piézométrique disponibles (sondage B6) mettent en évidence la présence d'une nappe ; par conséquent il est à prévoir la présence d'eau, potentiellement agressive pour le béton, durant les travaux de réalisation du portail. On ne peut pas exclure aussi la présence des manifestations hydriques, à caractère éphémère, liées aux événements météoriques.

La présence d'eaux potentiellement agressives est confirmée aussi des résultats des essais de laboratoire pour l'agressivité des terrains au béton (voir doc. MEW004-R-GEO-GEO-EM-002-01).

- **Du pk 58+120 au pk 58+150**

Dans ce secteur la couverture sur la voûte varie de presque 19 m dans la partie initiale, jusqu'à atteindre les 23 m dans la partie terminale.

Dans le secteur un sondage carotté de 30 m de profondeur (B6) a été réalisé.

Le creusement du tunnel intéressera seulement la formation des calcaires. Toutefois, puisque la reconstruction met en évidence la présence d'un contact lithologique entre les deux formations peu au-dessus de la voûte, on ne peut pas exclure que les calcirudites aussi puissent être creusées.

La reconstruction effectuée a mis en évidence la présence d'une faille avec un angle fort, reconnue dans le sondage B6 et de la quelle on a des évidences aussi en surface (discontinuités persistantes).

Aucun phénomène lié à la gravité n'a été relevé pouvant conditionner le système ouvrage – pente.

Les mesures du niveau piézométrique disponibles (sondage B6) mettent en évidence la présence d'une nappe ; par conséquent il est à prévoir dans le creusement la présence d'eau potentiellement agressive pour le béton. La présence d'eaux potentiellement agressives est

confirmée aussi par les résultats des essais de laboratoire pour l'agressivité des terrains au béton.

- **Du pk 58+150 au pk58+280**

Dans ce secteur la couverture augmente progressivement de 23 m jusqu'à 50 m.

Le creusement du tunnel intéressera seulement la formation des calcaires gris. Toutefois, puisque la reconstruction met en évidence, à partir du pk 58+225 environ, la présence d'un contact lithologique entre les deux formations peu au-dessus de la voûte (environ 5-7 m), on ne peut pas exclure que les calcirudites aussi puissent être creusées.

Aucun plan de faille n'a été relevé, mais on ne peut pas exclure la présence de plans secondaires le long desquels on doit s'attendre à une aggravation des conditions du massif.

Aucun phénomène lié à la gravité n'a été relevé pouvant conditionner le système ouvrage – pente.

Sur la base des données disponibles, la présence d'une nappe a été supposée ; par conséquent il est à prévoir dans le creusement la présence d'eau potentiellement agressive pour le béton. La présence d'eaux potentiellement agressives est confirmée aussi par les résultats des essais de laboratoire pour l'agressivité des terrains au béton.

- **Du pk 58+280 au 58+290**

Dans ce secteur la couverture sur la voûte est d'environ 50 m.

La reconstruction effectuée prévoit la présence d'une faille avec un angle fort. Ce plan a été supposé sur la base des évidences suivantes : plans de faille secondaires ou discontinuités qu'on a pu observer à la méso – échelle en affleurement, dont le tracé en plan peut être associé à une zone humide vue dans le point stop 17. Ce plan est approximativement parallèle au précédent, mais avec la direction de la pente contraire au précédent, constituant une structure de type horst. Pour cela il est possible que, pendant le creusement, d'autres plans associés puissent être rencontrés qui n'ont pas été relevés, puisqu'ils n'ont pas d'évidences morphologiques.

Aucun phénomène lié à la gravité n'a été reconnu pouvant conditionner le système ouvrage – pente.

La manifestation hydrique observée en surface et les mesures du niveau piézométrique disponibles mettent en évidence que le long du système il y a une bonne circulation d'eau, par conséquent il est possible de supposer la présence d'eau pendant le creusement. Les mesures expéditives de fortes valeurs de conductivité électrique sont probablement liées à la dissolution des gypses qu'on trouve dans les dépôts et reconnus en surface. Ces eaux pourraient être agressives pour le béton.

La présence d'eaux potentiellement agressives est confirmée aussi par les résultats des essais de laboratoire pour l'agressivité des terrains au béton.

- **Du pk 58+290 au pk 58+420**

Ce secteur correspond surtout à la traversée du plan sommital de la colline, par conséquent on atteint les couvertures maximales (55 m).

Les données du sondage B8 et la présence des failles aux bords, mettent en évidence que dans ce secteur le creusement sera dans un front mixte, avec les calcirudites dans la partie plus haute et les calcaires gris – blanchâtres dans la partie basale du tunnel. En outre, la présence d'une zone karstifiée a été supposée, aussi bien sur la base des évidences morphologiques en surface, qu'à la cote du tunnel. Le karst pourrait être favorisé par la présence de surfaces tectoniques en effet, la zone détériorée est plus grande que celle intéressée par la dissolution karstique. Le long de ce secteur on pourrait rencontrer des phénomènes karstiques très diffusés, desquels on a évidence aussi en surface.

On n'a pas reconnu de surfaces de faille, car les caractéristiques morphologiques ont été oblitérées par le karst et par la couverture végétale épaisse ; toutefois on ne peut pas exclure leur présence. Le long de ces surfaces une détérioration des conditions du massif rocheux est attendue.

Pour cela il est possible que, pendant le creusement des plans qui n'ont pas été relevés, puissent être rencontrés, puisqu'ils n'ont pas d'évidences morphologiques. Le long de ces surfaces une détérioration des conditions du massif rocheux est attendue.

Aucun phénomène lié à la gravité n'a été reconnu pouvant conditionner le système ouvrage – pente.

On ne peut pas exclure la présence de la nappe à partir de cette profondeur. Pourtant on devrait prévoir la présence d'eau, potentiellement agressive pour le béton, dans le creusement. La présence d'eaux potentiellement agressives est confirmée aussi des résultats des essais de laboratoire pour l'agressivité des terrains au béton.

- **Du pk 58+240 au 58+430**

Ce secteur correspond surtout à la traversée du plan sommital de la colline, par conséquent on atteint les couvertures maximales (50 m environ).

Dans le secteur un sondage carotté de 70 m de profondeur (B8) a été exécuté.

Les données du sondage B8 mettent en évidence que dans ce secteur le creusement sera dans un front mixte, avec les calcirudites dans la partie la plus haute et les calcaires gris – blanchâtres dans la partie basale du tunnel.

En outre, la présence d'une zone karstifiée a été supposée, aussi bien sur la base des évidences morphologiques en surface, qu'à la cote du tunnel. Le karst pourrait être favorisé par la présence de surfaces tectoniques en effet, la zone détériorée est plus grande que celle intéressée par la dissolution karstique. Le long de ce secteur on pourrait rencontrer des phénomènes karstiques très diffusés, desquels on a évidence aussi en surface.

Bien que les caractéristiques morphologiques aient été oblitérées par le karst et par la couverture végétale épaisse, la reconstruction effectuée prévoit la présence d'une faille avec un angle fort. Ce plan a été supposé sur la base surtout de la fracturation intense en profondeur des terrains carottés dans le sondage B8.

Ce plan est approximativement parallèle au précédent, mais avec la direction de l'inclinaison contraire au précédent, constituant une structure du type graben. Pour cela il est possible que, pendant le creusement, d'autres plans associés qui n'ont pas été relevés puissent être rencontrés, puisqu'ils n'ont pas d'évidences morphologiques. Le long de ces surfaces une détérioration des conditions du massif rocheux est attendue.

Aucun phénomène lié à la gravité n'a été reconnu pouvant conditionner le système ouvrage – pente.

On n'a pas relevé de nappe phréatique jusqu'à la profondeur de 50 m, toutefois on ne peut pas exclure la présence de la nappe à partir de cette profondeur. Par conséquent il faudrait prévoir la présence d'eau, potentiellement agressive pour le béton, dans le creusement. La présence d'eaux potentiellement agressives est confirmée aussi par les résultats des essais de laboratoire pour l'agressivité des terrains au béton.

- **Du pk 58+430 au 58+585**

A partir du pk 58+540 les couvertures commencent à descendre jusqu'à arriver à 27 m environ.

Les données du sondage B8 et la présence d'un plan de faille à la limite gauche, mettent en évidence que dans ce secteur le creusement sera surtout dans les calcaires gris – blanchâtres.

Toutefois, puisque la reconstruction met en évidence la présence d'un contact lithologique entre les deux formations peu au-dessus de la voûte, on ne peut pas exclure que les calcirudites aussi puissent être creusées.

En outre, la présence d'une zone karstifiée a été supposée jusqu'au pk 58+540 environ, aussi bien sur la base des évidences morphologiques en surface, qu'à la cote du tunnel. Le karst pourrait être favorisé par la présence de surfaces tectoniques en effet, la zone détériorée est plus grande que celle intéressée par la dissolution karstique. Le long de ce secteur on pourrait rencontrer des phénomènes karstiques très diffusés, desquels on a évidence aussi en surface.

On n'a pas reconnu de surfaces de faille, car les caractéristiques morphologiques ont été oblitérées par le karst et par la couverture végétale épaisse ; toutefois on ne peut pas exclure leur présence. Le long de ces surfaces une détérioration des conditions du massif rocheux est attendue.

Par conséquent il est possible que, pendant le creusement, d'autres plans associés qui n'ont pas été relevés, puissent être rencontrés, puisqu'ils n'ont pas d'évidences morphologiques. Le long de ces surfaces une détérioration des conditions du massif rocheux est attendue.

Aucun phénomène lié à la gravité n'a été reconnu pouvant conditionner le système ouvrage – pente.

On n'a pas relevé de nappe phréatique jusqu'à la profondeur de 50 m, toutefois on ne peut pas exclure la présence de la nappe à partir de cette profondeur. Par conséquent il faudrait prévoir la présence d'eau, potentiellement agressive pour le béton, dans le creusement. La présence d'eaux potentiellement agressives est confirmée aussi par les résultats des essais de laboratoire pour l'agressivité des terrains au béton.

- **Du pk 58+585 au 58+900**

Dans ce secteur la couverture sur la voûte est d'environ 25 m. La reconstruction effectuée prévoit la présence d'une faille avec un angle fort, bien que la couche de couverture très épaisse (sol, ébouillis de pente et dépôts à blocs) présente dans le secteur, en masque les évidences morpho – tectoniques.

Toutefois, ce plan a été supposé sur la base de : plans de faille secondaires ou discontinuités qu'on a pu observer à la méso – échelle en affleurement, l'absence en affleurement et dans le sondage des calcirudites qui affleurent diffusément dans les autres secteurs ; un dépôt avec une forte épaisseur constituée de blocs et cailloux avec des arêtes vives, qui témoignent un transport très limité.

Dans cette interprétation, les dépôts de mur de la faille auraient été soulevés par le mouvement tectonique, érodés par les agents atmosphériques et le talus de faille démantelé par des phénomènes de chute et érosion, jusqu'à atteindre l'inversion du relief (érosion différentielle).

Aucun phénomène lié à la gravité n'a été reconnu pouvant conditionner le système ouvrage – pente. Les mesures du niveau piézométrique disponibles (sondage B7) mettent en évidence la présence d'une nappe ; par conséquent dans le creusement il faut prévoir la présence d'eau potentiellement agressive pour le béton.

La présence d'eaux potentiellement agressives est confirmée aussi par les résultats des essais de laboratoire pour l'agressivité des terrains au béton.

- **Du pk 58+590 au pk 58+655**

Dans ce secteur la couverture sur la voûte diminue progressivement de 25 m jusqu'à 6 m près du portail Est.

Dans le secteur un sondage carotté de 30 m de profondeur (B7) a été exécuté. Le creusement du tunnel au début sera dans les calcaires gris et après se fera dans un front d'excavation mixte avec des dépôts en blocs en pourcentage croissant vers le portail Est (côté Bejaïa).

Vu la faible couverture, on peut supposer que les caractéristiques des dépôts du Miocène également soient de mauvaise qualité. Aucun phénomène lié à la gravité n'a été reconnu pouvant conditionner le système ouvrage – pente.

Les mesures du niveau piézométrique disponibles (sondage B7) mettent en évidence la présence d'une nappe ; par conséquent dans le creusement il faut prévoir la présence d'eau potentiellement agressive pour le béton. La présence d'eaux potentiellement agressives est confirmée aussi par les résultats des essais de laboratoire pour l'agressivité des terrains au béton.

- **Du pk 58+655 au pk 58+700 (portail est)**

Le portail côté Bejaïa est situé peu en amont de celui de la ligne ferroviaire existante.

Dans ce secteur un puits (PZ2) a été réalisé.

Le modèle géologique reconstruit met en évidence une épaisse couche de couverture (sol, ébouillis de pente, dépôts à blocs), comme on l'a observé aussi dans le sondage B7, qui intéressera la plupart des excavations.

Il n'y a pas de claires évidences de mouvements de terrain.

La nappe mesurée dans le sondage B7 devrait s'approfondir progressivement vers le minimum de drainage constitué par le cours d'eau, donc elle ne devrait pas interférer de façon significative avec la réalisation du portail.

Toutefois on ne peut pas exclure la présence de manifestations hydriques, avec caractère éphémère, liées à des événements météorologiques. La présence d'eaux potentiellement agressives est confirmée aussi par les résultats des essais de laboratoire pour l'agressivité des terrains au béton.

Classification A.F.T.E.S

Selon la résistance :

Tableau Classification des terrains d'après les recommandations de l'AFTES

Catégorie	Désignation	Exemples	Rc (MPa)
R1	Roche de résistance très élevée	Quartzites et basaltes de résistance élevée	> 200
R2a	Roche de résistance élevée	Granits très résistants, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	200 à 120
R2b		Granits, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement dolitis, marbres, dolomies, conglomérats compacts	120 à 60
R3a	Roche de résistance moyenne	Grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	60 à 40
R3b		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne, marnes compactes, conglomérats peu consistants	40 à 20
R4	Roche de faible résistance	Schistes ou calcaires tendre ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudingues, craie	20 à 6
R5a	Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux, gypses ou craies altérées	6 à 0,5
R5b		Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés	< 0,5
R6a	Sols plastiques ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argileux, limons fins	/
R6b		Tourbes silts et vases peu consolidés, sables fins sans cohésion	

Résultats de classification :

Tableau classification de l'AFTES selon la résistance des terrains

Terrain	Terrain 1		Terrain 2		Terrain 3	
Partie	B6 Sup	B6 Inf	B8 Sup	B8 Inf	B7 Sup	B7 Inf
Rc (MPa)	7.3	20	16.4	32.4	%10%	136.09%
Description	Conglomérats	Argile schisteuse	Calcaire	Gypses	Grès + cailloux	Grès
Classe	R4	R3b	R4	R3b	R4	R2a%

III.2.3 Classification selon Z. Bieniawski

Tableau Détails de la classification RMR, d'après Bieniawski (1989).

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
		Rating	15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1, - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
	General conditions		Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)									
Strike and dip orientations			Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable		
Ratings	Tunnels & mines		0	-2	-5	-10	-12		
	Foundations		0	-2	-7	-15	-25		
	Slopes		0	-5	-25	-50			
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS									
Rating			100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21		
Class number			I	II	III	IV	V		
Description			Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock		
D. MEANING OF ROCK CLASSES									
Class number			I	II	III	IV	V		
Average stand-up time			20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span		
Cohesion of rock mass (kPa)			> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100		
Friction angle of rock mass (deg)			> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15		
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions									
Discontinuity length (persistence)			< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
Rating			6	4	2	1	0		
Separation (aperture)			None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
Rating			6	5	4	1	0		
Roughness			Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided		
Rating			6	5	3	1	0		
Infilling (gouge)			None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm		
Rating			6	4	2	2	0		
Weathering Ratings			Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed		
Rating			6	5	3	1	0		
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**									
Strike perpendicular to tunnel axis					Strike parallel to tunnel axis				
Drive with dip - Dip 45 - 90°			Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°		
Very favourable			Favourable		Very unfavourable		Fair		
Drive against dip - Dip 45-90°			Drive against dip - Dip 20-45°		Dip 0-20 - Irrespective of strike°				
Fair			Unfavourable		Fair				

* Some conditions are mutually exclusive . For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A.4 directly.

** Modified after Wickham et al (1972).

Recommandation de Z. BIENIAWSKI pour le mode d'excavation et de soutènement

Tableau Recommandation d'avant-projet sommaire du creusement et de soutènement

Classe de RMR	Mode d'excavation	Mode de Soutènement		
		Boulons d'ancrage	Béton projeté	Cintres métalliques
A	Creusement à pleine section Pas d'avancement : 3m	Généralement pas nécessaire		
B	Creusement à pleine section Pas d'avancement: 1,5-3m Soutènement complet à 20m du front Espacement : 1,5-2,0m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50mm en voûte si nécessaire	Non rentable
C	Creusement en demi section Pas d'avancement : 1,5-3m en demi-section supérieure Soutènement mis en place à une distance inférieure à 20m du front	Espacement: 1,0-1,5m Treillis soudé +30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100mm en voûte et 50 mm sur les piédroits Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers avec un espacement de 1,5-2,0m
D	Creusement en demi section Pas d'avancement : 1,5-3m en demi-section supérieure Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement à une distance inférieure à 10m du front	Espacement: 0,5-1,0m Treillis soudé+30-50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150mm en voûte et 100mm sur les piédroits Treillis soudé et boulons de 1,5 à 3m d'espacement	Cintres moyens+ 50mm de béton projeté avec un espacement de 0,7-1,5m
E	Creusement en section divisée Pas d'avancement: 0,5-1,5m pour la galerie de tête Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement Mise en place de béton projeté dès que possible	Non recommandé	200mm en voûte et 150mm sur les piédroits Treillis soudé, boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement avec un espacement de 0,7m

L'essai pressiométriques :
Résultats récupérés sur site :

Tableau Résultats d'essais pressiométriques

Sondage	Profondeur (m)	Module pressiométriques EM (Bar)	Pression limite P*LIM (Bar)	E/P*LIM
B6	10	1080.93	36.81	29.37
B6	18	314.71	29.18	10.79
B7	10	365.73	16.33	22.4
B7	18	409.06	33.08	12.37
B8	45	753.18	28.98	25.99
B8	55	217.89	28.58	7.62
B8	65	3005.06	50	60.1



SCHEMA DE PAGES

Échelle 1: 250.000

0 5 10 km

BEJAIA

TUNNEL DE MATEN

TUNNEL SIDI AICH

TUNNEL DE TAKRITZ

BENI MANSOUR

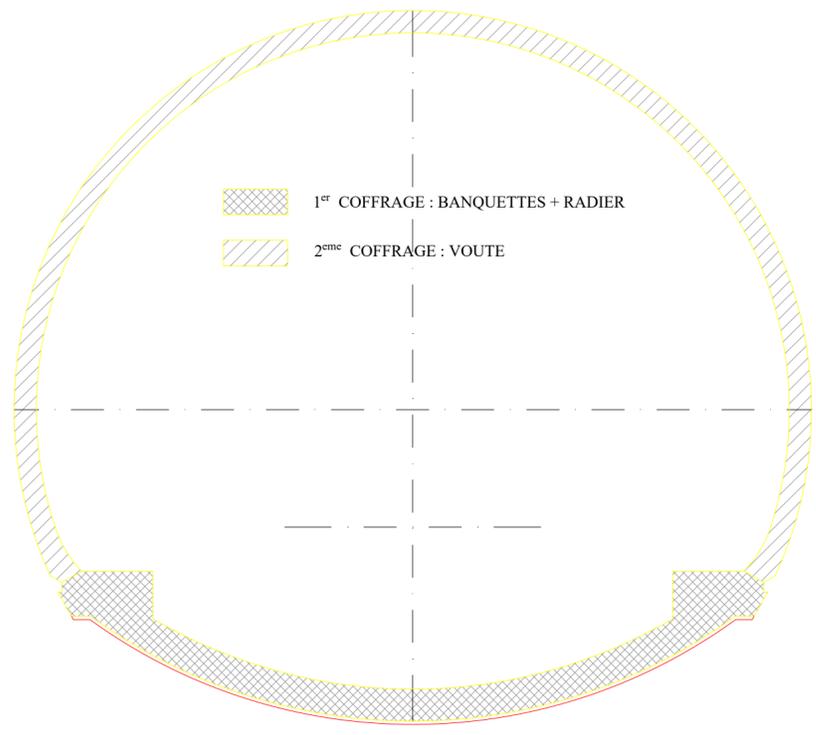
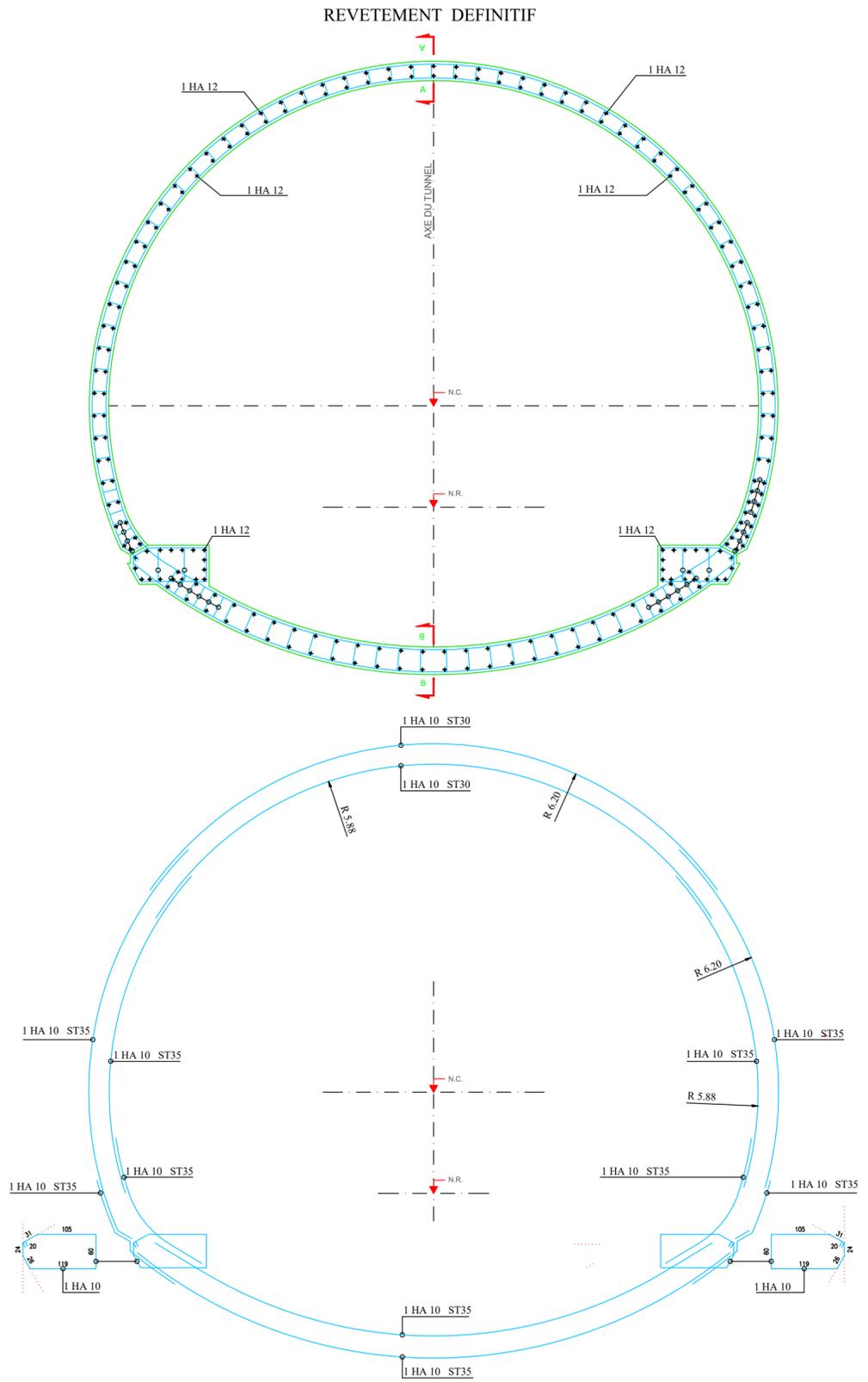


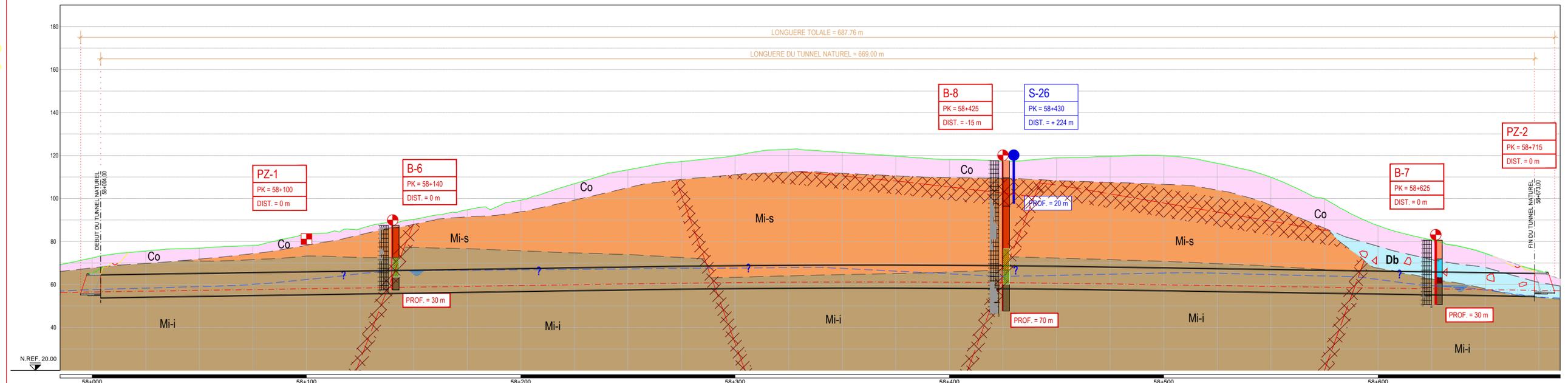
Schéma de coffrage. ECH : 1:100



TITRE DU DOCUMENT

Projet de fin d'étude
Thème : Etude d'un tunnel ferroviaire
au niveau de la commune de Semaoune
Réalisé par : Amine BOUCHALA & Tarek GANA
TUNNEL "EL MATEN"
REVETEMENT DEFINITIF - FERRAILLAGE

PROFIL EN LONG GEOMECHANIQUE Echelle 1:1000



GEOLOGIE-HYDROGEOLOGIE		GEOLOGIE EN PLAN - TECTONIQUE		GEOLOGIE-HYDROGEOLOGIE		GEOLOGIE EN PLAN - TECTONIQUE		GEOLOGIE-HYDROGEOLOGIE		GEOLOGIE EN PLAN - TECTONIQUE	
LITHOLOGIE ATTENDEUE											
UNITE GEOMECHANIQUE		UNITE GEOMECHANIQUE		UNITE GEOMECHANIQUE		UNITE GEOMECHANIQUE		UNITE GEOMECHANIQUE		UNITE GEOMECHANIQUE	
RESISTANCE GLOBALE DU MASSIF (MPa)		RESISTANCE GLOBALE DU MASSIF (MPa)		RESISTANCE GLOBALE DU MASSIF (MPa)		RESISTANCE GLOBALE DU MASSIF (MPa)		RESISTANCE GLOBALE DU MASSIF (MPa)		RESISTANCE GLOBALE DU MASSIF (MPa)	
POIDS VOLUMIQUE (kN/m³)		POIDS VOLUMIQUE (kN/m³)		POIDS VOLUMIQUE (kN/m³)		POIDS VOLUMIQUE (kN/m³)		POIDS VOLUMIQUE (kN/m³)		POIDS VOLUMIQUE (kN/m³)	
ANGLE DE FROTTEMENT φ (°)		ANGLE DE FROTTEMENT φ (°)		ANGLE DE FROTTEMENT φ (°)		ANGLE DE FROTTEMENT φ (°)		ANGLE DE FROTTEMENT φ (°)		ANGLE DE FROTTEMENT φ (°)	
COEFFICIENT DE POUSSEE λ (MPa)		COEFFICIENT DE POUSSEE λ (MPa)		COEFFICIENT DE POUSSEE λ (MPa)		COEFFICIENT DE POUSSEE λ (MPa)		COEFFICIENT DE POUSSEE λ (MPa)		COEFFICIENT DE POUSSEE λ (MPa)	
CONDUCTIVITE K (m)		CONDUCTIVITE K (m)		CONDUCTIVITE K (m)		CONDUCTIVITE K (m)		CONDUCTIVITE K (m)		CONDUCTIVITE K (m)	
INTRINSEQUE		INTRINSEQUE		INTRINSEQUE		INTRINSEQUE		INTRINSEQUE		INTRINSEQUE	
SOUTÈNEMENT		SOUTÈNEMENT		SOUTÈNEMENT		SOUTÈNEMENT		SOUTÈNEMENT		SOUTÈNEMENT	
REVETEM		REVETEM		REVETEM		REVETEM		REVETEM		REVETEM	

LEGENDE DES RISQUES

VRAISEMBLANCE D'OCCURRENCE

- P > 25%
- 5% < P < 25%
- P < 5%

RISQUE

- Faible
- Moyen
- Fort
- Très fort

LEGENDE DE COMPORTEMENT INTRINSEQUE

PROBABILITE

- P > 75%
- 25% < P < 75%
- P < 25%

LEGENDE DE SYMBOLS GEOLOGIQUES

- Zone karstifiée
- Couches de sable
- Zone intensément fracturée
- Faïlle
- Limite géologique
- Niveau piézométrique



SCHEMA DE PAGES

Echelle 1:250.000

0 5 10 km

BEJAIA

TUNNEL DE MATEN

TUNNEL SIDI AICH

TUNNEL DE TAKRITZ

BENI MANSOUR

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 MINISTERE DES TRANSPORTS
 MAITRE D'OUVRAGE : ANESRIIF

الوكالة الوطنية للدراسات و متابعة الاجراء الاستثمارات في السكك الحديدية
 AGENCE NATIONAL D'ETUDE ET SUIVI DE LA REALISATION
 DES INVESTISSEMENTS FERROVIAIRES

MAITRE D'OEUVRE : Groupement SETIRAIL-SAETI-SIDEM

SAETI
 SIDEM ENGINEERING

GROUPEMENT RAIL BENI MANSOUR/BEJAIA (GRBB)

PROJET : Réalisation Des Travaux De Dédoublement De La Voie Et Rectification De Tracé Pour Augmentation De La Vitesse à 160 KM/H De La Ligne BENI MANSOUR-BEJAIA

cosider كوسيدار
 DIRECTION DES TRAVAUX OUVRAGES SPECIAUX
 PROJET M32

ETUDE ET REALISATION DE TROIS (03) TUNNELS DE LA LIGNE FERROVIAIRE BENI MANSOUR-BEJAIA
 TUNNEL TAKRIZT-TUNNEL SIDI AICH-TUNNEL EL MATEN

REVISION REGISTER

REV.	DATE	DESCRIPTION	RED.	VER.	APP.
A	22/01/2016	PREMIERE DIFFUSION	PFN	NRZ	CCN

TITRE DU DOCUMENT
 MISSION 3 - CAMPAGNE D'INVESTIGATIONS COMPLEMENTAIRES
 TUNNEL "EL MATEN"
 SERIE 200 - CAMPAGNE GEOTECHNIQUE COMPLEMENTAIRE
 PROFIL EN LONG GEOMECHANIQUE

CODE DU DOCUMENT
 MEW004-D-TUN-GEO-EM-007-01_A

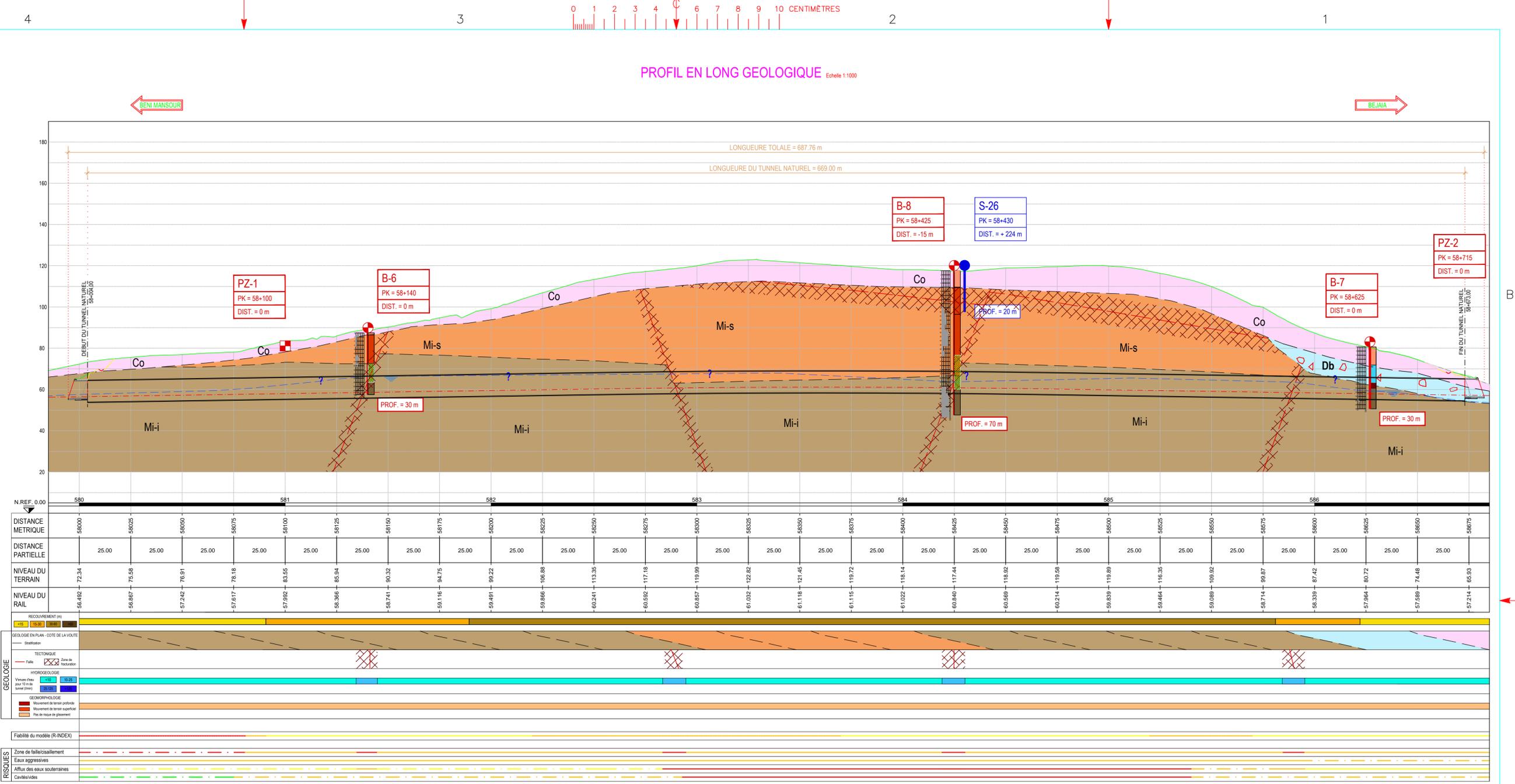
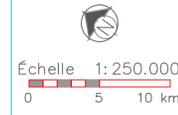
ÉCHELLE
 1:1000

FORMAT A1 (mm)

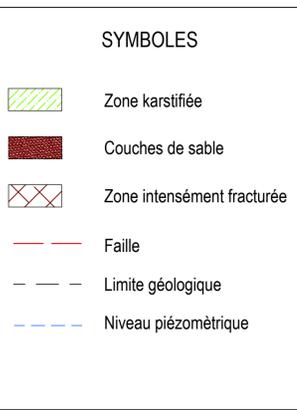
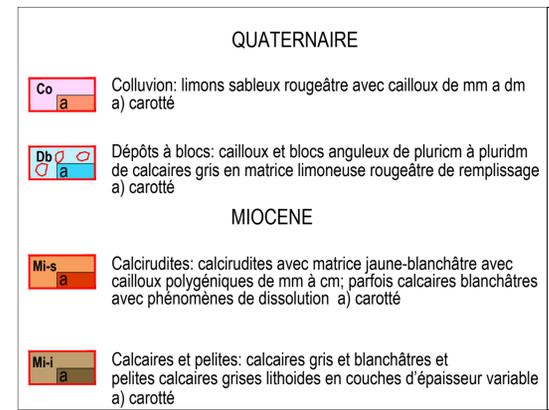
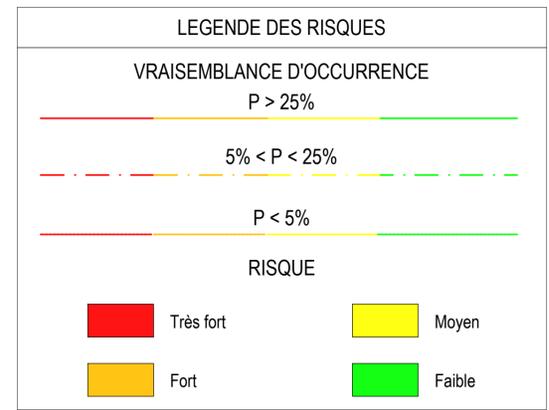
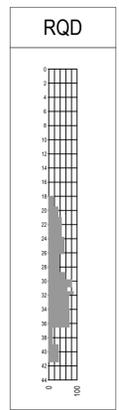
PROFIL EN LONG GEOLOGIQUE Echelle 1:1000



SCHEMA DE PAGES



N.REF. 0.00	580	581	582	583	584	585	586
DISTANCE METRIQUE	58000	58025	58050	58075	58100	58125	58150
DISTANCE PARTIELLE	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
NIVEAU DU TERRAIN	72.34	75.58	76.91	78.18	83.55	85.94	90.32
NIVEAU DU RAIL	56.492	56.887	57.242	57.617	57.992	58.366	58.741



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 MINISTERE DES TRANSPORTS
 MAITRE D'OUVRAGE : ANESRF

MAITRE D'OEUVRE : Groupement SETIRAIL-SAETI-SIDEM

GROUPEMENT RAIL BENI MANSOUR/BEJAIA (GRBB)
 PROJET : Réalisation Des Travaux De Dédoublment De La Voie Et Rectification De Tracé Pour Augmentation De La Vitesse à 160 KM/H De La Ligne BENI MANSOUR-BEJAIA

cosider *كوسيدار*
 DIRECTION DES TRAVAUX OUVRAGES SPECIAUX
 PROJET M32
 ETUDE ET REALISATION DE TROIS (03) TUNNELS DE LA LIGNE FERROVIAIRE BENI MANSOUR-BEJAIA
 TUNNEL TAKRIEZT-TUNNEL SIDI AICH-TUNNEL EL MATEN

REV.	DATE	DESCRIPTION	RÉD.	VER.	APP.
A	22/10/2015	PREMIERE DIFFUSION	KCL	CHB	NLI

RÉDACTION : B.KACEL
 VÉRIFICATION : B.CHIBANE
 APPROBATION : D.NAILI

TITRE DU DOCUMENT : MISSION 3 - CAMPAGNE D'INVESTIGATIONS COMPLEMENTAIRES TUNNEL "EL MATEN"
 SERIE 200 - CAMPAGNE GEOTECHNIQUE COMPLEMENTAIRE PROFIL EN LONG GEOLOGIQUE
 CODE DU DOCUMENT : MEW004-D-GEO-GEO-EM-005-01_A
 ÉCHELLE : 1:1000
 FORMAT A1 (mm)

Résumé

Notre travail consiste à l'étude et du tunnel « SEMAOUN » de la ligne ferroviaire Beni Mensour-Bejaia. A cet effet, on a dimensionné les soutènements par les méthodes empiriques, et on a vérifié leurs stabilités à l'aide de la méthode convergence-confinement et du logiciels Plaxis 2D. Afin d'assurer la stabilité du tunnel à long terme, on a procédé à un revêtement définitif a l'aide du logiciel ROBOT et le ferrailage avec le logiciel EXPERT BA.

Mots clé : tunnel, soutènement, excavation, convergence, stabilité.

Abstract

Our work consists of the study of the "SEMAOUN" tunnel of the Beni Mensour-Bejaia railway line. In order to do this, we dimensioned the supports by empirical methods, and we verified their stability with the help of the convergence-confinement methode and Plaxis 2D software. And in order to ensure the long-term stability of the tunnel, a final lining was carried out using the software ROBOT.

Keywords : tunnel, support, excavation, convergence, stability.

Tagdwit

Lkhedma-negh taana leqraya n le tunnel idizgan g tghiwant n SEMAOUN ,lekdic ayi ilad ilmend n ochanti idhegan lesraves nougdud iwaken adreqaan ifili aqdim n tmachint daghen adessalin azrag.leqdish ayi naalit s kra n taghrasin .ntal daghen i tawart s aghawas Plaxis 2D.Daghen ntal i tawart n tuskiwt s aghawas ROBOT.

Taguri n tasarut : Takkalt ,taghuzi , tawart, ammrws.

ملخص

تكون عملنا من دراسة نفق "سمعون" لخط سكة حديد بني منصور بجاية. تحقيقا لهذه الغاية، تم تحديد أبعاد الدعامات باستخدام الأساليب التجريبية، وتم التحقق من ثباتها باستخدام طريقة التقارب والحصر وبرنامج Plaxis 2D من أجل ضمان استقرار النفق على المدى الطويل، تم تنفيذ البطانة النهائية باستخدام برنامج ROBOT والتعزيز باستخدام برنامج EXPERT BA .

الكلمات المفتاحية: نفق، دعامة، حفریات، تقارب، استقرار