

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

Université Ahmed Draia Adrar
Faculté Des Sciences et de Technologies
Département Des Sciences et Technologie



Mémoire De Fin D'étude En Vue De L'obtention Du Diplôme :

Master En Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté Par :

Barmaki Abdelghani

Moulay Mohammed

THEME

**CONCEPTION ET CALCUL DU TUNNEL T2 DE LA
NOUVELLE LIGNE ELECTRIFIEE BOUGHEZOUL –
DJELFA PAR LA METHODE CONVERGENCE-
CONFINEMENT**

Jury d'évaluation composé de :

MOULAY OMAR Hassan	Université d'Adrar	Examineur
BEKRAOUI Kelthoum	Université d'Adrar	Examineur
BENNACER Lyacine	Université d'Adrar	Encadreur

Année Universitaire 2021-2022

REMERCIEMENTS

Louanges à ALLAH le tout puissant, de ma avoir aidé à réaliser Ce modeste projet.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance à Dr. Bennacer pour son suivi durant l'évolution de ce travail, ainsi que ses conseils avisés, et ses remarques pertinentes.

Nous remercions également les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Remerciements particuliers à nos chers parents pour leur soutien moral pour compléter ce travail.

Nous tenons également à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Table des matières

Introduction Générale:	1
Chapitre I : généralités sur les tunnels	Error! Bookmark not defined.
I.1. Introduction:	2
I.2.Définition et classification ouvrages souterrains :	2
I.2.1.Tunnel de communication :	2
I.2.2.Tunnels ou galeries de transport :	2
I.3. Mode de creusement d'un tunnel :	3
I.3.1.Creusement à l'explosif :	3
I.3.2. Excavation avec des machines de creusement:	3
I.3.2.1.machines à attaque ponctuelle :	4
I.3.2.2.Machines à attaque globale:	4
I.3.3.Creusement dans les terrains meubles :	5
I.4.Techniques de creusement :	5
I.4.1.Méthode à pleine section :	6
I.4.2. Méthode à en demi section :	6
I.4.3.Méthode à sections divisées:	7
I.5. Soutènements et revêtements:	7
I.5.1.Classification des modes de Soutènements:	7
I.5.1.1. Les soutènements agissant par supportage :	7
I.5.1.2.Soutènement exercé en appliquant une pression de confinement au sol environnant :	10
I.5.1.3. Soutènement exerçant à la fois une pression de confinement et agissant comme renfort du sol environnant (armature) :	10
I.5.1.4.les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques:	11
I.5.2. Revêtement :	11
I.5.2.1.Les différents types de revêtement:	11
I.5.2.2.L'étanchéité :	13
I.5.2.3.Bétonnage :	13
I.6. L'éclairage Des Tunnels:.....	13

I.6.1.Objectifs de l'éclairage:	14
I.6.2 Zones d'éclairage:.....	14
I.6.3. Classification des tunnels pour l'éclairage [14]:.....	14
I.7. Ventilation:	15
I.7.1. Rôles de la ventilation dans un tunnel:	15
I.7.2. Les différents types de ventilation dans un tunnel:.....	15
I.7.2.1 Ventilation longitudinale d'un tunnel:.....	15
I.7.2.3.Ventilation transversale d'un tunnel:	16
II. Chapitre II : Présentation de Projet et de Site [15]	19
II.1 Introduction :	19
II.2 Présentation de projet :.....	19
II.2.1 Caractéristiques générales :.....	19
II.2.2 Dimensionnement de tunnel:	19
II.3 Présentation de site :	22
II.3.1 Localisation du site d'étude :	22
II.3.2 Encadrement géologique :.....	22
II.3.3 Tectonique et sismicité :.....	24
II.3.4 Hydrogéologie :	24
II.3.5 Reconnaissances géologiques :.....	25
II.3.6 Historique du massif :.....	27
II.3.7 Tectonique du massif :	27
II.3.8 Localisation des failles et zones fracturées :.....	29
II.3.9 Reconnaissances hydrogéologiques :.....	29
II.3.10 Pluviométrie :.....	29
II.3.11 Reconnaissances géotechniques :	31
II.3.12 Aspects géologiques et géotechniques :.....	32
II.3.13 Zonage géotechnique :	33
II.4 Conclusions :.....	38
Chapitre III : Pré-dimensionnement de soutènement	40
III.1. Introduction:	40
III.2. Méthodes empiriques:	40
III.2 .1.Méthode de TERZAGHI :	41
III.2.2. Méthode de LAUFFER [11] :.....	42

III.2.3. Méthode de BIENIAWSKI :	44
III.2.4.Méthode de BARTON :	48
III.2.4 Méthode de l' AFTES:	52
III.3. Conclusion :	55
Chapitre IV : dimensionnement avec la méthode de convergence-confinement .Error! Bookmark not defined.	
IV.1 Introduction :	56
IV.1.1. Convergence:	56
IV.1.2. Le confinement:	56
IV.2 Domaines d'utilisation:	56
IV.3 Principe générale de la méthode :	57
IV.4 Hypothèses de la méthode :	57
IV.5 Etapes De Calcul:	57
IV.6 Courbe de convergence :	57
IV.7 Etapes de calcul:	58
IV.8 Courbe De Confinement :	60
IV.9 SOUTENEMENTS:	60
IV.9.1 Coque en béton:	60
IV.9.2 Cintres métalliques:	61
IV.9.3 Les boulons radiaux :	61
IV.10 APPLICATION DE LA METHODE POUR NOTRE TUNNEL :	62
IV.10.1 Caractéristiques géotechnique du sol:	62
IV.10.2 Pour La Zone 01:	63
IV.10.3 Pour La Zone 02:	65
IV.10.4 On a pour la zone 03:	68
IV.11 Conclusion:	72
CHAPITRE V: CALCUL ET DIMENSIONNEMENT Error! Bookmark not defined.	
V.1. Introduction:	73
V.2. Calcul des charges:	74
V.2.1. Système de surcharges:	74
V.2.2. Théorie de BIERBAUMER:	76
V.2.3 Théorie de TERZAGHI:	77
V.2.5.Théorie de COULOUMB-RANKINE:	79

V.3.Choix de la Méthode:	80
V.4. Calcul des réactions aux appuis:.....	80
V.5. Diagrammes de force à l'aide d'un logiciel de Sap 2000 :	82
V.6. Calcul du soutènement provisoire:	84
V.6.1 Constitution du soutènement provisoire:	84
V.6.2 Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte du béton projeté:.....	85
V.6.3. Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement:	86
V.6.4.Vérification Des Contraintes:	86
V.6.5 Vérification au cisaillement:.....	90
V.7. Conclusion :	92
CONCLUSION GENERALE.....	93

Liste Des Figures

Figure I-1 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif	3
Figure I-2 : Machines à attaque ponctuelle	4
Figure I.3 Machines à attaque globale	5
Figure I-4 : Méthode à pleine section.....	6
Figure I.5 : Creusement en demi-section	6
Figure I.6: Creusement en section divisée	7
Figure I-7 : cintres en bois	8
Figure I-8 : cintres métalliques lourds.....	8
Figure I.9: Les cintres métalliques légers	9
Figure I-10 : Voussoirs en béton	9
Figure I-11 : Le béton projeté	10
Figure I.12: boulons à ancrage	11
Figure I.13 : Les différents types de revêtement	12
Figure I.14 : L'étanchéité du tunnel	13
Figure I.15: L'éclairage Des Tunnels.....	13
Figure I.16: Tunnel de Cornil (RN 89 - Corrèze) L'éclairage de renforcement d'entrée d'un sens joue le rôle de renforcement de sortie pour l'autre sens.....	14
Figure I.17: batterie d'accélérateurs.....	15
Figure I.18: principe du désenfumage en stratégie longitudinale.....	16
Figure I.19: Ventilation transversale d'un tunnel.....	16
Figure I.20: principe du désenfumage en stratégie transversale.....	17
Figure II.1: Abaques avec une pression maximale de 10 kPa.....	19
Figure II.2: Section type du tunnel.....	21
Figure II.3:Tracé de la ligne de chemin de fer. Plan géologique de la zone d'implantation des tunnels (extrait de l'APS), Tunnel T2 du pk 232+575 au pk233+400.....	22
Figure II.4:Carte tectonique de l'Algérie du nord.....	28
Figure II.5:Profil longitudinal du tunnel – Modèle géologique.....	33
Figure III.1 : Zone décomprimée au dessus d'une cavité (K. Terzaghi 1946) [9]...	41
Figure III.2: Exemple de calcul d'un RQD.....	43
Figure III.3: type de soutènement en fonction de RQD. Et de la portée du tunnel (D'après LAUFER) [11].....	44
Figure III.4 : Relation entre (Q - De) et les catégories de soutènement [17] (Barton et al 1974).....	50
Figure IV.1. : Convergence-confinement.....	56
Figure IV.2 : Courbe convergence confinement de ZG 01.....	64
Figure IV.3 : Courbe convergence confinement de ZG 02.....	67
Figure IV.4 : Courbe convergence confinement de ZG 03.....	71
Figure V.1: répartition des charges autour d'une cavité.....	74
Figure V.2: Hypothèse de calcul de BIERBAUMER.....	76
Figure V.3:Hypothèse de calcul de TERZAGUI.....	77
Figure V.4: Théorie des poids des terres.....	78
Figure V.5: voûte assimilée à un arc bi encastéré.....	80

Liste des photos

Photo II.1: Situation approximative de la zone d'étude (T1+T2) (Google Earth 30/07/2013)	22
Photo II.2: Photographies du Sondage SC-205 entre 0 m et 10 m de profondeur. Détail du groupe géotechnique Ct, grès fin à très fin, avec ciment siliceux.....	26
Photo II.3 : Affleurement rocheux des grès.....	26
Photo V.1: Distribution de la charge horizontale agissant sur le soutènement provisoire de la galerie.....	82
Photo V.2: Diagramme du moment fléchissant.....	83
Photo V.3: Diagramme de l'effort normal.....	83

Liste des tableaux

Tableau II.1:Ajustement à une loi racine-normale des pluies annuelles.....	30
Tableau II.2:Ajustement à une loi de Gumbel des pluies maximales journalières.....	30
Tableau II. 3: Essais de laboratoire effectués dans les échantillons du sondage S-205...	32
Tableau II.4:Zonage géotechnique.....	34
Tableau II. 5:Estimation du zonage géotechnique.....	37
Tableau III 1.Paramètres utilisés pour la modélisation.....	41
Tableau III.2: Hauteur de terrain décomprimée au-dessus d'une cavité [17].....	42
Tableau III.3: Classification de la roche suivant R.Q.D.....	43
Tableau III. 4: Paramètres de classification des roches [17].....	45
Tableau III.5:Note d'ajustement pour l'orientation des joints [17].....	46
Tableau III.6: Classe de la roche en fonction de RMR [17].....	46
Tableau III.7: Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Z.BIENIAWSKI [17].....	47
Tableau III.8: Qualité de la roche en fonction de l'indice Q [11].....	49
Tableau III.9: Classification de la roche selon la résistance à la compression.....	53
Tableau III. 8:Montre un exemple de l'analyse de l'emploi de différents soutènements en fonction de ces catégories d'après l'AFTES (group de travail N° 7) [17].....	54
Tableau IV.1: Caractéristique géotechnique de sol.....	56
Tableau IV.2: Les valeurs de la courbe de terrain 1.....	65
Tableau IV.2: Les valeurs de la courbe de terrain 2.....	69
Tableau V.1: Les caractéristiques de sol.....	73
Tableau V.3: Résultats des charges avec la méthode de BIERBAUMER.....	77
Tableau V.4: Résultats des charges avec la méthode de TERZAGUI.....	78
Tableau V.5: Résultats des charges avec la méthode des poids des terres.....	79
Tableau V.6: Coefficient d'influence.....	79
Tableau V.7: Charges conclus.....	80
Tableau V.8: Les coefficients des réactions des appuis.....	81
Tableau : V.9: Réactions des appuis.....	82

ملخص:

يتطلب عبور التضاريس الصعبة والعقبات الطبيعية من المصممين بناء هياكل واسعة النطاق، وهي الجسور والأنفاق لتلبية معايير المرور التي تتطلبها اللوائح المعمول بها. الغرض من هذه الدراسة تحديد طريقة الحفر وتصميم الدعم المناسب للنفق T2 للخط المكهرب الجديد الرابط بين بوغزول الجلفة. **الكلمات المفتاحية:** نفق، حفر، ابعاد، استناد.

Résumé :

La traversée des reliefs difficiles et des obstacles naturels impose aux concepteurs de réaliser des ouvrages de grande envergure à savoir les ponts et les tunnels pour satisfaire aux normes de circulations exigées par la réglementation en vigueur.

Le but de cette étude est de déterminer la méthode d'excavation et le dimensionnement de soutènement approprié pour le tunnel T2 de la nouvelle ligne électrifiée Boughzoul-Djelfa.

Les mots clés : Tunnel, excavation, dimensionnement, soutènement

Abstract:

The crossing of difficult reliefs and natural obstacles requires designers to build large-scale structures, namely bridges and tunnels, to meet the traffic standards required by the regulations in force.

The aim of this study is to determine the drilling method and the dimensioning of support for the tunnel T2 of the new electric line BOGZOUL-DJELFA.

Key words: Tunnel, excavation, dimensioning, support.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

S'il est un domaine du Génie Civil qui demeure encore mystérieux, c'est bien celui des travaux souterrains. Par voie de conséquence, et depuis maintenant des années, on ne cesse d'améliorer le processus de creusement moyennant des études plus approfondies et des techniques plus développées pour rendre compte du comportement complexe des terrains autour de l'excavation répondant à un besoin croissant de compréhension des différents mécanismes observés et de limitation des mouvements causés par de tels ouvrages.

En effet, l'exaltation pour l'espace souterrain s'est renforcée depuis la fin du siècle dernier dans la mesure où il répond bien à l'évolution sociétale actuelle : croissance démographique, mobilité croissance des biens et des personnes, réflexe écologique. Par conséquence, les tunnels permettent un important gain de place et une diminution des pollutions atmosphériques, sonores et visuelles ; critères de première importance en zone urbaine où la maîtrise des déformations et la limitation des tassements s'y ajoute et devient la problématique prépondérante.

Pour atteindre l'objectif visé, notre travail est structuré suivant le plan ci-dessous :

Le premier chapitre, présente des généralités sur les tunnels, et don Le deuxième chapitre, est destiné à la description générale de tunnel T2 de la nouvelle ligne électrifiée Boughzoul-Djelfa, ainsi une présentation des travaux de reconnaissance du tronçon étudié.

Dans le troisième chapitre nous avons présenté le Pré-dimensionnement du soutènement de tunnel.

Le quatrième chapitre est consacré au calcul analytique d'interaction entre le massif excavé et le soutènement choisi, par la méthode dite (convergence confinement).

Dans le cinquième chapitre nous avons présenté le calcul et dimensionnement du tunnel avec la méthode de convergence-confinement.

CHAPITRE I
GÉNIALITÉS SUR LES TUNNELS

I.1. Introduction

Les tunnels sont surtout décriés pour des raisons économiques, voire sociologiques et stratégiques à l'époque moderne, alors que le taux de croissance des habitants augmente de jour en jour, entraînant une augmentation du trafic, ils sont devenus incontournables à l'époque moderne pour diverses fins de communication.

Il s'agit en effet d'ouvrages souterrains destinés à créer une liaison entre deux points pour créer la possibilité de transport ou de communication en supprimant les barrières topographiques et urbaines qui les séparent.

I.2. Définition et classification ouvrages souterrains

Un tunnel est un passage souterrain qui permet l'accès aux moyens de communication (voies ferrées, canaux, routes, trottoirs). On peut classer les grands projets de conservation des eaux souterraines dans les tunnels, tels que les aqueducs, les collecteurs et les émissaires pour l'alimentation ou l'évacuation de l'eau, ainsi que certaines conduites associées aux barrages et aux centrales hydroélectriques [1].

Par conséquent, la classification des tunnels sera basée sur leur destination, leur emplacement et leur emplacement géographique, il existe deux catégories principales basées sur l'emplacement géographique [2].

I.2.1. Tunnel de communication

- Tunnels ferroviaires.
- Tunnels de routiers.
- Tunnels pour piétons.
- Tunnel ou galeries de navigation.
- Tunnel de métro.

I.2.2. Tunnels ou galeries de transport

- Tunnels pour aménagement hydroélectrique.
- Tunnels d'alimentation en eau.
- Tunnels des services industriels.
- Galerie d'égouts.
- Galeries et tunnels des complexes industriels.

I.3. Mode de creusement d'un tunnel

Il existe quatre principales méthodes d'exploitation du tunnel qui peuvent être utilisées. Le choix de la technique à utiliser est un compromis entre la géométrie de l'ouvrage à réaliser, les caractéristiques du terrain à excaver, les spécificités du site et de son environnement, et les contraintes géologiques et hydrogéologiques. Présence d'eau souterraine). Les progrès des techniques d'excavation, de soutènement et d'enrobage de ces dernières années permettent désormais de construire des ouvrages sur tous types de terrains [1].

I.3.1. Creusement à l'explosif

Pendant de nombreuses années, le dynamitage a été la méthode la plus utilisée pour creuser des tunnels dans des roches de dureté moyenne élevée, à tel point qu'il est également connu sous le nom d'excavation conventionnelle. D'un point de vue technique ou économique, il est souvent utilisé pour la construction de tunnels dans la roche où le dynamitage manuel (marteaux-piqueurs, pelles hydrauliques) ou le terrassement mécanique n'est plus possible. Peut travailler en sections complètes et partielles (pour les grandes sections, les terrains médiocres, ou lorsque l'orientation du banc est défavorable aux coups perçants horizontaux). La séquence de tir prévoit généralement de faire exploser la charge située au centre du visage d'abord pour dégager le bouchon, puis de faire exploser de plus en plus de charges périphériques avec un retard de quelques microsecondes [3].

Cette technique d'abattage est effectuée de façon circulaire pour chaque vol vers l'avant selon les opérations de base suivantes (détaillées dans la figure I.1).

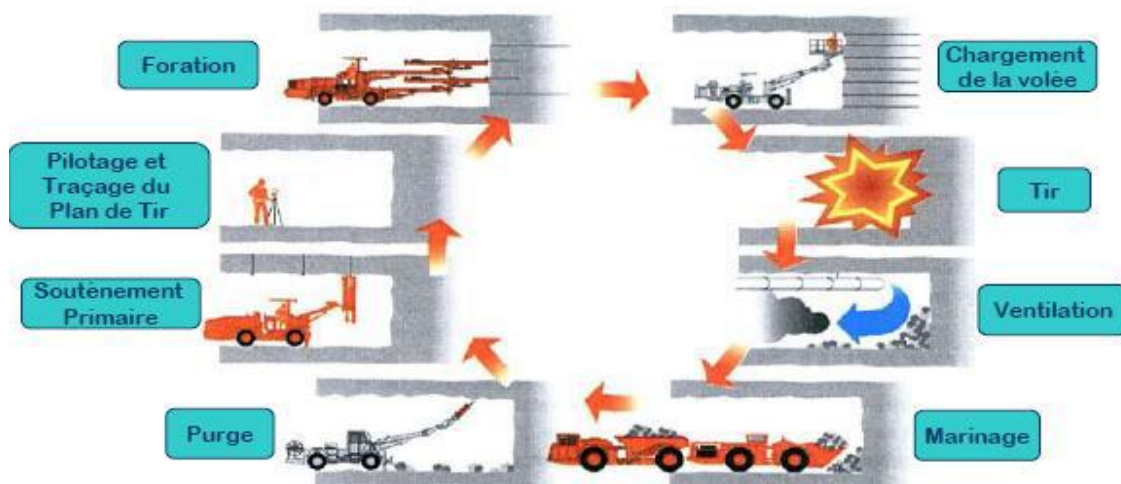


Figure I-1 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif

I.3.2. Excavation avec des machines de creusement

Les conceptions de ces machines sont généralement directement héritées des plates-formes minières en deux catégories, à savoir les machines d'attaque ponctuelle et les machines d'attaque globale [4].

I.3.2.1. Machines à attaque ponctuelle

Ils sont généralement montés sur des châssis chenillés automoteurs. Le châssis supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête de fraisage capable de balayer une surface frontale plus ou moins importante autour de sa position moyenne (montré sur la figure I.2). Dans une machine d'attaque radiale, l'outil tourne autour d'un axe qui se prolonge comme un bras. Dans une machine à attaque latérale, les couteaux, également appelés tambours, tournent autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaquent tangentiellement la face avant. Dans le premier cas, l'excavation de chaque couche commence par l'exécution d'un forage perpendiculaire à la surface frontale, permettant à l'outil de pénétrer dans le sol, et se poursuit par un fraisage incrémental de la paroi pré-excavée. Par conséquent, la fraise doit être équipée d'outils permettant ces deux modes d'excavation en continu. Dans le second cas, le creusement est toujours réalisé en principe par fraisage tangential à la surface cylindrique du « tambour » [4].



Figure I-2 : Machines à attaque ponctuelle [4].

I.3.2.2. Machines à attaque globale

Elles sont caractérisées par le fait qu'elles possèdent une tête d'excavation circulaire et rotative, capable d'excaver en une seule opération la totalité de la section (figure I.3). Le revêtement définitif du tunnel n'étant pas mis en place à l'avancement, elles comportent obligatoirement une structure de réaction arrière permettant de reporter la poussée de la machine sur le terrain par l'intermédiaire de grippeurs ou patins d'ancrage latéraux qui prennent appui sur les parois de la galerie. Les grippeurs sont solidaires d'une structure

d'appui qui est maintenue fixe pendant la phase d'excavation, la tête foreuse progressant alors en couissant à l'intérieur de cette structure par l'intermédiaire de vérins longitudinaux.

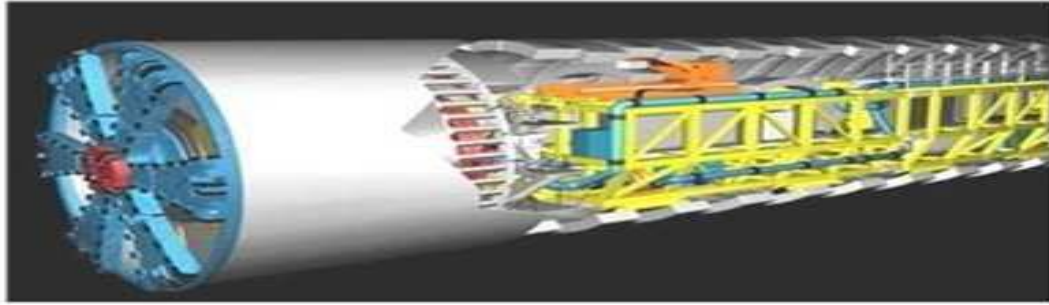


Figure I-3 : Machines à attaque globale

I.3.3. Creusement dans les terrains meubles

Cette méthode permet de réaliser des travaux de creusement dans des situations de sécurité optimales et à des coûts très compétitifs. Les stratégies de creusement au tunnelier pressurisé se révèlent souvent inadaptées ou coûteuses dans les sols présentant une certaine résistance satisfaisante, alors l'utilisation des stratégies de creusement traditionnelles (à l'aide de pelle hydraulique, par exemple) doit alors être complétée par des mesures visant à confiner le front et mettre en place le plus rapidement possible le soutènement. Ceci peut être réalisé, au moins partiellement, par la méthode du présoutènement qui consiste à mettre en place en avant du front, un soutènement périphérique, soit à l'aide de renforcements formant une voûte parapluie, soit par une pré voûte obtenue en sciant une saignée périphérique remplie au fur et à mesure de béton projeté. L'utilisation du béton projeté en tant que soutènement primaire dans la construction d'un tunnel dans les sols meubles est un concept relativement nouveau en comparaison avec le creusement dans la roche [5].

I.4. Techniques de creusement

Une technique de construction doit permettre l'abattage et la stabilisation du terrain tout en respectant certains critères d'économie et de rapidité. Plusieurs techniques existent et leur emploi varie selon le type de projet (géométrie de l'ouvrage, profondeur), on distingue trois techniques de creusement [6] :

- Méthode à pleine section.
- Méthode à en demi-section.
- Méthode à sections divisées.

I.4.1. Méthode à pleine section

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois (figure I.4). Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés des roches de bonne ou d'assez bonne tenue pour les explosifs, ou pour les tunnels creusés dans des sols pour être couverte par un jumbo ou une machine à attaque ponctuelle. Dans le cas contraire, la méthode nécessite de gros engins et devient extrêmement coûteuse. [1]



Figure I.4 : Méthode à pleine section [1]

I.4.2. Méthode à en demi section

Dans la méthode de forage en demi-section, la partie supérieure de la section est forée en premier et la partie inférieure est réalisée avec une différence de temps (figure I-5). Si nécessaire, le soutènement doit être renforcé avant le perçage du filetage, aussi bien en partie haute (voûtes, blindage, béton projeté, béton) qu'en partie basse (microbilles sous voûtes, colonnes de jetgrouting en parois latérales). En général, le revêtement final n'est pas mis en place tant que toute la section n'a pas été forée. [7]



Figure I-5 : Creusement en demi-section [7].

I.4.3. Méthode à sections divisées

La question d'une éventuelle attaque d'une partie morcelée est liée à la fois à la stabilité du terrain et à la méthode d'excavation adoptée. Lorsque les propriétés mécaniques du sol sont telles que la stabilité des parois et du front ne peut être garantie si l'on continue à couper d'un coup toute la section et qu'on ne veut pas ou ne peut pas utiliser le bouclier, on adoptera généralement des fosses fendues (figure I.6) [8].

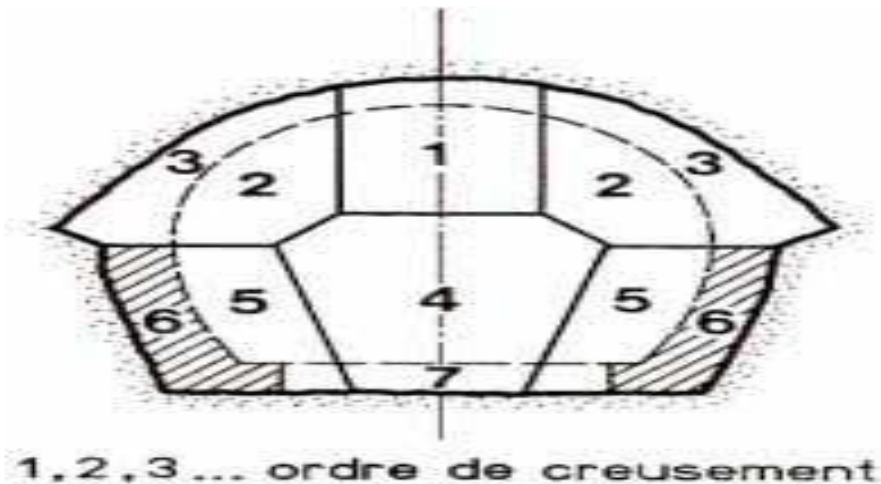


Figure I.6 : Creusement en section divisée [8]

I.5. Soutènements et revêtements

I.5.1. Classification des modes de Soutènements

Le soutènement est une structure qui permet d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant le temps qui s'écoule entre son creusement et la mise en place éventuelle du revêtement définitif. Les soutènements sont généralement classés en quatre catégories principales :

I.5.1.1. Les soutènements agissant par supportage

Les éléments employés sont essentiellement :

I.5.1.1.1. Soutènement par cintres

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit discontinu, qui n'est pas liée de façon intangible au terrain. Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments de :

- Protection (contre la chute des blocs isolés sans chercher à s'opposer aux déformations d'ensemble) ;
- Soutènement (pour ralentir la convergence des parois) ;
- Renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien.

Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres [6] :

I.5.1.1.1.A. Les cintres en bois

Sont de plus en plus rarement utilisés en raison notamment du fait qu'ils nécessitent une main-d'œuvre très qualifiée pour la mise en œuvre ; ils sont réservés aux petits ouvrages ou aux ouvrages de section irrégulière comme le montre la figure I.7 [8].

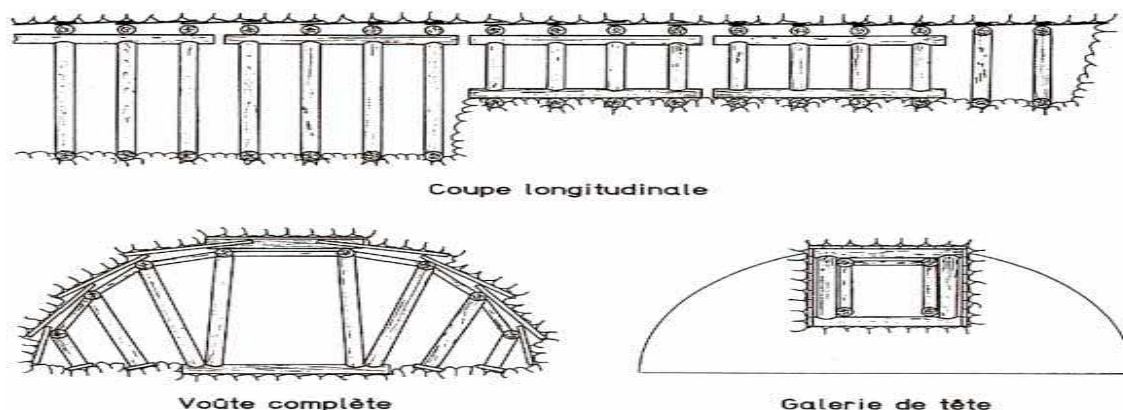


Figure I.7: cintres en bois [8]

I.5.1.1.1.B. les cintres métalliques lourds

Constitué de profilés à forte inertie courbés ou assemblés rigidement, il est capable d'agir comme un véritable support dans la mesure où la section souterraine n'est pas trop importante. Selon leur mode d'assemblage, il peut s'agir de sections simples, jumelées ou en treillis [9] (exemple la Figure I.8).



Figure I.8: cintres métalliques lourds [9]

I.5.1.1.1.C. Les cintres métalliques légers et coulissants

Il se compose de profilés spéciaux, généralement en forme de U, dont l'assemblage permet de contrôler le glissement des éléments d'un même cintre les uns par rapport aux autres. Sa capacité portante est donc limitée à la force nécessaire pour faire glisser l'ensemble (figure I.9) [9].

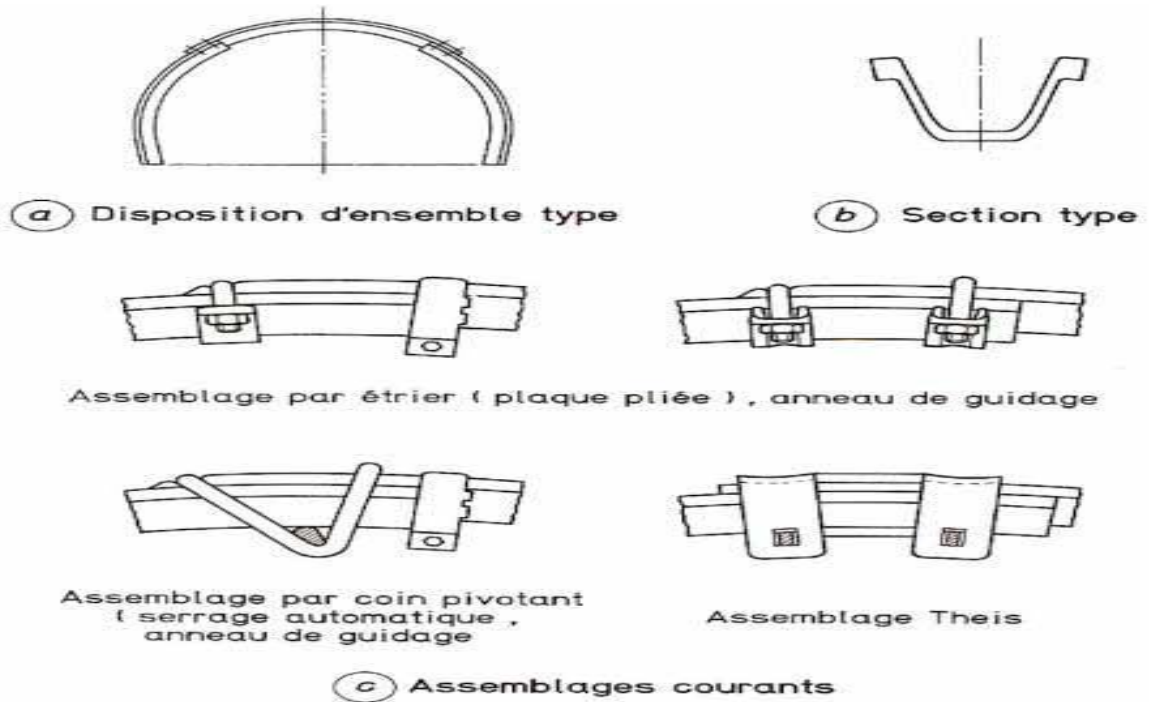


Figure I.9: Les cintres métalliques légers [8]

I.5.1.1.2. Voussoirs en béton

Le revêtement de tunnel, foré à l'aide d'un tunnelier, est composé d'une succession d'anneaux juxtaposés mis en place à l'arrière du bouclier pour assurer immédiatement la stabilisation des terres (voir la figure I.3). Chaque anneau est constitué d'un assemblage d'éléments appelés voussoirs préfabriqués en béton armé, d'épaisseur courante de 20 à 30 cm [7].



Figure I.10: Voussoirs en béton

I.5.1.1.3. Tubes enfoncés (voûte en forme de parapluie)

Les tubes perforés sont considérés comme un procédé de pré-soutènement qui sera installé depuis le front, sur une part ou la totalité du développé, pour être efficace en avant du front. On peut classer les pré-soutènements en 3 types :

- Voûte parapluie
- Pré-voûte

- Anneau renforcé [9].

I.5.1.1.4. Boucliers

Il s'agit d'un système de protection et de support pour un tunnelier, généralement constitué d'un tube métallique épais d'environ le diamètre de la section forée [10].

I.5.1.2. Soutènement exercé en appliquant une pression de confinement au sol environnant

Sont essentiellement :

- Le béton projeté seul.
- Le béton projeté associé à des cintres légers [11].



Figure I.11: Le béton projeté [11].

I.5.1.3. Soutènement exerçant à la fois une pression de confinement et agissant comme renfort du sol environnant (armature)

Ceux-ci sont de deux types : boulons à ancrage ponctuel, boulons à ancrage continu. Le choix entre ces deux types est essentiellement lié à la nature du terrain :

- Le boulon à ancrage ponctuel : plus rapidement mis en place et moins coûteux, nécessite un terrain suffisamment résistant au niveau de l'ancrage figure I.12.
- Le boulon à ancrage continu : peut-être à effet immédiat ou différé, provisoire ou permanent [7].

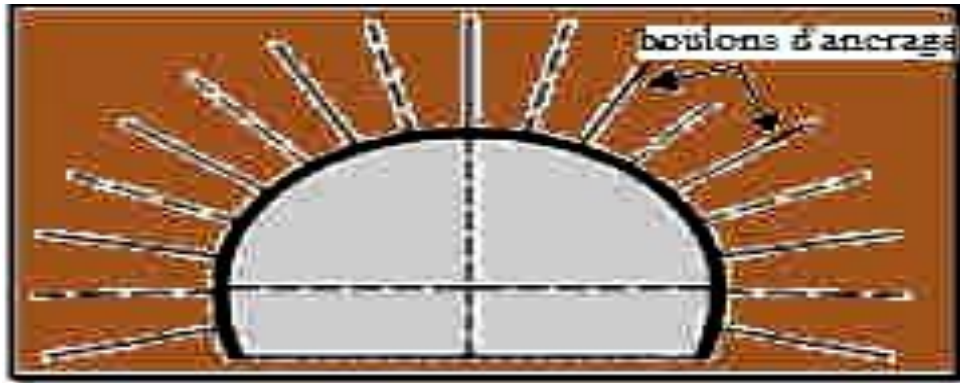


Figure I.12: boulons à ancrage [7].

I.5.1.4. les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques

- Injections de consolidation,
- Air comprimé,
- Congélation [8].

I.5.2. Revêtement

I.5.2.1. Les différents types de revêtement

I.5.2.1.A. Revêtement en béton coffré non-armé

C'est souvent la meilleure solution technique et économique pour répondre à tous les travaux attendus, notamment dans le secteur routier. Pour les tunnels construits séquentielle : le revêtement est réalisé indépendamment des opérations de creusement et de soutènement [9].

I.5.2.1.B. Revêtement en béton coffré armé

Les revêtements en béton armé avec des cavités sont très exceptionnels sous terre. Cette solution est retenue lorsque le revêtement est supposé supporter une charge hydrostatique importante en cas d'étanchéité complète de la structure. Le revêtement peut également être renforcé lorsque son épaisseur est insuffisante pour assurer la stabilité à long terme de la structure, après une convergence excessive [12].

I.5.2.1.C. Revêtement en béton projeté

Le revêtement définitif des tunnels en béton projeté peut être envisagé pour des ouvrages dont les dimensions ne nécessitent pas d'épaisseur de béton supérieure à 15 ou 20 cm. En dehors de ces valeurs, l'utilisation du béton projeté est actuellement moins économique que l'utilisation du béton coulé. A l'avenir, la mécanisation et l'optimisation des sorties de projection pourront modifier cette limite. En revanche, dans le cas des tunnels routiers, l'utilisation du béton projeté est limitée aux

tunnels non ventilés ou dans lesquels le système de ventilation est semi-transversal, puisque le conduit de ventilation est alors en béton coffré.

I.5.2.1.D. Revêtement en voussoirs préfabriqués

Dans le cas d'un revêtement coulé en place, il est généralement nécessaire d'assurer l'étanchéité en réalisant des joints transversaux équipés au droit de chaque point de coulage du béton et le long des appareils à poser. Ces dispositifs doivent être complétés par une injection (généralement d'un mortier de ciment) derrière revêtement. Enfin, lorsque l'on travaille avec un revêtement constitué de profilés préfabriqués, un scellement doit être réalisé sur les quatre faces de chaque profilé. Elle se compose alors de joints préfabriqués en polychlorure de vinyle ou analogues, qui peuvent être préparés aux dimensions des voussoirs (figure I.13).

Ils sont généralement contenus dans une rainure spécialement aménagée à la surface de la section de tuyau. Il peut également comprendre un joint qui contient une partie ou la totalité d'un matériau gonflable à l'eau, c'est-à-dire qu'il a des propriétés de gonflement en présence d'eau. Dans tous les cas, tant que les faces segmentées sont fabriquées avec une précision suffisante (± 1 ou 2 mm), on peut obtenir de bons résultats en revêtement d'étanchéité [8].

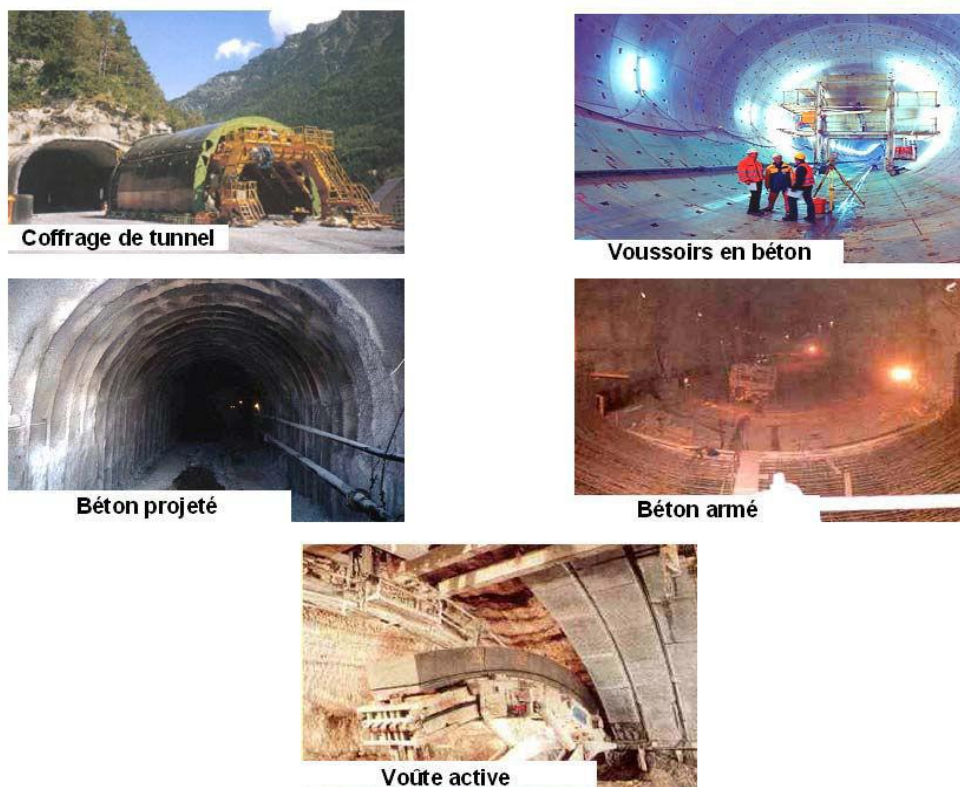


Figure I.13: Les différents types de revêtement [9]

I.5.2.2. L'étanchéité

Le système d'étanchéité joue donc un rôle important et doit répondre à des exigences élevées. Il protège ainsi la structure portante, assure l'exploitation, ainsi que la durabilité et un fonctionnement impeccable des installations techniques dans la construction (figure I.14). Non seulement durant l'exploitation, mais aussi durant la phase de construction, le système d'étanchéité doit résister à diverses sollicitations chimiques et mécaniques [13].



Figure I.14: L'étanchéité du tunnel [13]

I.5.2.3. Bétonnage

Le ciment Portland artificiel (APC) peut avoir été utilisé sur un terrain sec au-delà du Trias. D'autre part, une fois que le terrain est dans un état aquifère, une analyse systématique doit être effectuée pour déterminer le pH de l'eau. Typiquement, le ciment de haut fourneau (CHF) ou le ciment de laitier à clinker (CLK) sera sélectionné. L'utilisation de ciment sur sulfate est réservée au contact avec une eau riche en sélénium. Le dosage variera de 160 à 200 kg/m³ à 400 kg/m³ pour les panneaux non renforcés pour les revêtements renforcés ou non renforcés [6].

I.6. L'éclairage Des Tunnels

Dans la plupart des tunnels, la pénétration normale de la lumière ne garantit pas des conditions de vision satisfaisantes pour les usagers. Il est donc nécessaire d'installer un éclairage artificiel qui offre aux usagers des conditions de vision et de confort satisfaisantes.



Figure I.15: L'éclairage Des Tunnels

I.6.1. Objectifs de l'éclairage

- L'éclairage des tunnels est donc un domaine où l'innovation peut amener des progrès quant à la sécurité, la fiabilité, la réduction des investissements et des coûts d'opération et de maintenance.
- Les objectifs de l'éclairage dans un tunnel : sécurité et confort pendant les déplacements tout en assurant une maintenance accessible.

I.6.2 Zones d'éclairage

Il apparaît ainsi en tunnel deux zones successives :

- La zone dite d'entrée où les niveaux d'éclairement sont renforcés et décroissent progressivement vers l'intérieur de l'ouvrage,
- La zone de section courante qui correspond au reste du tunnel : le niveau y est constant et beaucoup plus faible, mais assure cependant la visibilité nécessaire au conducteur dont l'œil s'est adapté [14].



Figure I.16: Tunnel de Cornil (RN 89 - Corrèze) L'éclairage de renforcement d'entrée d'un sens joue le rôle de renforcement de sortie pour l'autre sens [14].

I.6.3. Classification des tunnels pour l'éclairage [14]

Pour les besoins du projet d'éclairage, il est utile de distinguer deux catégories d'ouvrages :

- Les tunnels "longs" qui comportent à la fois une zone d'entrée et une zone de section courante.
- Les tunnels "courts" où il n'existe pas de section courante, voire pas d'éclairage diurne du tout.
- Les tunnels courts. Il expose les cas dans lesquels on peut se passer d'éclairage diurne et ceux dans lesquels il peut être réduit.

I.7. Ventilation

I.7.1. Rôles de la ventilation dans un tunnel

La ventilation des tunnels est conçue pour maintenir la qualité de l'air au niveau souhaité dans des conditions de fonctionnement normales. En cas d'incendie, son rôle est de protéger les usagers des fumées afin qu'ils puissent évacuer le tunnel et permettre ensuite l'intervention des services de secours et d'incendie.

La ventilation d'un tunnel est un système complexe car il dépend des performances de ventilation de l'ouvrage. Le tunnel est un tout et tous ses éléments influencent les choix de ventilation. Surtout la longueur, le type de trafic, la manière d'assurer l'opération ont une influence décisive [16].

I.7.2. Les différents types de ventilation dans un tunnel

I.7.2.1 Ventilation longitudinale d'un tunnel

En ventilation longitudinale, le courant d'air est en général créé par des accélérateurs. Quand le tunnel est voûté, la meilleure implantation des ventilateurs est en sous-face de la voûte et ne nécessite généralement pas de sur-excavation (voir figure I.17).



Figure I.17: batterie d'accélérateurs

Dans le cas où une extraction massive est nécessaire, il faut prévoir l'implantation d'une station de ventilation (très grossièrement, entre 1 000 et 5 000 m³) à localiser à proximité du point d'extraction.

Cette station doit être reliée à l'extérieur pour permettre la sortie des fumées en cas d'incendie. Cela peut conduire, le cas échéant, à construire des puits ou des galeries de transit pour le passage de l'air (montré sur la figure I.18) [16].



Figure I.18: principe du désenfumage en stratégie longitudinale.

I.7.2.3. Ventilation transversale d'un tunnel

Pour la ventilation transversale d'un tunnel voûté, il est généralement nécessaire d'implanter des gaines de ventilation pour le soufflage d'air frais et pour l'extraction d'air vicié ou de fumées. Dans la plupart des cas, les gaines sont implantées à l'intérieur du tube principal (figure I.19).

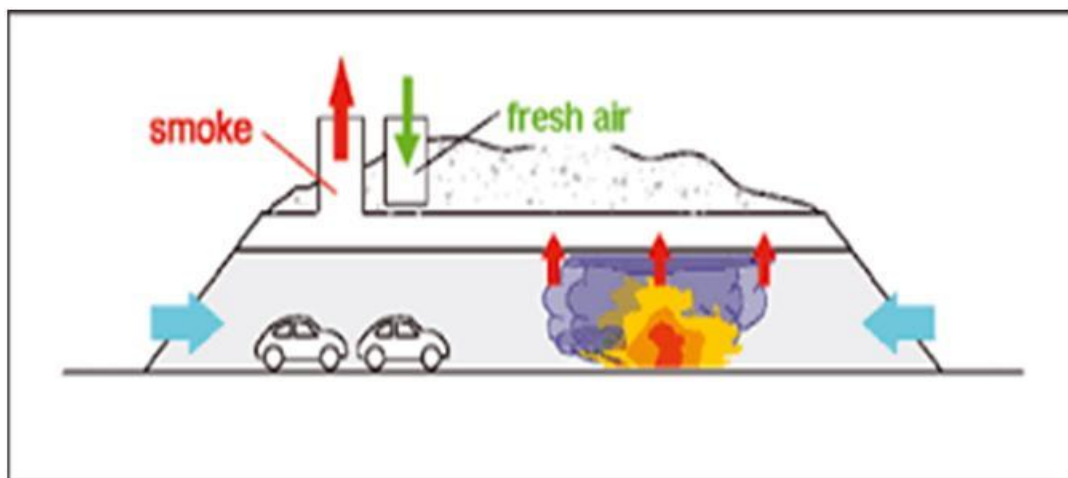


Figure I.19: Ventilation transversale d'un tunnel

On fait en général passer les gaines en plafond (figure I.20). En cas d'incendie, selon les caractéristiques du tunnel, il peut être nécessaire d'insuffler de l'air frais en bas de la section. On aménage alors des carreaux d'amenée d'air frais depuis les gaines jusqu'au niveau de la chaussée [16].

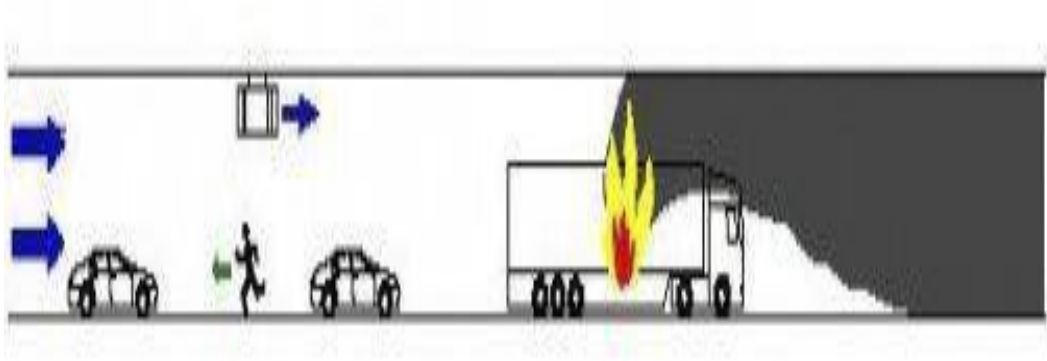


Figure I.20: principe du désenfumage en stratégie transversale

I.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons évoqué le mode et le technique creusement d'un tunnel, ensuite les classifications des modes de soutènements et les différents types de revêtement, aussi on a présenté L'étanchéité et Bétonnage du tunnel, et l'éclairage des tunnels, enfin, nous avons parlé de la ventilation et de ses types dans les tunnels.

CHAPITRE II
PRÉSENTATION DU PROJET ET DU SITE

II.Chapitre II : Présentation de Projet et de Site [15]

II.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous fournissons des informations sur la zone d'étude, y compris la dimension géographique et sismique, et la géologie locale et régionale de la zone d'étude. Cette information est à des fins d'introduction sur l'étude.

II.2 Présentation de projet

II.2.1 Caractéristiques générales

Le tunnel objet de cette étude se projeté entre les PK 232+600 - PK 233+400. Quant aux caractéristiques géométriques, il présente une longueur de 800 m. La vitesse considérée pour la réalisation des calculs aérodynamiques est de 160 km/h et la section géométrique minimale, de 75 m².

II.2.2 Dimensionnement de tunnel

II.2.2.1 Conditions géométriques

- Le tunnel présente une longueur de 800 m.
- La vitesse de conception pour les calculs aérodynamiques est de 160 km / h. À partir de ces données, on justifie la section libre du tunnel.
- La justification de la section libre de 75 m² vient de l'utilisation des abaques de l'UIC 779-11 pour le franchissement de deux trains à une vitesse de 160km/h.
- La figure ci-dessous montre le découpage des abaques avec une pression maximale de 10 KPa et 4 KPa, qui sont les limites pour des critères de santé et de confort.

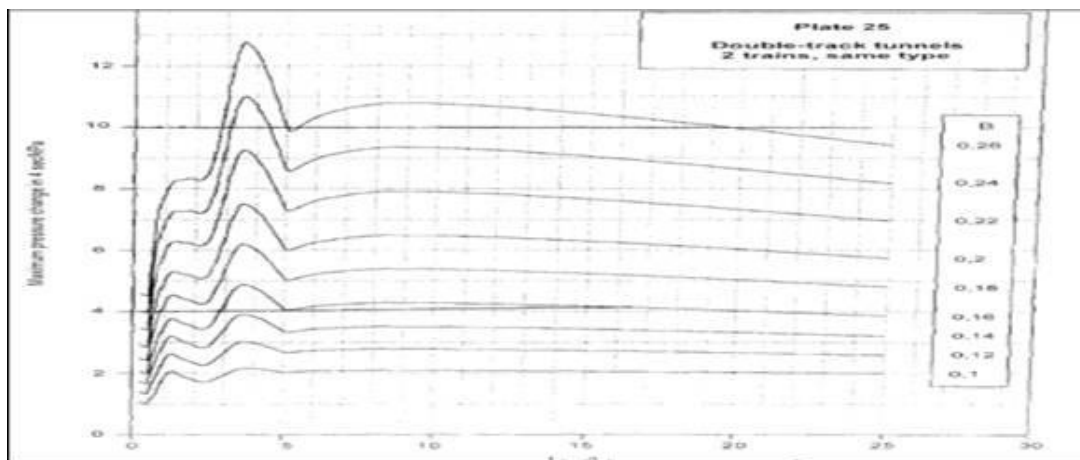


Figure II.1: Abaques avec une pression maximale de 10 KPa

- Critères de santé

Pour le critère de santé, on a considéré des longueurs de train de 100, 200 et 400 m, ce qui donne des relations $L_{\text{tun}} / L_{\text{tr}}$ de 8, 4, et 2 respectivement.

À partir des abaques avec une valeur de 10 kPa, le coefficient de blocage B obtenu est de 0.25, 0.23 et $>0,26$ respectivement. Comme dans les calculs du critère de santé, la section du train S_{tr} considéré est de 12 m², et compte tenu que $B = S_{\text{tr}}/S_{\text{tun}}$, la section du tunnel calculée de la sortie du tunnel résultante est de S_{tun} 48, 52 et <46 m², respectivement. Par conséquent, étant donné que la section géométrique minimum est de 75 m², il s'ensuit que la norme de santé n'est pas une condition restrictive dans ce cas.

- Critère de confort

Pour le critère de confort on a considéré une section de wagon de 10 m², et une longueur de train de 200 m.

Par conséquent, la relation $L_{\text{tun}}/L_{\text{tr}}$ est de 4. En ce qui concerne les abaques, l'intersection avec 4 KPa donne un coefficient de blocage de 0.14

Par conséquent, la section tunnel calculée donne $B = 10/0.14 = 71,4$ m² Alors le confort ne résulte non plus un critère restrictif. Donc la section libre du tunnel sera de 75 m², qui est le minimum géométrique. Il est recommandable que le recouvrement minimal pour exécuter un tunnel soit proche à 1.5 fois le diamètre d'excavation.

Dans ce cas, il devrait être de 19,5 m. Pour des recouvrements plus petits, il s'avère plus approprié de projeter des tranchées couvertes, ou de concevoir des renforcements et des traitements spéciaux.

Dans la figure suivante on peut apprécier une possible configuration géométrique de la section.

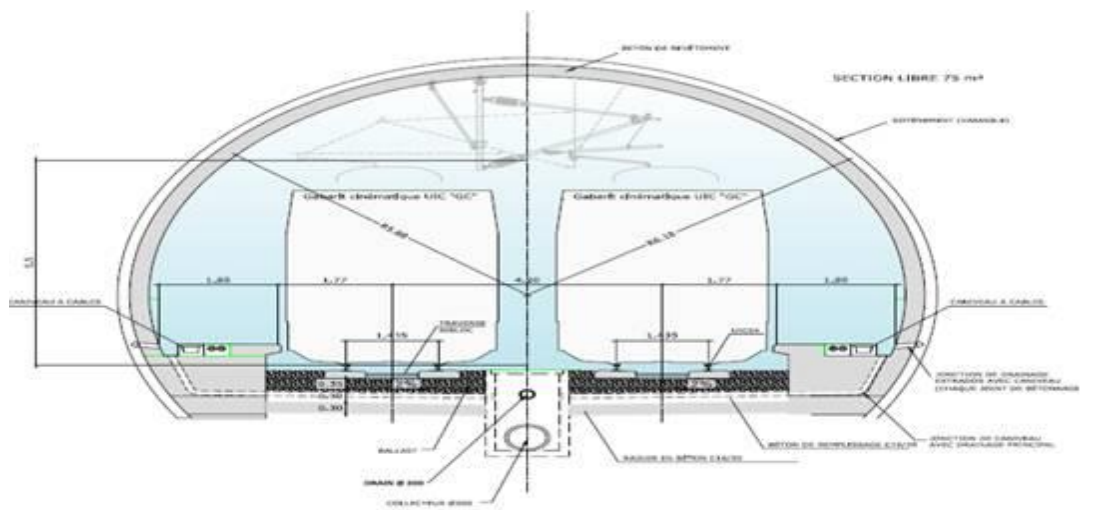


Figure II.2: Section type du tunnel

Dans les plans de projet, toutes les sections types sont incluses. Celle qui est représentée ci-dessus correspond à une section type avec plancher, en alignement droit, mais il existe aussi des cas où une contre voûte est nécessaire. On inclut aussi dans les plans de projet une section type en courbe. Les éléments communs à toutes les sections type sont :

- Un rayon intérieur unique de 5,88, dont le centre est situé à 1,83 m au-dessus de la hauteur du rail.
- Les trottoirs respectent les normes de sécurité internationales, ils sont situés des deux côtés, avec un espace libre d'obstacle d'au moins 1,20 m par 2,25 m de hauteur. Les trottoirs sont situés à 0,55 m au-dessus de la hauteur du rail et, en fonction de la géométrie et si le tunnel est en alignement droit ou en courbe, on va l'adapter de manière à faciliter la descente des passagers à mobilité réduite.
- Les sections exécutées en mine disposent d'un revêtement final de 0,3 m d'épaisseur, au-dessus duquel se trouve l'imperméabilisation, qui est systématique dans tout le tunnel. Finalement, au-dessus de l'imperméabilisation, se trouve le soutènement, qui est adapté dans tous les cas aux conditions géotechniques du massif.
- Le ballast a une épaisseur de 0,35 m sous les traverses et au-dessous de celui-ci, on dispose une couche de béton de propreté. La section se termine soit par un berceau de 0,3 m d'épaisseur, soit par une contre voûte de 0,5 m d'épaisseur, selon les conditions géotechniques.

II.3 Présentation de site :

II.3.1 Localisation du site d'étude :

Le site d'étude est situé dans l'état de DJELFA où les deux tunnels tracés (T1 et T2) se situent sur les hauts plateaux et l'Atlas saharien (Photo II.1)



Photo II.1: Situation approximative de la zone d'étude (T1+T2) (Google Earth 30/07/2013)

II.3.2 Encadrement géologique

II.3.2.1 Géologie et stratigraphie

Selon les éléments disponibles dans la phase d'étude actuelle, le tunnel se situe principalement dans le terrain sédimentaire de la période crétacée. Le tunnel 2 est situé au sud de la courbe de Djelfa (fig. 2-2).

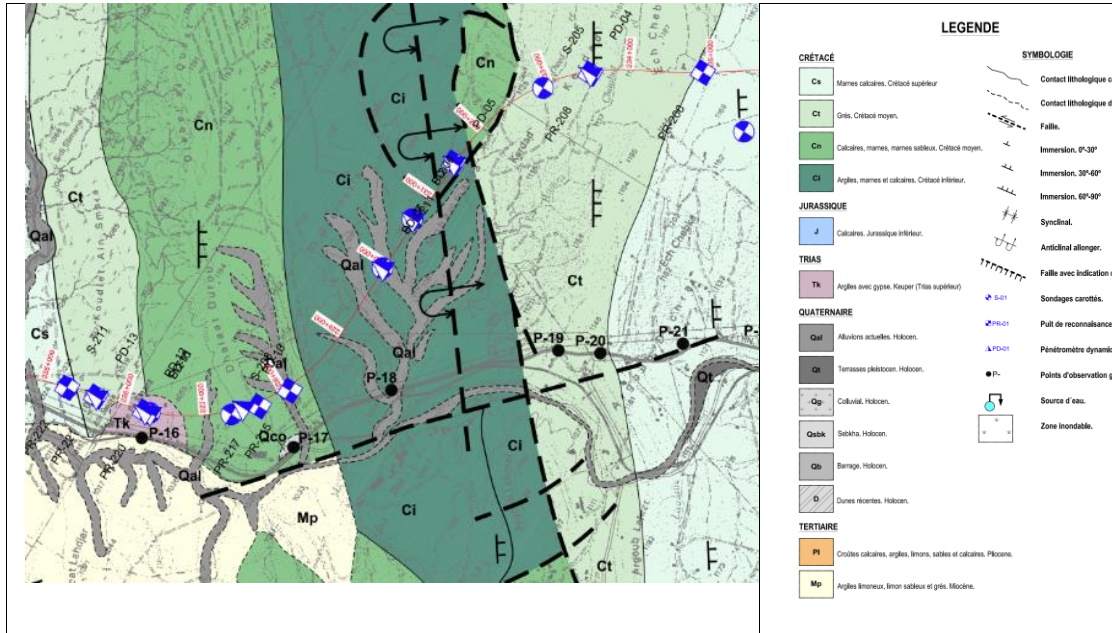


Figure II.3: Tracé de la ligne de chemin de fer. Plan géologique de la zone d'implantation des tunnels (extrait de l'APS), Tunnel T2 du pk 232+575 au pk233+400. [15]

On a considéré que le Tunnel traverse les quatre formations géologiques suivantes :

a) Triasique Supérieur. Faciès Keuper (Tk). Argiles, Marnes Gypsifères, Gypses Avec Quelques Intercalations De Grès Et De Dolomies Et De Possibles Intrusions Ophitiques

Il est constitué par un ensemble d'argiles et de marnes bigarrées, de teintes diverses. Dans la partie la plus basse de la série, des couleurs grisâtres et verdâtres apparaissent, tandis que dans les parties les plus hautes on retrouve des teintes violacées caractéristiques, avec des bandes blanches et rougeâtres. Les intercalations de gypses, blancs et noirs, d'argilites rouges et un peu gypsifères sont abondantes.

Il s'agit d'une structure massive et chaotique où les argiles et les gypses s'intercalent dû au phénomène de diapirisme, qui cause l'intrusion de ces matériaux avec d'autres plus modernes.

Cette formation constitue des reliefs isolés entre matériaux d'âges différents. Les pentes sont variables et la présence de ravines et superficies irrégulières dues à l'érodibilité et solubilité des matériaux est visible.

b) Crétacique Inférieur (Ci). Grès Et Argiles Avec Des Episodes Carbonatés

Il s'agit d'une alternance irrégulière de grès calcaires et de calcaires sablonneux, d'épaisseur décimétrique, de sables arkosiques, de conglomérats quartzitiques avec une matrice arkosique, de fanges argilo-boueuses ou lutites avec du sable dispersé et de teintes brunes-rougeâtres. Sur la base de la série, des niveaux de granulométrie grossière (conglomérats) peuvent apparaître. Les sables sont gros à moyens et occasionnellement très gros, faiblement anguleux, avec une matrice boue-argileuse et partiellement cimentée par carbonate.

Ils présentent une structure stratifiée en bancs avec des épaisseurs comprises entre les centimètres et les décimètres. Ils se trouvent pliés et déformés, à cause de l'orogénie alpine qui affecte l'Atlas Saharien. Les reliefs présentés se caractérisent par de grandes pentes et des superficies irrégulières, dues à l'érodibilité des matériaux de cette unité.

c). Crétacique Moyen (Cn). Marnes Et Calcaires.

Il est constitué par une alternance irrégulière de marnes dolomitiques, un peu sablonneuses, et d'argiles avec ciment carbonaté, de couleur brun clair et parfois blanchâtre. Les calcaires sont un peu dolomitiques, microcristallins et méso-cristallins. Ils présentent une structure stratifiée en bancs avec des épaisseurs comprises entre les centimètres et les décimètres. Ils se trouvent pliés et déformés, à cause de l'orogénie alpine qui affecte l'Atlas Saharien.

Les reliefs présentés sont caractérisés par les grandes pentes et les superficies irrégulières dues à l'érodibilité des matériaux de cette unité. À cause du système de fractures particulier de cette formation, des chutes et éboulements de roches peuvent se produire.

d). Créatique Moyen (Ct). Grès Et Argiles Avec Des Episodes Carbonatés

Il est formé par une série plus ou moins rythmique, dans des faciès flysch, de grès et d'argiles. Les grès sont de teintes ocres, marrons, rosées et blanchâtres, et peuvent apparaître friables ou cimentés par carbonate. Les grès et argiles se trouvent en bancs de différentes épaisseurs. Cette unité se caractérise par de fréquentes failles et déformations des matériaux, étant affectée par l'orogénie alpine.

Cette unité présente des reliefs avec des pentes moyennes à élevées. La formation de crêtes qui dépassent le reste de matériaux modernes dépendra de son degré de cimentation. Dû aux différents degrés de cimentation, des chutes de blocs et glissements peuvent se produire.

II.3.3 Tectonique et sismicité

La zone dans laquelle se trouve le tunnel a été affectée par la tectonique de compression qui s'est produite pendant la période du Crétacé. Cela a produit la formation des plissements (consécution des anticlinaux et des synclinaux), accompagnés des failles qui leur sont associées. Dans la zone qui nous occupe, les couches sédimentaires se trouvent fortement affectées par cette tectonique, avec un anticlinal très plié (renversé) et où les strates présentent une inclinaison élevée (supérieure à 45°) et dans le même sens. Les plissements ont une orientation SO-NE, en accord avec la tendance générale dans la zone objet de l'étude.

À partir des reconnaissances géologiques effectuées, on conclut que le massif rocheux traversé par le tunnel se trouve déformé, en raison de la tectonique régionale dominante, en générant une série de familles de discontinuités. La zone d'étude s'insère dans la zone sismique I (selon RPOA 2008), ce qui signifie qu'il s'agit d'une zone à risque faible et donc, du point de vue sismique, d'une zone stable. La valeur du coefficient d'accélération – A – est 0,15 g parce que le tunnel ferroviaire est considéré comme appartenant au Groupe 1 (ouvrages d'importance stratégique).

II.3.4 Hydrogéologie

En ce qui concerne les aspects hydrogéologiques, les facteurs locaux ayant une plus grande influence dans ce domaine sont, au-delà de la lithologie, les aspects d'ordre tectonique comme la structure anticlinale du massif, dans la zone de franchissement du tunnel et la présence de failles et zones à plus grande fracturation.

Tandis que la structure en anticlinal contribue à la diminution de la présence d'eau, en comparaison avec les systèmes synclinaux adjacents, la présence de failles pourra avoir une contribution inverse en modifiant les conditions locales et en créant des barrières qui permettent l'accumulation et/ou la conduction d'eau. En ce qui concerne la plus grande fracturation favorisée

par les actions tectoniques, celle-ci, d'une façon générale, favorise une plus grande capacité d'infiltration et conduction des eaux.

Pour ce qui est de la lithologie, nous sommes en présence d'unités à priori très contrastées en ce qui concerne la perméabilité, celle-ci étant supérieure dans les unités plus grossières de sable et inférieure dans les unités avec plus grand pourcentage d'argiles. Quant aux éléments rocheux, à priori plus imperméables, la fracturation présente contribue à l'augmentation de la perméabilité.

Compte tenu de la position du tunnel dans l'anticlinal, même si la présence de niveaux en suspension est possible en raison des contrastes de perméabilité des unités lithologiques et de la présence d'accidents tectoniques, le niveau phréatique se situera en principe à des niveaux inférieurs par rapport à ceux du développement du tunnel.

II.3.5 Reconnaissances géologiques

II.3.5.1 Groupes géologiques

La construction de ce tunnel se projette dans un massif rocheux où a été localisé le groupe géologique suivant :

Dans ces matériaux calcaires ont été observés des affleurements rocheux où s'apprécient des familles de discontinuités qui génèrent en surface un aspect bréchifié.

En conséquence, se produisent des affouillements (Tuf calcaire, constitué par des graviers et des sables) qui donnent lieu à des formations colluviales en bas des versants. Il y a aussi des endroits où les roches calcaires sous l'effet de la météorisation ont donné lieu à des nommés « argiles de décalcification », qui constituent un horizon d'altération des roches sous-jacentes.

II.3.5.2 Ct. Grès et argiles. Crétacé moyen

Il est formé par une série plus ou moins rythmique, dans des faciès flysch, de grès et d'argiles. Les grès sont de teintes ocres, marrons, rosés et blanchâtres, et peuvent apparaître friables ou cimentés par carbonate. Les grès et argiles se trouvent en bancs de différentes épaisseurs. Cette unité se caractérise par les fréquentes failles et les déformations des matériaux, à cause de son affection par l'orogénie alpine.

Dans ces matériaux ont été observés des affleurements rocheux où s'apprécient des familles de discontinuités qui génèrent en surface un aspect bréchifié. En conséquence, se produisent des affouillements (Tuf calcaire, constitué par des graviers et des sables) qui donnent lieu à des formations colluviales en bas des versants. Il y a aussi des endroits où les roches calcaires sous l'effet de la météorisation ont donné lieu à des zones sableuses, qui ne constituent qu'un horizon d'altération des roches sous-jacentes.



Photo II.2 : Sondage SC-205 entre 0 m et 10 m de profondeur. Détail du groupe géotechnique Ct, grès fin à très fin, avec ciment siliceux.



Photo II.3: Affleurement rocheux des grès

II.3.6 Historique du massif

Le massif rocheux sur lequel s'envisage le tunnel se situe dans le domaine de l'Atlas Saharien.

La formation des chaînes alpines méditerranéennes y compris le tronçon algérien de cette chaîne est liée à la rotation de l'Afrique par rapport à l'Eurasie. Cette rotation est une lente dérive des deux continents l'un vers l'autre. La tectonique est celle de la collision Afrique-Europe. La chaîne alpine algérienne, qui demeure adossée à la frange nord du bloc méridional, est née de cette collision.

Schématiquement, cette ouverture s'opère du sud vers le nord et engendre un certain nombre de phénomènes dont les effets sur l'Algérie peuvent se résumer comme suit :

- Pendant le Jurassique (180 à 140 Ma), au sud de l'actuelle zone de fractures Açores-Gibraltar, l'Afrique et les blocs continentaux qui lui sont rattachés se séparent du bloc Amérique du Nord-Europe. L'orientation générale de l'Atlantique est N-S tandis que la future zone alpine méditerranéenne prend une direction E-O. Cette direction est déterminée par le mouvement relatif de l'Afrique par rapport à l'Europe. Ce mouvement, de composante coulissante sénestre, persiste jusqu'au Crétacé supérieur.
- Au Crétacé inférieur, l'Espagne, agissant comme un coin opposé au coulissage, se sépare du bloc Amérique-Europe. La dérive de l'Espagne est responsable de la phase de compression fini jurassique mésocrétacée dont témoignent les plissements rencontrés dans le Moyen Atlas. Au cours du Crétacé, on assiste, par suite de l'ouverture du bassin de l'Atlantique Nord, à la diminution du coulissage sénestre.

L'ouverture aurait provoqué l'annulation de la composante sénestre du mouvement et même son "inversion". La composante de convergence des deux continents, demeurée au second plan au Crétacé, devient prépondérante lors de l'annulation des coulissages au Crétacé terminal.

- Au cours du Tertiaire, on enregistre un certain nombre de rémissions et reprises de convergence, alternées de phases plus ou moins distendues.
- La fin Pliocène et le Quaternaire sont des époques de stabilité relative.

II.3.7 Tectonique du massif

L'Atlas Saharien est limité des Hauts Plateaux par des failles en échelon qui se suivent d'Ouest en Est, du Maroc (Agadir) jusqu'à la Tunisie (Gabès), passant en Algérie par Biskra, Laghouat et en proximité de Hassi Bahbah.

C'est un accident majeur qui limite au Nord l'Atlas saharien (domaine plissé) de la plateforme peu ou pas plissée, d'où l'appellation d'Accident Sud Atlastique (ASA) (voie la figure II.3)

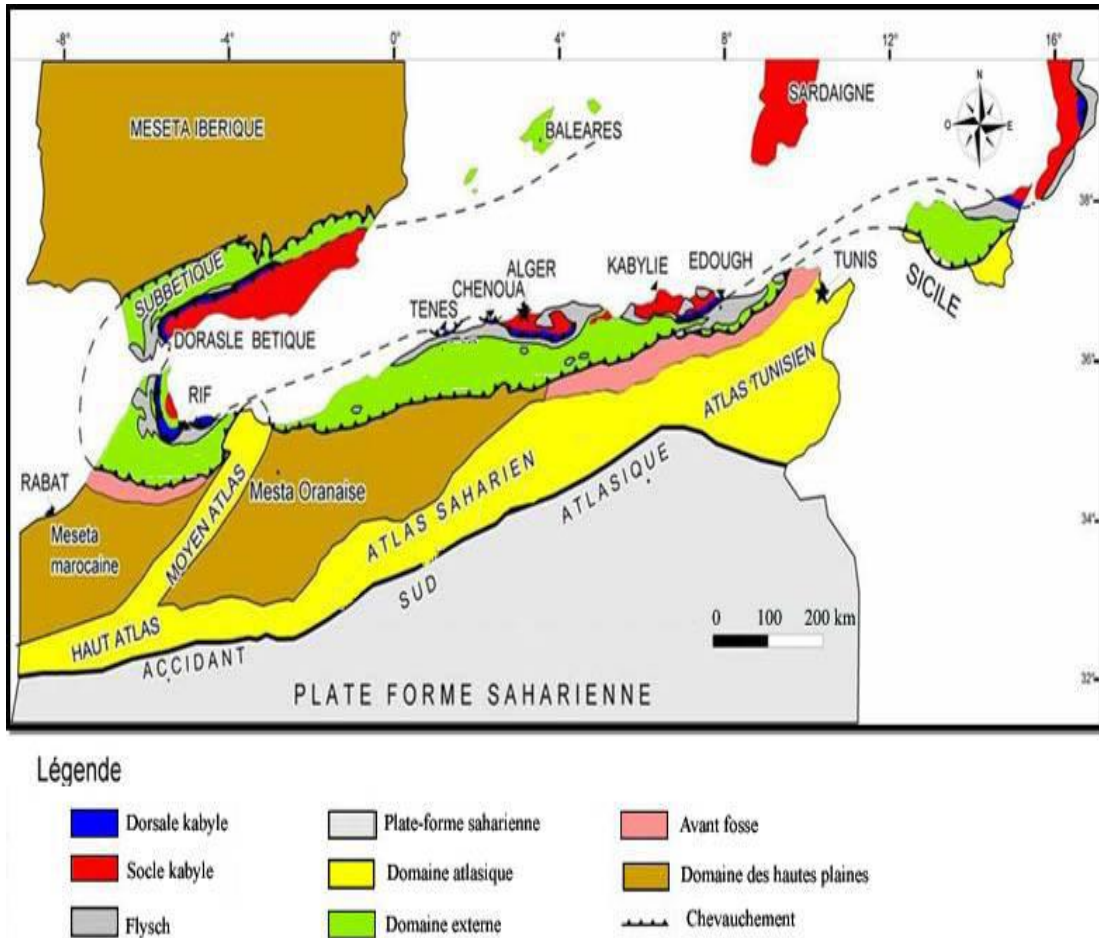


Figure II.4: Carte tectonique de l'Algérie du nord

L'Atlas Saharien algérien fait suite au Haut Atlas marocain et se continue à l'Est vers l'Atlas tunisien. C'est dans les monts de l'Atlas Saharien que l'on rencontre les plus hauts sommets d'Afrique du Nord. Dans le Haut Atlas marocain, le sommet de Djebel Tobkal culmine à plus de 4000 m d'altitude et en Algérie, le Djebel Chélia culmine à 2328 m, alors que le plus haut sommet du Tell (Lalla Khadidja) dans le Djurdjura est à 2308 m d'altitude. Le fleuve le plus long de l'Algérie, avec environ 700 km de longueur, le Cheliff, prend naissance dans l'Atlas.

Le domaine dans lequel se situe le tunnel a été affecté par la tectonique compressive qui a eu lieu pendant le Crétacé. Cela a produit la formation des plissements (consécution des anticlinaux et des synclinaux) accompagné des failles associées aux mêmes.

Dans la zone qui nous occupe, les couches des matériaux calcaires se trouvent fortement affectés par cette tectonique, avec un anticlinal très plié (renversé) où les strates présentent une inclinaison élevée (supérieure à 45°) et dans le même sens. Les plissements présentent une orientation SO-NE, en accord avec la tendance général dans la zone objet de l'étude.

II.3.8 Localisation des failles et zones fracturées

Une fois effectué l'étude géologique, à partir de l'analyse et interprétation de la photographie satellite, en complément avec la reconnaissance menée à bien par des experts en géologie sur terrain, quelques fractures pouvant affecter la stabilité du tunnel ont été localisées.

La première se trouve dans le PK 232+000, dans le contact entre les formations Ci/Cn, justement avant de la tête d'entrée du tunnel.

La deuxième se localise dans le PK 232+900, environ. Les deux fractures ont été reconnues à partir des images satellite, et représentées dans la cartographie géologique élaborée pour ce projet. Les directions des fractures sont N44°E y N41°E respectivement.

II.3.9 Reconnaissances hydrogéologiques

Concernant l'hydrogéologie, le massif rocheux est constitué par un matériau calcaire ocre à blanchâtre avec des cavités de dissolution, devenant blanchâtre en refermant des cassures sub verticales, parfois avec des limons très carbonatés de mauvaise à très mauvaise qualité.

Le niveau phréatique n'a pas été détecté lors de la réalisation du sondage mécanique S-205, donc au cas d'exister, il doit être placé à des profondeurs supérieures à 30 m. En raison des cavités de dissolution présentes dans les matériaux perforés, il n'est pas exclu la possibilité des phénomènes de karstification.

La perméabilité des matériaux calcaires se produit fondamentalement à travers des diaclases qui fracturent les calcaires, pouvant diminuer en profondeur. Le sondage S-205, n'a pas montré des signes d'eau (la perforation a été réalisée avec de l'eau, qui a été perdue entièrement, ne pouvant pas la récupérer), donc on estime que la possibilité des affections en raison de l'eau sera minime.

II.3.10 Pluviométrie

Les données de la région d'étude ont été recueillies auprès de l'Agence Nationale des Ressources en eau (A N R H) et de l'Office National de la Météorologie (O N M). Il s'agit d'observations journalières reportées sur des tableaux de cumuls mensuels (T C M). A partir de ces données mensuelles nous avons reconstitué les valeurs de pluies annuelles.

II.3.10.1 Pluies annuelles

L'ajustement à une loi Racine-normale des pluies annuelles des stations de la région nous montre que la distribution statistique présente un caractère nettement symétrique. Dans le tableau suivant nous présentons les pluies annuelles des stations disponibles dans la région pour différentes fréquences.

Tableau II.1: Ajustement à une loi racine-normale des pluies annuelles

Période de retour	Fréquence	Djelfa
10 ans	0,9	523,2
20 ans	0,95	581,1
50 ans	0,98	649,9
100 ans	0,99	697,9

Pluie moyenne dans la région :

La pluie annuelle moyenne dans la région est comprise entre 200 et 300 mm d'après la carte des pluies de l'Algérie du nord de l'ANRH, nous prenons en considération la valeur de : $P_{moyes} = 250$ mm

II.3.10.2 Précipitations Journalières

La protection contre les dégâts des eaux nécessite de s'intéresser aux pluies journalières maximales annuelles. Théoriquement les valeurs extrêmes s'ajustent à une loi des valeurs extrêmes, en Algérie, il est vérifié que les pluies journalières maximales annuelles s'ajustent à une loi de Gumbel. Dans le tableau suivant nous présentons les pluies maximales journalières des stations de région pour différentes fréquences.

Tableau II.2: Ajustement à une loi de Gumbel des pluies maximales journalières

Période de retour	Fréquence	U.Gumbel	Djelfa
10 ans	0,9	2,25	53,8
20 ans	0,95	2,97	62,8
50 ans	0,98	3,902	74,5
100 ans	0,99	4,6	83,2

Le régime des précipitations dans cette zone est faible, donc l'infiltration par percolation à faveur des discontinuités semble d'être très bas. Ce type de matériaux peuvent arriver à générer des aquifères où s'accumulent des grandes quantités d'eau, mais qui présentent beaucoup de difficultés à l'heure de la transmettre.

La présence des matériaux argileux du Keuper (Triasique) pourrait faciliter la formation des aquifères captifs, mais à priori, on considère qu'en cas d'avoir quelque aquifère, il doit se trouver sous des conditions hydrostatiques, c'est-à-dire, libre, et à des profondeurs plus grandes que la cote du tunnel.

Il a été estimé une perméabilité pour les calcaires d'environ 2×10^{-7} à $1,2 \times 10^{-5}$ cm/s.

II.3.11 Reconnaissances géotechniques

Pour l'étude du tunnel, une série des travaux de reconnaissance qui se mentionnent à continuation ont été menés à bien :

- Sondage S-205.

La description lithologique du sondage S-205 est la suivante :

- **3.00 m** : Grès fin à très fin avec ciment siliceux brun à rosâtre de mauvaise qualité (RQD = 28%).
- **3.00 – 9.50 m** : Grès fin à très fin avec ciment siliceux brun à rosâtre de moyenne à bonne qualité (RQD = 50 - 82%).
- **9.50 – 11.00 m** : Conglomérat hétéro génique de couleur rougeâtre à tâche de marne verdâtre indurée.
- **11.00 – 14.50 m** : Argile bariolé rougeâtre à verdâtre très compacte indurée, avec des fissures sub verticaux.
- **14.50 – 30.00 m** : Grès fin à très fin avec ciment siliceux brun à rosâtre de mauvaise qualité (RQD = 25%), avec passage d'argile compacte rougeâtre entre 24.90 et 25.20 mètres de profondeurs.

Dans l'appendice correspondant se recueillent les registres et photographies des travaux de reconnaissance géotechnique.

À partir des échantillons retirés du sondage, une série des essais de laboratoire ont été effectués, dont les résultats se résument dans le tableau suivant :

Tableau II. 3: Essais de laboratoire effectués dans les échantillons du sondage S-205

Puits/ sonda ge	PK	Profonde			Lithologie	USC S	UI C	Teste Brési lien [kg/c m ²]	Compression uni axiale		
		Pi [m]	Pf [m]	Gr ou pe					Qu [kg/cm ²]	%	E [kp /cm ²]
S-205	232+4 80	2,45	2,80	ct	TP	roche	QS 1		144,5		
S-205	232+4 80	6,45	6,85	ct	TP	roche	QS 1	7,00			
S-205	232+4 80	11,0 0	11,3 0	ct	TP	roche	QS 1		370,0		
S-205	232+4 80	13,5 0	13,7 0	ct	TP	roche	QS 1	3,44			
S-205	232+4 80	23,6 5	24,0 0	ct	TP	roche	QS 1		438,0		
S-205	232+4 80	26,8 0	27,0 0	ct	TP	roche	QS 1		484,0		
					QUANTITÉ	0	0	2	4	0	0
					MOYENNE	-	-	5,2	359,1	-	-
					MAXIMUM	0,0	0,0	7,0	484,0	0,0	0,0
					MINIMUM	0,0	0,0	3,4	144,5	0,0	0,0
					DÉVIATION	-	-	2,5	150,6	-	-

II.3.12 Aspects géologiques et géotechniques

En se basant sur la campagne de reconnaissance géologique et géotechnique menée, ainsi que sur les levés de surface, il a été possible d'établir un modèle géologique pour les terrains traversés par le tunnel, dont le profil est présenté dans la figure II.4 – Profil géologique du tunnel.

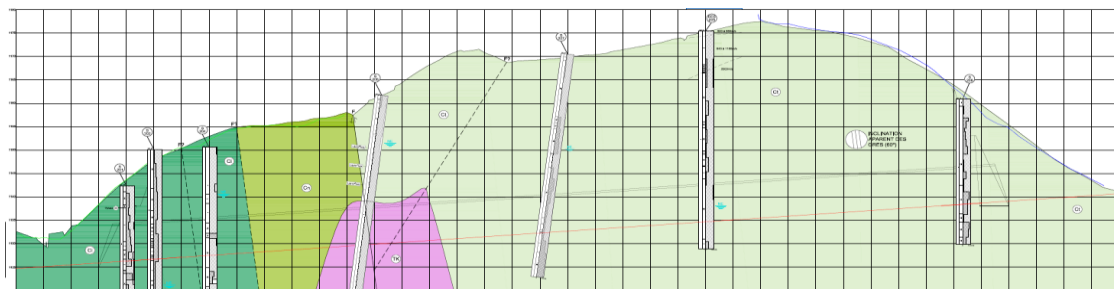


Figure II.5: Profil longitudinal du tunnel – Modèle géologique.

Les unités traversées sont les suivantes :

- Ci – Crétacé inférieur – Conglomérats ;
- Cn – Crétacé moyen – Calcaires et marnes parfois sableux ;
- Ct – Crétacé moyen – Grés ;
- Tk – Triasique supérieur – Argiles marnes gypsifères ;

II.3.13 Zonage géotechnique

Le zonage géotechnique consiste à définir des zones du massif ayant des caractéristiques géotechniques qui s'insèrent dans des intervalles déterminés, afin d'estimer le processus d'excavation le plus adéquate et le soutènement à utiliser dans le tunnel.

Dans l'établissement du zonage géotechnique du massif qui sera traversé par les excavations à réaliser pour l'exécution des ouvrages souterrains associés au Tunnel 2, on a tenu compte des caractéristiques lithologiques et structurale des formations présentes, ainsi que des caractéristiques mécaniques respectives, estimées en se basant sur l'expérience acquise dans la réalisation de projets et accompagnement d'ouvrages dans des massifs similaires.

Ainsi, on a porté une attention particulière dans la caractérisation aux éléments suivants :

- Descriptions lithologiques des diagrammes des sondages réalisés ;
- Observation des échantillons des sondages et degré de fracturation (F) respectif, pourcentage de récupération (% REC) et RQD.

Les paramètres qui ont servi de base au zonage géotechnique ont été, essentiellement, les suivants :

- Degré de fracturation (selon la SIMR);
- RQD (“Rock Quality Designation”);
- % REC; (“pourcentage de récupération”);
- Résistance à la compression uni-axiale;
- RMR (Rock Mass Rating de Bieniawski (1989)).

Au-delà des paramètres utilisés dans le zonage géotechnique, et face aux particularités des unités géologiques présentes, le présent modèle géotechnique reflète la structure du modèle géologique.

De la sorte, 3 zones géotechniques ont été définies, ZG3, ZG2 et ZG1, dont les principales caractéristiques sont indiquées dans le tableau II.5.

Tableau II.4:Zonage géotechnique

Zone Géotechnique	Formation	Degré de Fracturation (ISRM)	Pourcentage de Récupération (%)	RQD - "Rock Quality Designation" (%)	Résistance à la compression un-axiale - Rc (MPa)	RMR – "Rock Mass Rating"
ZG1	Ci, Cn, Ct	F ₃ à F _{4.5}	100	> 30*	> 25	> 45
ZG2	Ci, Cn, Ct	F _{4.5}	100	> 10	> 2	35 - 45
ZG3	Tk, Ci, Cn, Ct	F _{4.5}	80-100	0 - 50	< 3	< 35

* Exceptionnellement <30

➤ **ZG1 (massif de bonne qualité)**

Correspond essentiellement aux zones du massif rocheux dans lesquelles on rencontre les meilleures caractéristiques géotechniques, notamment à l'unité Ct et en concret aux couches de grès moins altérées. Il est probable que l'on rencontre ce type de massif dans la zone du portail de sortie et un pourcentage élevé, entre 40 % et 55 % depuis le pk 232+900, environ, jusqu'à la fin du tunnel.

Du point de vue géotechnique, le massif qui constitue cette zone à des fractures moyennement éloignées à proches et l'indice de qualité RQD caractéristique est normalement supérieur à 30%, ce qui traduit la qualité relative du massif présent, avec un degré de fracturation significatif. Néanmoins, en termes d'altération, il possède une résistance de degré moyen à très élevé, avec des résultats d'essais de compression uni-axiale supérieurs à 25 MPa. On considère la valeur de RMR supérieure à 45.

Pour la zone géotechnique ZG1, on prévoit que le comportement dominant soit, essentiellement, celui de type élastique du massif environnant de l'excavation avec de petites déformations qui rapidement se stabilisent. Des chutes par gravité de blocs engendrés par des fractures de détentes de contraintes peuvent se produire dans la voute.

Le soutènement primaire est systématique dans la voute grâce à ces clouages/boulons et béton projeté renforcé maille métallique, en vue de la consolidation de ceux qui, compte tenu de leur position et volumétrie, jouent le rôle de "Key block" dans la stabilité globale.

➤ **ZG2 (massif de qualité intermédiaire)**

Cette zone correspond à une zone géotechnique de transition entre le massif aux faibles caractéristiques et les zones de meilleure qualité. On s'attend à ce que ce type de massif soit présent le long de tout le tunnel, excepté dans la zone de l'unité Tk, ayant de pires caractéristiques.

Il s'agit d'un massif à fracturation proche à très proche, avec indice de qualité RQD très variable, mais normalement supérieur à 10 %, étant considéré très fracturé. La résistance à la compression uni-axiale est très basse à basse, avec des valeurs supérieures à 2 MPa. La valeur de RMR se situe entre 35 et 45.

Dans la zone ZG2, compte tenu de la plus grande densité de fracturation, il se peut qu'il y ait des situations d'éventuelle instabilité.

En vue de préserver la résistance du massif, on recommande pour cette zone un soutènement primaire systématique de la voute et parois latérales au moyen de louages/boulons et béton projeté renforcé maille métallique et cintres.

➤ **ZG3 (massif à faible qualité)**

Le massif considéré ZG3 intègre les formations du Tk, Ci et avec un plus faible pourcentage du Ct. Ces lithologies (argiles gypseuses, argiles, marnes e grès très altérés) ont de grandes déformabilités et basses résistances et se trouvent parfois dans des zones tectoniquement affectées. On rencontre ces massifs ZG3, essentiellement, dans le portail/tête d'entrée, zone tectonisées et entre les pks 232+786 et 232+886 et, sporadiquement, on peut les rencontrer le long du tunnel.

La fracturation considérée pour cette zone géotechnique situe les diaclases comme proches à très proches, avec une valeur de RQD variable entre 0 et 50 % et résistance à la compression uni-axiale inférieure à 2 MPa, classifiant le massif comme ayant une résistance de très à extrêmement basse. La valeur RMR qui caractérise cette zone géotechnique est inférieure à 35.

Pour la zone ZG3, le comportement plastique peut atteindre une épaisseur appréciable autour de l'excavation. Afin d'éviter de graves pertes de volume, et par conséquent l'effondrement de l'excavation, des mesures de soutènement primaire systématiques devront être mises en place, en ayant recours à du béton projeté renforcé avec maille et cintres métalliques.

Compte tenu de l'hétérogénéité de la qualité du massif, on constate deux situations dans la classification des zones géotechniques ; les variations entre la zone de callot et stross, où a été considéré le cas le plus grave ; et le long du tracé, où il n'est pas toujours possible de définir des tronçons avec continuité qui soient significatifs pour l'ouvrage. De la sorte, on a opté pour une estimation de pourcentages de chaque zone géotechnique, en l'adaptant aux différents tronçons. Les pourcentages estimés pour les différentes zones géotechniques sont indiqués dans le Tableau II. 6.

On considère une distribution globale d'environ 30 % pour la ZG1, de 35 % pour la ZG2 et de 35 % pour la ZG3. Le zonage présenté est indicatif, devant être confirmé en phase de travaux avec l'évaluation des conditions réelles du massif et si des conditions géologiques et géotechniques distinctes sont constatées, la méthode de construction devra être adaptée.

Une fois que les portails s'agit des tronçons avec un soutènement spécifique, le zonage dans le tableau est présenté seulement dans une perspective illustrative de la qualité géologique du massif.

Tableau II. 5 : Estimation du zonage géotechnique.

	Longueur du tronçon (m)	Zone Géotechnique						Long. du tronçon (m) /Pourcentage (%)
		ZG1		ZG2		ZG3		
		Pourcentage (%)	Long. du tronçon (m)	Pourcentage (%)	Long. du tronçon (m)	Pourcentage (%)	Long. du tronçon (m)	
Portail d'entrée 232+607 à 232+630	23	-	-	50		50		23
Tunnel 232+630 à 232+786	156	-	-	60	93,6	40	62,4	
Tunnel 232+786 à 232+886	100	-	-	-	-	100	100	
Tunnel 232+886 à 233+175	289	40	115,6	35	101,2	25	72,2	
Tunnel 233+175 à 233+353	178	55	97,9	40	71,2	5	8,9	
Portail de sortie 233+353 à 233+371	18	100	-	-	-	-	-	18
Total	764	28	213,5	35	266	32	243,5	

Les extensions proposés dans le zonage, sont présentés a titre indicatif, après l'interprétation des données maintenant disponibles. Les extensions réelles seront trouvés et définies avec la géologie et comportement réelle du massif, trouve pendant les excavations du tunnel.

Après chaque avancement, le levé géologique et géotechnique doit être préparé par un spécialiste (géologue, ingénieur géologue ou des mines). Au-delà des classifications RMR et GSI, le levé devra tenir en compte des aspects géo structuraux de compartimentation du massif, hydrogéologiques et tous les autres ayant une importance significative au niveau du comportement de l'excavation souterraine.

Ce n'est qu'après l'analyse croisée des résultats de l'auscultation et des données des levés géologiques et géotechniques que l'équipe technique, responsable du suivi technique sur le chantier, pourra mieux adapter les soutènements, ou bien anticiper des situations de risque par rapport à la stabilité des excavations.

II.4 Conclusions

D'après l'étude géologique réalisée, le massif rocheux traversé par le tunnel est déformé en raison de la tectonique régionale dominante, entraînant une série de discontinuités, cohérentes avec les caractéristiques géomécaniques du massif rocheux, qui seront examinées ci-dessous. le paragraphe correspondant.

La zone d'étude se trouve classifié dans la zone sismique I (selon RPOA 2008), cela veut dire, zone à risque faible, donc du point de vue sismique, il s'agit d'une zone stable.

CHAPITRE III
PRÉ DIMENSIONNEMENT DE SOUTÈNEMENT

Chapitre III : Pré-dimensionnement de soutènement

III.1. Introduction

Parmi les problèmes auxquels sont confrontés les concepteurs de tunnels, déterminer les caractéristiques d'appui d'un ouvrage souterrain ou vérifier sa stabilité est l'un des plus délicats et des plus difficiles à résoudre. L'absence de règles dans le domaine est généralement compensée par le jugement et l'appréciation de l'ingénieur. Dans ce contexte, la méthode de conception des ouvrages souterrains a parcouru un long chemin au cours des deux dernières décennies. Le but de ces méthodes est d'évaluer les caractéristiques d'appui et les dimensions du tunnel.

Le passage d'une étape purement empirique à une étape utilisant des modèles numériques très élaborés permet de prendre en compte la complexité des problèmes traités, notamment du fait de l'évolution des moyens informatiques. Cependant, aucune de ces approches actuelles ne peut prétendre répondre à l'infinité de cas à la disposition des concepteurs. Néanmoins, il est possible de définir des domaines préférentiels d'utilisation pour chaque méthode de calcul.

Cette partie évoque les méthodes principales de calcul des tunnels et leur développement. On peut classer les méthodes de calcul des tunnels dans plusieurs catégories selon les hypothèses principales qui définissent le cadre d'utilisation de chaque méthode.

Nous distinguons trois catégories principales de méthodes de calculs [9] :

- Méthodes empiriques
- Méthodes analytiques
- Méthodes numériques.

III.2. Méthodes empiriques

Au stade initial de l'étude, le volume des structures souterraines est souvent déterminé en fonction des classifications du massif rocheux. Nombreuses méthodes appelées méthodes empiriques et semi-empiriques sont appliquées dans ce but, en se basant 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. Actuellement, les méthodes empiriques et semi-empiriques les plus utilisées sont :

- Méthode de TERZAGHI,
- Méthode de LAUFFER,
- Méthode de BIENIAWSKI,
- Méthode de N. BARTON,
- Recommandations de l'AFTES. (Association française des tunnels et des études souterrains).

On se limitera à étudier le tronçon entre le portail d'entrée et le PK:21+180 dont leurs caractéristiques géotechniques sont données dans le tableau.

Tableau III 1. Paramètres utilisés pour la modélisation

	ZG1	ZG2	ZG3
γ (KN/m ³)	23	22	19
ϕ (°)	45	40	25
C (KN/m ²)	450	150	60
E (Gpa)	10	1	0.15
Rc (MPa)	65	5	1.5
ν (coefficient de poisson)	0,22	0,24	0.28
H (le max d'épaisseur de la couverture m)	30	20	25

III.2 .1.Méthode de TERZAGHI :

En 1946, Terzaghi a proposé une classification par blocs simple, dans le but d'estimer les charges agissant sur les arcs en acier dans les tunnels (Figure III.1). Cette méthode et ses développements ultérieurs ont été pendant de nombreuses années à la base de la conception des tunnels aux États-Unis.

Pour l'estimation de la charge, Terzaghi suppose qu'une quantité donnée de roche ou de sol appuyant sur le support est alors donnée par la formule générale:

$$H_p = K B + H_t$$

H_p : Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale.

B : Largeur de la galerie.

H_t : Hauteur de la galerie.

K : représentant un coefficient multiplicateur dont la valeur dépend de la catégorie de terrain rencontrée.

La formule est théoriquement applicable aux tunnels à moyenne profondeur pour lesquels la hauteur de couverture H est supérieur à $1.5 B + H_t$. [9]

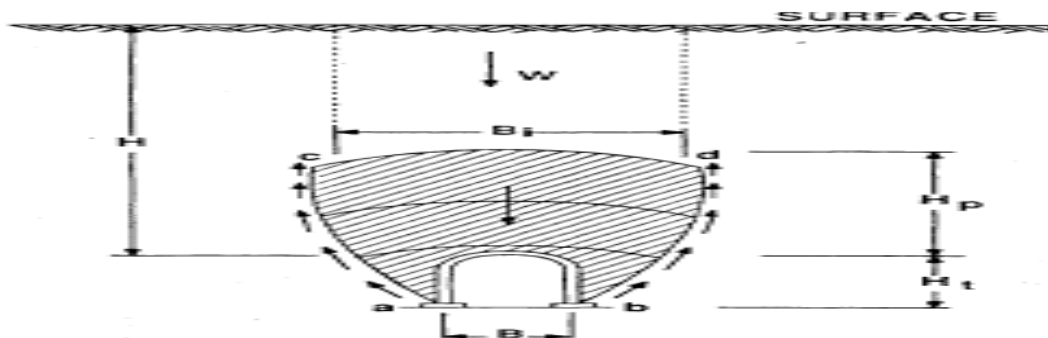


Figure III.1 : Zone décomprimée au-dessus d'une cavité (K. Terzaghi 1946) [9]

Sur l'imprécision de la valeur donnée, Terzaghi affirme « Même si des programmes de calcul peuvent donner des valeurs plus correctes vis-à-vis de situations précises, ils ne donnent que des valeurs peu pratiques pour un pré-dimensionnement, au vu de l'incertitude des conditions de roches voisines à l'excavation ». [9]

Tableau III.2: Hauteur de terrain décomprimée au-dessus d'une cavité [17].

Nature de la roche	Charge Hp	Remarques
Dure et intacte	0 à 0.25 B	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
Dure et stratifiée	0 à 0.5 B	Soutènement léger
Massive avec quelques joints	0 à 0.25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à l'autre
Modérément éboulée	0.25 à 0.35 (B+Ht)	Pas de pression latérale
Très éboulée	0.35 à 1.1 (B+Ht)	Peu ou pas de pression Latérale
Complètement broyée Chimiquement inerte	1.1 (B+Ht)	Pression latérale considérable
Roche fluant à profondeur modérée	1.1 à 2.1 (B+Ht)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche fluant à grande profondeur	2.1 à 4.5 (B+Ht)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche gonflante	jusqu'à 75 m indépendant de (B+Ht)	Cintres circulaires Dans les cas extrêmes, cintres coulissants

III.2.2. Méthode de LAUFFER [11]

III.2.2.1 Principe

En 1958, LAUFFER apporte une amélioration importante à ce type de style. La classification des terrains qu'il propose tient compte de deux facteurs fondamentaux pour la conception d'un ouvrage souterrain, à savoir :

- ❖ La portée active, c'est-à-dire la plus petite des longueurs suivantes que l'on peut laisser sans soutènement :
 - Soit la dimension maximale du foret,
 - Soit la distance entre le front de taille et le soutènement.

- ❖ Le temps de tenue du terrain sur cette portée. La classification des ouvrages souterrains dans cette méthode repose sur un certain nombre de paramètres quantifiables, le paramètre le plus couramment utilisé est l'indice de forage modifié RQD (Rock Quality Designation).

III.2.2.2. L'indice RQD (Rock Quality Designation)

Le (RQD) a été développé par DEERE et al. (1967) afin de 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. : Méthodes de classification des masses rocheuses fracturées.

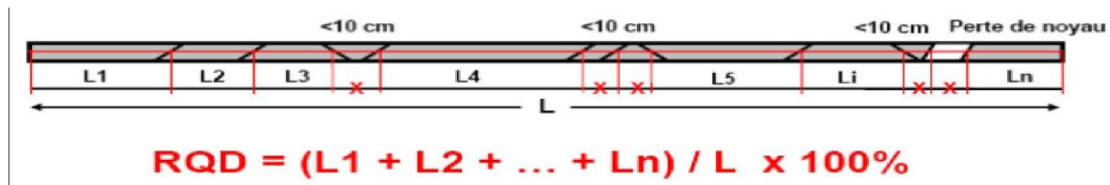


Figure III.2: Exemple de calcul d'un RQD

On utilise la valeur du R.Q.D. pour classer la roche suivant sa qualité:

Tableau III.3: Classification de la roche suivant R.Q.D

R.Q.D.	Qualité de Roche
R.Q.D. < 25 %	Très mauvaise
25 % < R.Q.D. < 50 %	Mauvaise
50 % < R.Q.D. < 75 %	Moyen
75 % < R.Q.D. < 90 %	Bonne
90 % < R.Q.D. < 100 %	Très bonne

Le type de soutènement est donné en fonction du RQD et de la portée du tunnel, (Figure III-3). Pour notre cas la portée de tunnel est B=16m et d'après le rapport de sol le RQD pour les trois zone est 25 % < R.Q.D. < 50 % donc La roche est de classe(Mauvaise) et d'après la figure suivante:

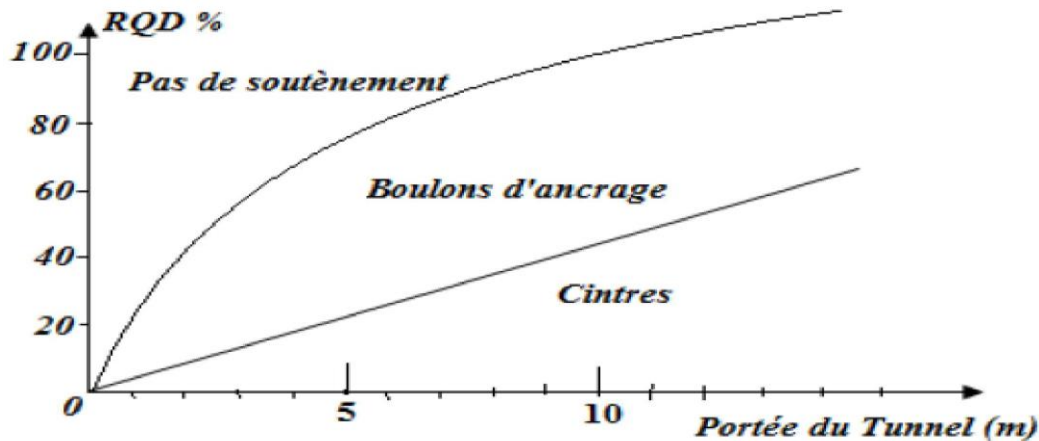


Figure III.3: type de soutènement en fonction de RQD. Et de la portée du tunnel (D'après LAUFFER) [11]

Le type de soutènement qui sera adopté d'après la classification de LAUFFER est les cintres.

III.2.3. Méthode de BIENIAWSKI

III.2.3.1. Principe

Z.Bieniawski (1973,1983) utilise cinq critères pour classer les roches:

- La résistance à la compression simple ou essai Franklin (pour les roches dures).
- Le R.Q.D. pour caractériser la qualité du rocher.
- L'espace des joints comprend tous les types de discontinuités (stratification, schistosité, fractures, diaclases).
- La nature des joints.
- Les venues d'eau.

Chaque paramètre reçoit une note pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité du rocher. Cette appréciation générale de la qualité du rocher doit ensuite être ajustée pour tenir compte de l'orientation de la fracturation.

Tableau III.4: Paramètres de classification des roches [17]

Paramètres		Coefficients							
1	Résistance de la roche	Indice de franklin Is	>10 MPA	4-10 MAP	2-4 MPA	1-2 MPA	Indice Franklin non Utilisable (MPA)		
		Résistance à la compression	> 250 MPA	100-250 MPA	50-100 MPA	25-50 MPA	5-25	1-5	<1
	Note	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD	90-100	75-90	50-75	25-50	< 25			
	Note	20	17	13	8	3			
3	Espacements des joints	>2m	0,6- 2m	200-600mm	60-200mm	<60mm			
	Note	20	15	10	8	5			
4	Nature des joints	Surfaces très rugueuses non continus. En pontes en contact. Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses. Epaisseur <1 mm. Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses. Epaisseur < 1mm. Epontes altérées	Surface lustrées ou remplissage < 5mm. Joints Continus	Remplissage mou > 5mm ou joints ouverts > 5mm joints continus			
		Note	30	25	20	10	0		
5	Vennes d'eau	Débit sur 10m	Aucun venu d'eau	< 10	10- 25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0	< 0.1	0.1 – 0.2	0.2 – 0.5	>0.5		
		Hydrogéologie	Complètement sec	Humide	Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau		
	Note	15	10	7	4	0			

Tableau III.5: Note d'ajustement pour l'orientation des joints [17]

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

Tableau III.6: Classe de la roche en fonction de RMR [17]

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

Tableau III.7: Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Z.BIENIAWSKI [17]

Classe de la roche	Type de Soutènement						
	Boulons d'ancrages (1)		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de Soutènement	Type	Espacements
1	Généralement pas nécessaire						
2	1,5-2,0m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50mm	Néant	Néant	Non rentable	
3	1,0-1,5m	Treillis soudé + 30mm de béton projeté en voûte	100mm	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1,5-2,0m
4	0,5-1,0m	Treillis soudé + 30-50mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150mm	100mm	Treillis soudé et boulons de 2 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0,7- 1,5m
5	Non recommandé		200mm	150mm	Treillis soudé et boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres lourds	0,7m

III.2.3.2. Appliquer la méthode sur notre tunnel:

Pour notre cas on a:

a) La Valeur De RMR, Bieniawski 1989 Et Classe De La Roche En Fonction De RMR:

ZG1: la valeur de RMR, Bieniawski 1989 = (4 à 7) + (8 à 13) + (5 à 10) + (18 a 21) + 15 – 5 = 45 à 61, correspond surtout à un massif de la classe III – rocher moyen.

ZG2: la valeur de RMR, Bieniawski 1989 = (1 à 4) + (3 à 8) + (5 à 8) + (10 à 18) + 15 – 5 = 29 à 37 correspond à un massif de la classe IV – rocher faible.

ZG3: la valeur de RMR, Bieniawski 1989 = (0 à 1) + (3) + (5) + (5 à 9) + (10 à 15) + (-2 à -5) = 18 à 31 correspond à un surtout à un massif de la classe IV – rocher faible.

b) Recommandations de soutènement de la classification RMR de Bieniawski, 1989 (selon le tableau III.5):

ZG1: les soutènements proposés par Bieniawski pour la classe III – rocher moyen consistent en 5 à 10 cm de béton projeté au toit du tunnel et 3 cm aux piédroits. des clouages avec 4 m de longueur sont écartés de 1,5 a 2,0 m. l'excavation est fractionnée en calotte et stross et les avancements proposés pour la calotte sont de 1,5 a 3,0 m.

ZG2: les soutènements proposés par Bieniawski pour la classe IV – rocher faible consistent en 10 à 15 cm de béton projeté au toit du tunnel et 10 cm aux piédroits. des clouages avec 4 à 5 m de longueur sont écartés de 1,0 à 1,5 m. des cintres légers et occasionnelles ec. 1,5 m, sont proposés. L'excavation est fractionnée en calotte et stross et les avancements proposés pour la calotte sont de 1,0 à 1,5 m.

ZG3: les soutènements proposés par Bieniawski pour la classe V – rocher très faible, consistent en 15 à 20 cm de béton projeté au toit du tunnel, 15 cm aux piédroits et 5 cm en face du tunnel. des clouages avec 5 a 6 m de longueur sont écartés de 1,0 a 1,5 m. l'excavation est fractionnée en galeries d'avance partielle et les avancements proposés dans la calotte sont de 0,5 a 1,0 m. radier courbe, considéré.

III.2.4.Méthode de BARTON

III.2.4.1 Principe

a) Calcul de l'indice de qualité:

La méthode de Barton est une classification empirique des massifs rocheux. Le principe de cette classification est le même que celui de la classification de Bieniawski, c'est à dire "noter la qualité du massif rocheux par l'intermédiaire de paramètres". La qualité du massif rocheux est représentée par l'indice Q, calculé à partir de six paramètres:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$$

- RQD: Rock Quality Designation.
- J_n : indice de familles principales de discontinuités.
- J_r : caractérise la rugosité des faces des joints.
- J_a : définit le degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage).
- J_w : spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau et pression.
- SRF: est le facteur de réduction des contraintes (Stress Reduction Factor).

L'indice Q peut varier de 0.001 à 1000. Les Q sont regroupés en 9 classes, chaque classe correspond à une qualité du massif rocheux (tableau ci dessous):

Tableau III.8: Qualité de la roche en fonction de l'indice Q [11].

valeurs	Qualité du massif
400-1000	Exceptionnellement bonne
100-400	Extrêmement bonne
40-100	Très bonne
10-40	Bonne
4-10	Moyenne
1-4	Mauvaise
0.1-1	Très mauvaise
0.01-0.1	Extrêmement mauvaise
0.001-0.01	Exceptionnellement mauvaise

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

- 1) Le premier rapport (RQD/J_n) représente la structure du massif rocheux, c'est une mesure de la taille moyenne des blocs rocheux.
- 2) Le second rapport (J_r/J_a) représente la résistance au cisaillement entre les blocs. Il est directement proportionnel à la rugosité des faces des joints (élément favorable pour la stabilité du tunnel car il en résulte une forte dilatance lors du cisaillement) et inversement proportionnel à l'épaisseur du joint (élément pouvant être extrêmement défavorable car un remplissage en argile sera caractérisé par un angle de frottement très faible).

3) Le troisième rapport (J_w/SRF) reprend deux paramètres de contraintes. J_w est une mesure de pressions d'eau, qui agissent bien entendu à l'encontre de la résistance au cisaillement des joints, suite à une réduction de la contrainte normale effective.

b) Dimension Equivalent " De " :

Afin de pouvoir relier leur "Tunneling Quality Index" Q à des recommandations de soutènement dans les ouvrages souterrains, Barton & al ont défini une grandeur Supplémentaire qu'ils appellent la dimension équivalente (De) de l'excavation:

$$De = \frac{\text{portée, diamètre ou hauteur de l'excavation (en m)}}{ESR}$$

Avec **ESR** (Excavation Support Ratio) étant un facteur dépendant de la finalité de l'excavation, autrement dit, du degré de sécurité recherché pour la stabilité [9].

c) Sélectionné Les Catégories et le type de soutènement :

D'après les descriptions de 38 différentes catégories de soutènement envisagées par BARTON on peut tirer la catégorie de la roche en fonction de Q et De calculé l'aide de L'abaque la Figure III.3.

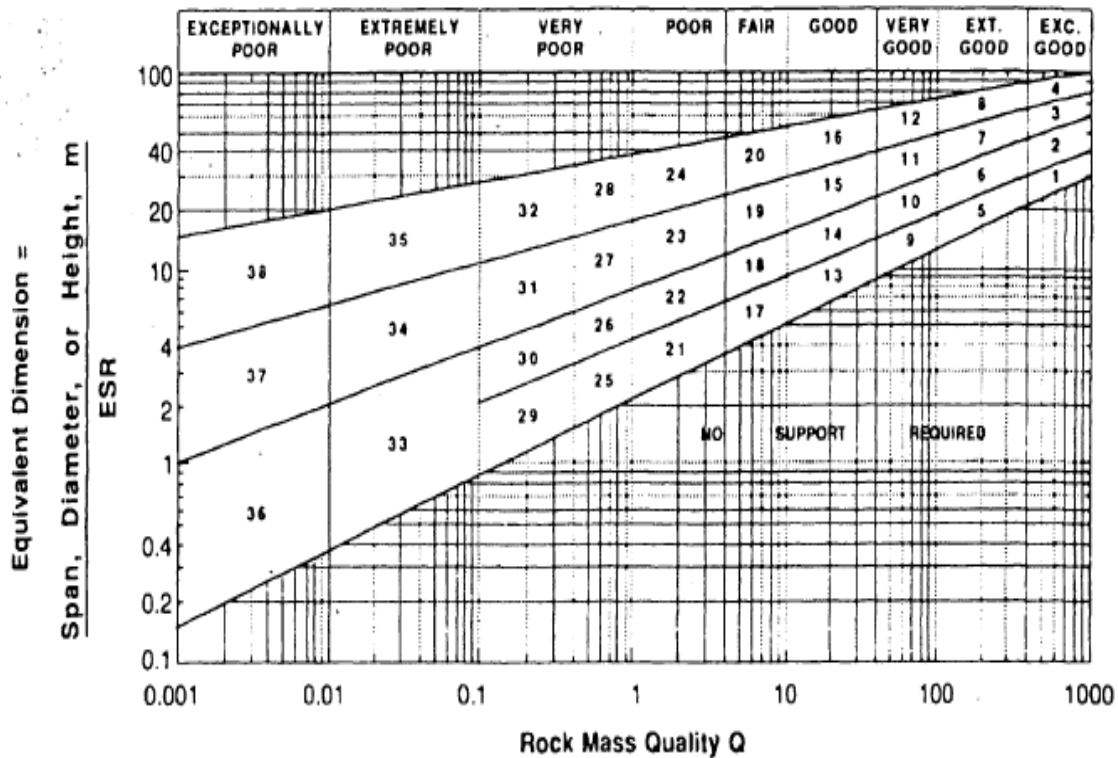


Figure III.4 : Relation entre ($Q - De$) et les catégories de soutènement [17] (Barton et al 1974).

III.2.4.2. Appliquer la méthode sur notre tunnel

Pour notre cas:

- Pour la zone géotechnique 1 on a :

Rock Quality Designation (RQD)	Nombre des joints (Jn)	Rugosité des joints (Jr)	Altération des joints (Ja)	Stress Reduction Factor (SRF)	Le facteur de réduction de la tension de l'eau sur les joints (Jw)	Excavation Support Ratio (ESR)
30	12	1	2	1	0.66	1.3

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

$$Q = \frac{30}{12} \times \frac{1}{2} \times \frac{0.66}{1} = 0.825$$

$$De = \frac{13}{1.3} = 10$$

D'après L'abaque on la Figure III.3. On se place dans la catégorie 27 le soutènement qui est proposé sont de béton projeté de 7.5 à 10cm

- Pour la zone géotechnique 2 on a :

Rock Quality Designation (RQD)	Nombre des joints (Jn)	Rugosité des joints (Jr)	Altération des joints (Ja)	Stress Reduction Factor (SRF)	Le facteur de réduction de la tension de l'eau sur les joints (Jw)	Excavation Support Ratio (ESR)
20	12	1.5	4	2	0.66	1.3

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

$$Q = \frac{20}{12} \times \frac{1.5}{4} \times \frac{0.66}{2} = 0.20$$

$$De = \frac{13}{1.3} = 10$$

D'après L'abaque on la Figure III.3. On se place dans la catégorie 31 le soutènement qui est proposé sont un béton projeté de 7.5 à 25 cm, avec un cintre métallique de espacement 1 m

● **Pour la zone géotechnique 03:**

Rock Quality Designation (RQD)	Nombre des joints (Jn)	Rugosité des joints (Jr)	Altération des joints (Ja)	Stress Reduction Factor (SRF)	Le facteur de réduction de la tension de l'eau sur les joints (Jw)	Excavation Support Ratio (ESR)
10	15	1	4	5	0.66	1.3

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

$$Q = \frac{30}{15} \times \frac{1}{4} \times \frac{0.66}{5} = 0.020$$

$$De = \frac{13}{1.3} = 10$$

D'après L'abaque on la Figure III.3. On se place dans la catégorie 35 le soutènement qui est proposé sont un béton projeté de 20cm à 75cm, avec un cintre métallique de espacement 1.5m

III.2.4 Méthode de l'AFTES

L'Association Française du Commerce Clandestin (AFTES) a été créée en janvier 1972 pour répondre aux recommandations de la Conférence Internationale du Commerce Clandestin tenue à Washington en 1970, qui appelait à la création d'une organisation dans chaque pays regroupant les différents acteurs concernés, à différents titres dans les affaires souterraines.

L'activité principale de l'AFTES est la diffusion de recommandations techniques dans le domaine des travaux souterrains .Ces recommandations sont préparées au sein de Groupes de Travail qui ont permis de constituer une classification, dite de l'AFTES [9].

III.2.4.1 Principe [9]

Plutôt que d'attribuer au massif une "note" globale déterminant les conditions de creusement d'un ouvrage, l'AFTES a préféré préciser clairement les divers facteurs qu'il faut s'efforcer de connaître pour la conception d'un projet souterrain dans un massif rocheux:

- Les conditions géologiques générales.
- Les conditions hydrogéologiques.
- Les discontinuités du massif rocheux.
- Les caractéristiques mécaniques du terrain.
- Les contraintes naturelles et la hauteur de couverture de l'ouvrage.

- La déformabilité du massif.

En plus de ces critères relatifs au massif rocheux, l'AFTES prend en considération:

III.2.4.1. A. Des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution

- Les dimensions et la forme de la cavité.
- Le procédé d'excavation, qui peut être soit à l'explosif en utilisant ou non la technique
- du prédécoupage, soit purement mécanique.

III.2.4.1.B. Des critères relatifs à l'environnement

- La sensibilité de l'environnement aux tassements.
- Les effets d'une modification de l'équilibre hydrologique.

III.2.4.2. Appliquer la méthode sur notre tunnel

Pour notre cas:

- **Pour la zone géotechnique 1 on a :**

La résistance à la compression uni-axiale supérieure à 25 MPa donc la classe de cette roche selon le tableau III.7 est roche de faible résistance, catégorie R4.

Tableau III.9:classification de la roche selon la résistance à la compression.

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	
R3a	Roche de résistance moyenne	dolites, marbres, dolomies, conglomérats compacts Grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	120 à 60 60 à 40
R3b		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne,	
R4	Roche de faible résistance	marnes compactes, conglomérats peu consistants Schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudingues, craie	40 à 20 20 à 6
R5 a	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	

Pour cette catégorie, le soutènement adéquat est le béton projeté plus cintres métallique
Selon le tableau III.8 :

Tableau III. 10: Montre un exemple de l'analyse de l'emploi de différents soutènements en fonction de ces catégories d'après l'AFTES (group de travail N° 7) [17]

Comportement mécanique	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons				Cintres		Voussoirs		Tubes préformés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres linoédes	lourds	légers couffissants	plaques métal assemblés	béton	injection			air comprimé	congélation	
R1	•		•		⊗			⊗	⊗	⊗	⊗		⊗	⊗	
R2a	•		•		⊗			⊗	⊗	⊗	⊗		⊗	⊗	
R2b		•	•	•	⊗			⊗	⊗	⊗	⊗		⊗	⊗	
R3a		•	•	•	⊗		•	⊗	⊗	⊗	⊗		⊗		
R3b		•		•	⊗		•		⊗	⊗	⊗				
R4	⊗		•	⊗		•	•								
R5a	⊗		•	⊗		•	•	•							
R5b	⊗			⊗	⊗	•	•	•	•	•	•	•			
R6a	⊗		⊗	⊗	⊗	•	•	•	•		•	•			
R6b	⊗		⊗	⊗	⊗	•	•	•	•	•	•	•		•	

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

• **Pour la zone géotechnique 2 on a :**

La résistance à la compression uni-axiale supérieure à 2 MPa donc la classe de cette roche selon le tableau III.7 est roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés, catégorie R5a.

Pour cette catégorie, le soutènement adéquat est le béton projeté plus cintres métallique selon le tableau III.8.

• **Pour la zone géotechnique 3 on a :**

La résistance à la compression uni-axiale inférieur à 3Mpa donc la classe de cette roche selon le tableau III.7 est roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés, catégorie R5a.

Pour cette catégorie, le soutènement adéquat est le béton projeté plus cintres métallique selon le tableau III.8.

III.3. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé les principales méthodes de calcul et de dimensionnement des tunnels à partir de classifications des massifs rocheux, ces méthodes de calcul reposent sur des considérations théoriques, empiriques et numériques. Les méthodes empiriques globales telles que la classification de TERZAGHI qui a donné le choix de cintres circulaires et d'après LAUFFER le type de soutènement est cintres. Aussi on a le type de soutènement est béton projeté d'après La méthode de BIENAWSKI donne une très grande importance. La méthode de Barton s'étend un peu plus à la structure interne du sol environnant pour calculer le Q a fin de classer le soutènement approprié. La classification AFTES permet d'orienter le choix du type d'appui, mais elle n'est pas suffisante pour vérifier la stabilité du tunnel.

CHAPITRE IV

DIMENSIONNEMENT AVEC MÉTHODE
CONVERGENCE CONFINEMENT

IV.1 Introduction

Le calcul analytique de l'interaction entre la parcelle excavée et ses appuis est réalisé selon la méthode dite de convergence-contrainte. Cette méthode, développée dans les années 1970, permet d'analyser l'interaction entre le massif rocheux et le soutènement, plutôt que l'ancienne méthode remplaçant le massif rocheux par un système de chargement agissant sur le soutènement ou quel que soit le stade de creusement [11].

IV.1.1. Convergence

La convergence d'une section d'un tunnel suivant une direction est le déplacement relatif des deux points opposés du parement dans cette direction au fur et à mesure de l'avancement du front de taille.

IV.1.2. 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].

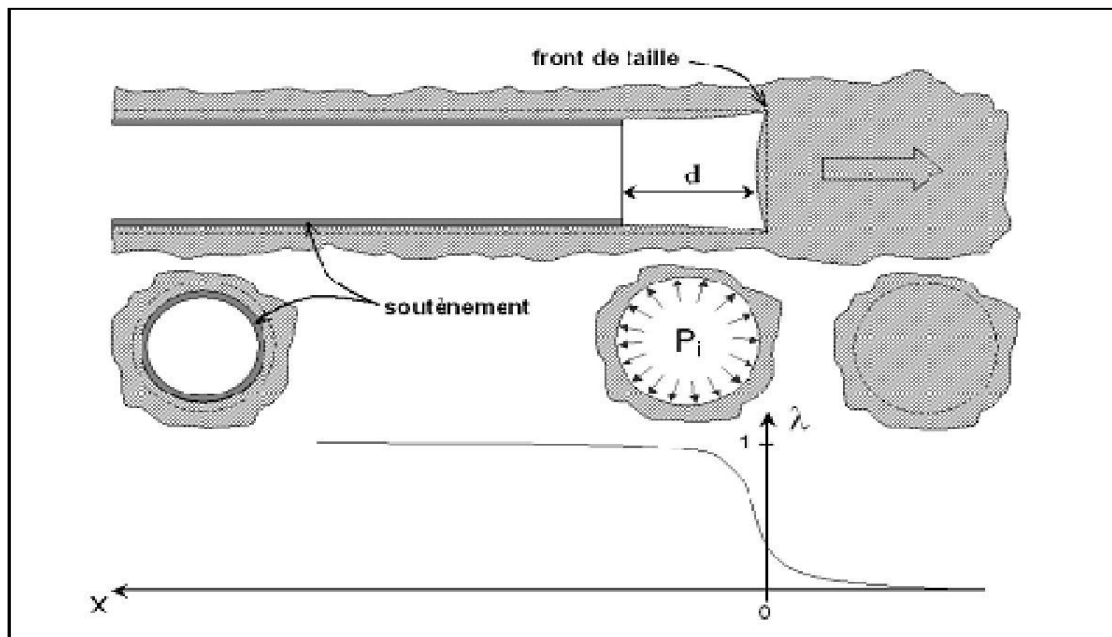


Figure IV.1: Convergence-confinement.

IV.2 Domaines d'utilisation

Dans le cas de canaux circulaires creusés à des profondeurs modérées ou supérieures du massif rocheux où la contrainte peut être considérée comme isotrope et homogène, la méthode des contraintes convergentes conduit à un dimensionnement satisfaisant des appuis. Dans d'autres cas, il donne l'ordre de grandeur de la déformation attendue, il permet la sélection de déterminants à

introduire dans des calculs plus affinés, et guide la sélection de propriétés conservées lors de la phase d'avant-projet (Bouvard & al, 1988).

La méthode en question sert également de base au contrôle et à l'interprétation des mesures réalisées sur le site. Sa souplesse d'utilisation permet l'adaptation rapide d'un projet initial aux conditions rencontrées lors du creusement.

IV.3 Principe générale de la méthode

Considérons une section plane d'un terrain dans lequel on souhaite creuser une galerie circulaire. Ce terrain est soumis à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope P. Le déplacement radial u des parois de la galerie non encore excavée est évidemment nul.

Pour modéliser l'excavation de la galerie, nous supposons d'abord la cavité remplie d'un liquide à une pression P_i correspondant à l'état initial isotrope P [17].

IV.4 Hypothèses de la méthode

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

IV.5 Etapes De Calcul [17]

La méthode comporte quatre étapes :

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

IV.6 Courbe de convergence

Pour passer d'un état tridimensionnel, avec un terrain qui se déconfiné progressivement autour du front de taille, à un état de déformation plane (que l'on rencontre traditionnellement dans une section éloignée du front), on introduit une pression fictive en paroi. Cette pression, uniformément répartie sur le pourtour de l'excavation, a une valeur qui décroît avec l'éloignement au front. P_i varie ainsi de σ_0 à 0; de l'état de contrainte initial à l'état entièrement déconfiné. L'évolution de P_i est donc gouvernée par la distance x , qui permet de se situer par rapport au front de taille (où $x = 0$) On écrit :

$$P_i = (1 - \lambda(x))\sigma_0$$

$\lambda(x)$ est appelé taux de déconfinement car il caractérise l'état du massif à l'endroit x considéré, il varie de 0 (état initial, en avant du front de taille) à 1 (état complètement déconfiné, loin en arrière du front).

La théorie des milieux continus nous donne ensuite les champs de déplacement et de contrainte autour du tunnel. Là où réside encore une forte incertitude, c'est dans l'équation permettant de définir $\lambda(x)$. Plusieurs auteurs ont proposé des formules, nous en retiendrons la plus simple, lorsque le terrain reste en élasticité :

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

α Et m_0 sont deux constantes (respectivement 0.25 et 0.75) et R le rayon d'excavation.

La courbe de convergence est la courbe donnant la valeur du déplacement en paroi en fonction de la pression fictive P_i , et en l'absence de soutènement. Il s'agit d'une courbe u paramétrique (de paramètre(x)) qui est représenté sur un graphe (P_i, u).

Les données :

R : Rayon de l'excavation ;

E : Caractéristiques de rupture du terrain ;

ν : Coefficient de poisson;

C : Caractéristiques de rupture du terrain (ou R_c et K_p);

Φ : Angle de frottement;

γ : Poids volumiques du rocher dans la zone décomprimée ;

σ_0 : Contrainte initiale de massif. $\sigma_0 = \sum \gamma h + q$

Tel que :

R_c : La résistance en compression simple des terrains,

$$R_c = \frac{2c + \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

K_p : Coefficient de butée

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

IV.7 Etapes de calcul

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

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

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

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

$$\begin{cases} P = \sigma_0 \\ u = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} P = 0 \\ u_i = \frac{(1 + \nu)\sigma_0.R}{E} \end{cases}$$

- Si $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$ Ce cas représente la fin de l'élasticité

Pour tracer la courbe caractéristique du terrain ($P_\lambda = f(U_\lambda)$) les équations suivantes sera utilisée:

- **Calcul de taux de déconfinement $\lambda(x)$:**

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

Avec α Et m_0 sont deux constantes (respectivement 0.25 et 0.75) et R le rayon d'excavation.

- **Calcul de déplacement $U(\lambda)$:**

$$U(\lambda) = \lambda(x) \cdot u_0$$

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

- **Calcul de la pression $P(\lambda)$:**

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

D'une autre méthode [17]:

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

- Calcul de la pression d'apparition P_a :

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin \varphi) - C * \cos \varphi$$

- Calcul de taux de déconfinement λ_a :

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0}$$

- Calcul de déplacement à la paroi u_a :

$$u_a = \lambda_a * u_0$$

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

On a

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

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

$$\frac{R_P(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{K_P + 1} * \frac{(K_P - 1)\sigma_0 + R_C}{(1 - \lambda)(K_P - 1)\sigma_0 + R_C} \right]^{\frac{1}{K_P - 1}}$$

Tel que :

α : Coefficient de dilatation.

- $\alpha = 1$ La déformation plastique se produit à volume constant.
- $\alpha > 1$ Il se produit par dilatance une augmentation de volume.

R_p : Rayon plastique.

- Calcul de point de départ de la courbe caractéristique du soutènement:

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement :

$$U_{s0} > 0.265 * U_0$$

IV.8 Courbe De Confinement[17]

Une deuxième courbe est requise pour la méthode. Il s'agit de la courbe de confinement, qui va permettre de caractériser le comportement du soutènement sous son chargement. Le chargement considéré est purement radial, il s'agit d'une pression appliquée sur tout le pourtour extérieur de la structure. Le calcul du déplacement radial u_s en fonction de la pression appliquée P_s permet de tracer la courbe de confinement sur un graphe identique à celui de la courbe de convergence.

$$P_i^s = K_s \cdot (u_i - u_0)$$

Pour tracer la courbe de confinement ou la courbe caractéristique de soutènement on détermine trois valeurs :

- la raideur de soutènement : $K_s = \frac{\Delta P}{\Delta U}$
- la pression maximale admissible P_{max} qui correspond à la pression en rupture de soutènement.
- Le déplacement U .

IV.9 SOUTENEMENTS

IV.9.1 Coque en béton:

a) Raideur du béton K_b :

$$K_b = \frac{E_b \cdot e}{(1-\nu^2) \cdot R} \quad \text{Cas du revêtement mince}$$

$$K_b = \frac{E_b (R_{int}^2 - R_{ext}^2)}{(1-\nu)[(1-2\nu)R_{int}^2 + R_{ext}^2]} \quad \text{Cas du revêtement épais}$$

b) La pression maximale du béton P_b^{max} :

La pression maximale que peut développer un anneau mince vaut :

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} \cdot e}{R}$$

La pression maximale que peut développer un anneau épais vaut :

$$P_b^{max} = \frac{R_{int}^2 - R_{ext}^2}{R_{int}^2 + R_{ext}^2} \sigma_b^{max}$$

Avec :

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

c) Le Déplacement U_b^{max} :

$$U_b^{max} = \frac{P_b^{max} \cdot R}{K_b}$$

Les ordres de grandeur des modules E_b à considérer dans les calculs sont:

- béton projeté: de 7000 à 15000MPa

- béton coffré: 15,000 à 30,000Mpa

IV.9.2 Cintres métalliques

a) Raideur du Cintre K_c :

$$K_c = \frac{E_a \cdot A_c}{R \cdot \alpha}$$

b) La pression maximale P_c^{max} :

$$P_c^{max} = \frac{f_u \cdot A_s}{R \cdot \alpha}$$

c) Le Déplacement U_c^{max} :

$$U_c^{max} = \frac{P_c^{max} \cdot R}{K_c}$$

IV.9.3 Les boulons radiaux

Principalement 2 types de boulons radiaux sont utilisés:

- boulons à ancrage ponctuel ou -boulons à ancrage continu.

Calcul simplifié

Dans le cas de boulons à ancrage ponctuel on a :

$$\varepsilon = \frac{u}{L} \quad \text{soit un effort} \quad F = E_c \cdot A_s \cdot \frac{u}{L}$$

La pression équivalente peut être calculée par :

$$P = \frac{F}{e_c \cdot e_l} = \frac{A_s \cdot E_s}{L \cdot e_c \cdot e_l} \cdot u$$

La raideur à prendre en compte est donc:

$$K_{sn} = \frac{P}{u/R} = \frac{R}{e_c \cdot e_l} \cdot \frac{A_s \cdot E_s}{L}$$

Avec:

E_s : Module de l'acier du boulon.

e_c : Espacement circonférentiel entre boulons.

e_l : Espacement longitudinal entre boulons.

IV.10 APPLICATION DE LA METHODE POUR NOTRE TUNNEL

IV.10.1 Caractéristiques géotechnique du sol

Tableau IV.1: Caractéristique géotechnique de sol

	ZG1	ZG2	ZG3
γ (KN/m ³)	23	22	19
ϕ (°)	45	40	25
C (KN/m ²)	450	150	60
E (Gpa)	10	1	0.15
Rc (KPa)	2172.7	643.3	156.96
ν (coefficient de poisson)	0,22	0,24	0.28
$\sigma_0 = \gamma.H$	690	330	475
H (le max d'épaisseur de la couverture m)	30	15	25

Tunnel de 6.18 m de rayon et le soutènement est posé à 1m du front. Soutènement est composé de cintres et de béton projeté.

- Calcul de R_C :

$$R_C = \frac{2c + \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

- R_C (ZG1) = $2 * 450 * \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{45}{2}\right) = 2172.7$ kpa

R_C (ZG2) = $2 * 150 * \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{40}{2}\right) = 643.2$ kpa -

- R_C (ZG3) = $2 * 50 * \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{25}{2}\right) = 156.96$ kpa

- Calcul de K_P :

$$K_P = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

- K_P (ZG1) = $\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{45}{2}\right) = 5.82$

- K_P (ZG2) = $\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{40}{2}\right) = 4.59$

$$- K_p (ZG3) = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{25}{2} \right) = 2.46$$

IV.10.2 Pour La Zone 01

a) Courbe caractéristique du terrain (la courbe de convergence) :

On a

$$\frac{R_c}{2} = \frac{2172.7}{2} = 1086.35 \text{ Kpa} \quad \text{Donc:} \quad \sigma_0 < \frac{R_c}{2}$$

Le comportement est élastique et le creusement n'entraîne pas de déformations plastiques.

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

$$u_0 = \frac{(1+\nu)\sigma_0 \cdot R}{E} = \frac{(1+0.22)0,690 \cdot 6,18}{10 \cdot 10^3} = 0.52 \text{mm}$$

$$u_0 = 0.52 \text{mm}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} P = \sigma_0 = 690 \text{Kpa} \\ u = 0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} P = 0 \\ u_0 = \frac{(1+\nu)\sigma_0 \cdot R}{E} = 0.52 \text{mm} \end{array} \right.$$

b) Courbe de confinement

On a Béton projeté avec:

- épaisseur: $e = 0.1 \text{m} = 10 \text{cm}$

- modules E_b de béton projeté: $E_b = 12000 \text{MPa}$

- coefficient de poisson ν : $\nu = 0.22$

- rayon de Tunnel : $R = 6.18 \text{m}$

$-f_{c28} = 25 \text{MPa}$

$-\gamma_b = 1.15$

Donc :

- **Module De Rigidité K_b :**

$$K_b = \frac{E_b \cdot e}{R} = \frac{12000 \cdot 0.1}{6.18} = 202.26 * 10^3 \text{KPa}$$

$$K_b = 202.26 * 10^3 \text{KPa}$$

- **Pression maximale P_b :**

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} \cdot e}{R} = \frac{14.16 \cdot 0.1}{6.18} = 229.12 \text{KPa} \quad \text{Avec: } \sigma_b^{max} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.16 \text{MPa}$$

$$P_b^{max} = 229.12 \text{KPa}$$

- **Le Déplacement :**

$$U_b^{max} = \frac{P_b^{max} \cdot R}{K_b} = \frac{229.2 * 6.18}{202.26 * 10^3} = 7 \text{mm}$$

$$U_b^{max} = 7 \text{mm}$$

- **Calcul de point de départ de la courbe caractéristique du soutènement:**

$$U_{s0} > 0.265 * U_0 > 0.265 * 0.52 > 0.1457mm$$

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

$$\begin{cases} P = 0KPa \\ U_{s0} = 0.1457mm \end{cases} \quad \begin{cases} P_b^{max} = 229.2KPa \\ U_b^{max} = 7mm \end{cases}$$

Donc La courbe de convergence- confinement :

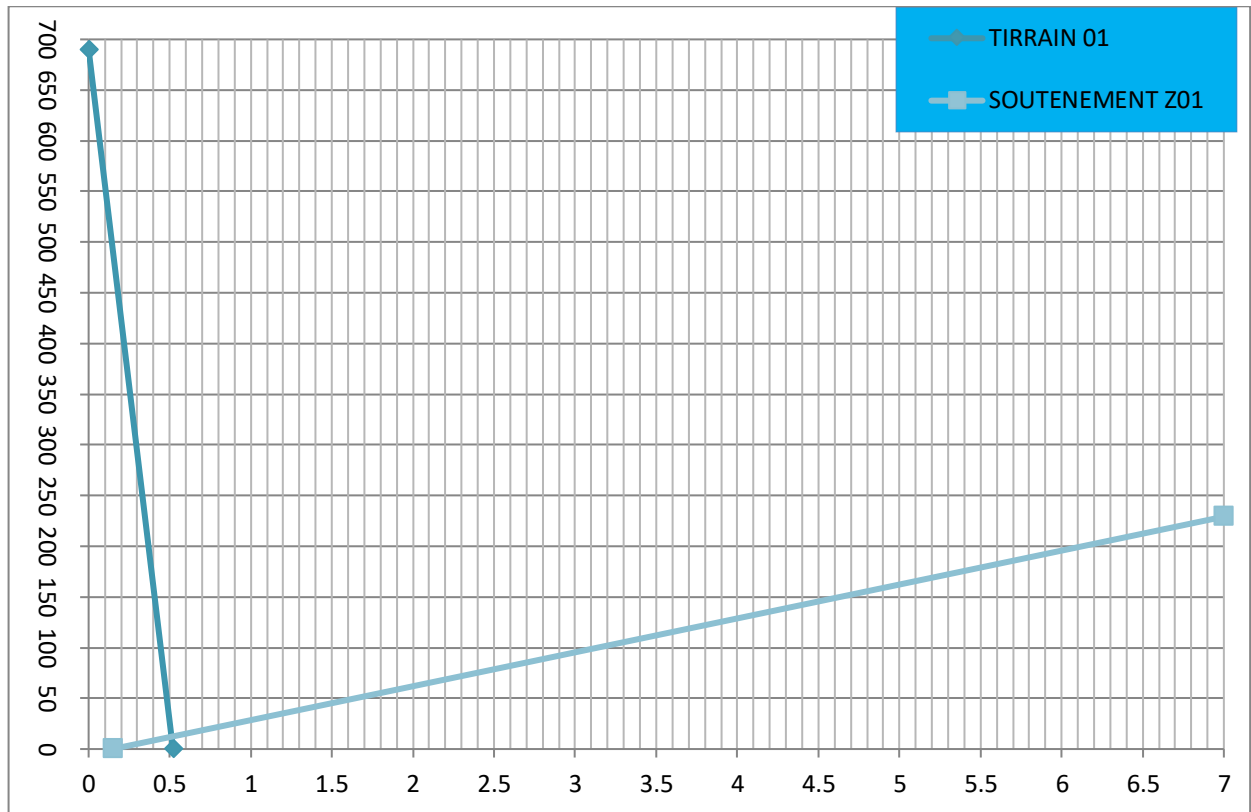


Figure IV.2: Courbe convergence confinement de ZG 01

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

$$P_{equilibre} = 12Kpa$$

$$U_{equilibre} = 0.51mm$$

- **Vérifications**

$$K_S = K_b + K_c = 202.26 * 10^3 KPa \longrightarrow 100\%$$

Donc le pourcentage de sollicitation qu'il reçoit le béton est $x=100\%$.

Le point d'intersection des deux courbes donne la pression équivalente $P_{equilibre} = 12Kpa$

Alors $P_b = 12 * 0.1 = 1.2KPa < P_b^{max} = 229.12KPa$ Vérifié

IV.10.3 Pour La Zone 02

a) **Courbe caractéristique du terrain (la courbe de convergence) :**

$$\frac{R_c}{2} = \frac{643.2}{2} = 321.6 \text{Kpa} \quad \text{Donc:} \quad \sigma_0 > \frac{R_c}{2}$$

Ce cas représente la fin de l'élasticité

- **Calcul de taux de déconfinement $\lambda(x)$:**

$$\text{Pour } x=1\text{m} \quad \lambda(x=1) = 0.25 + (1 - 0.25) \left(1 - \left[\frac{0.75 \cdot 6.18}{0.75 \cdot 6.18 + 1}\right]^2\right) = 0.492$$

- **Calcul de déplacement $U(\lambda)$:**

$$U(\lambda) = \lambda(x) \cdot u_0$$

$$u_0 = \frac{(1+\nu)\sigma_0 \cdot R}{E} = \frac{(1+0.24)0,330 \cdot 6,18}{10^3} = 0,0025\text{m}$$

$$u_0 = 0,0025\text{m}$$

$$U(\lambda) = \lambda(x) \cdot 0.0025$$

- **Calcul de la pression $P(\lambda)$:**

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

$$\text{Donc:} \quad P(\lambda) = (1 - \lambda) 0.330$$

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

Tableau IV.2: les valeurs de la courbe de terrain.01

λ	0	0.49	0.54	0.62	0.7	0.78	0.9	1
$P(\lambda)$	330	168.3	151.8	125.4	99	72.6	33	0
$U(\lambda)$	0	1.225	1.35	1.55	1.75	1.95	2.25	2.5

b) **Courbe caractéristique du soutènement**

Le soutènement est constitué de :

***Béton projeté avec:**

- épaisseur: $e = 0.25\text{m} = 25\text{cm}$

- modules E_b de béton projeté: $E_b = 12000\text{MPa}$

- coefficient de poisson ν : $\nu = 0.24$

- rayon de Tunnel : $R = 6.18\text{m}$

$$-f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$-\gamma_b = 1.15$$

- **Module De Rigidité K_b :**

$$K_b = \frac{E_b \cdot e}{R} = \frac{12000 \cdot 0.25}{6.18} = 485.43 * 10^3 \text{KPa}$$

$$K_b = 485.43 * 10^3 \text{KPa}$$

- **Pression maximale P_b :**

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} \cdot e}{R} = \frac{14.16 \cdot 0.25}{6.18} = 572.81 \text{KPa} \quad \text{Avec: } \sigma_b^{max} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.16 \text{MPa}$$

$$P_b^{max} = 572.81 \text{KPa}$$

- **Le Déplacement :**

$$U_b^{max} = \frac{P_b^{max} \cdot R}{K_b} = \frac{229.2 * 6.18}{202.26 * 10^3} = 7.29 \text{mm}$$

$$U_b^{max} = 7.29 \text{mm}$$

***Cintres HEB-220 :**

- Section HEB-220: $A_s = 91.04 \text{cm}^2$

- la qualité de l'acier est : S275

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

- Résistance de l'acier : $f_u = 410 \text{MPa}$

- Espacement des cintres : $\alpha = 1 \text{m}$ (Recommandé par BIENIAWSKI)

- **Module De Rigidité K_c :**

$$K_c = \frac{E_c \cdot A_c}{R \cdot \alpha} = \frac{210000 \cdot 91.04 \cdot 10^{-4}}{6.18 \cdot 1.5} = 206.23 * 10^3 \text{KPa}$$

$$K_c = 206.23 * 10^3 \text{KPa}$$

- **Pression maximale P_c :**

$$P_c^{max} = \frac{f_u \cdot A_s}{R \cdot \alpha} = \frac{410 \cdot 91.04 \cdot 10^{-4}}{6.18 \cdot 1} = 402.65 \text{KPa}$$

$$P_c^{max} = 402.65 \text{KPa}$$

- **Le Déplacement :**

$$U_c^{max} = \frac{P_c^{max} \cdot R}{K_c} = \frac{402.65 * 6.18}{206.23 * 10^3} = 12.06 \text{mm}$$

$$U_c^{max} = 12.06 \text{mm}$$

***Combinaison du cintre et du béton projeté**

- **Raideur du soutènement :**

$$K_S = K_c + K_b = 485.43 * 10^3 + 206.23 * 10^3$$

$$K_S = 691.66 * 10^3 \text{KPa}$$

- **Pression maximale développée par le soutènement**

$$P_s^{max} = P_c^{max} + P_b^{max} = 402.65 + 572.81$$

$$P_s^{max} = 975.46 \text{KPa}$$

- **Déplacement maximum du soutènement**

$$U_s^{max} = \frac{P_s^{max} \cdot R}{K_s} = \frac{975.46 \cdot 6.18}{691.66 \cdot 10^3} = 8.71 \text{mm}$$

$$U_s^{max} = 8.71 \text{mm}$$

- **Calcul de point de départ de la courbe caractéristique du soutènement**

$$U_{s0} > 0.265 \cdot U_0 > 0.265 \cdot 2.5 > 0.66 \text{mm}$$

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

$$\begin{cases} P = 0 \text{KPa} \\ U_{s0} = 0.66 \text{mm} \end{cases} \quad \begin{cases} P_s^{max} = 975.46 \text{KPa} \\ U_s^{max} = 8.71 \text{mm} \end{cases}$$

Le graphe de convergence confinement :

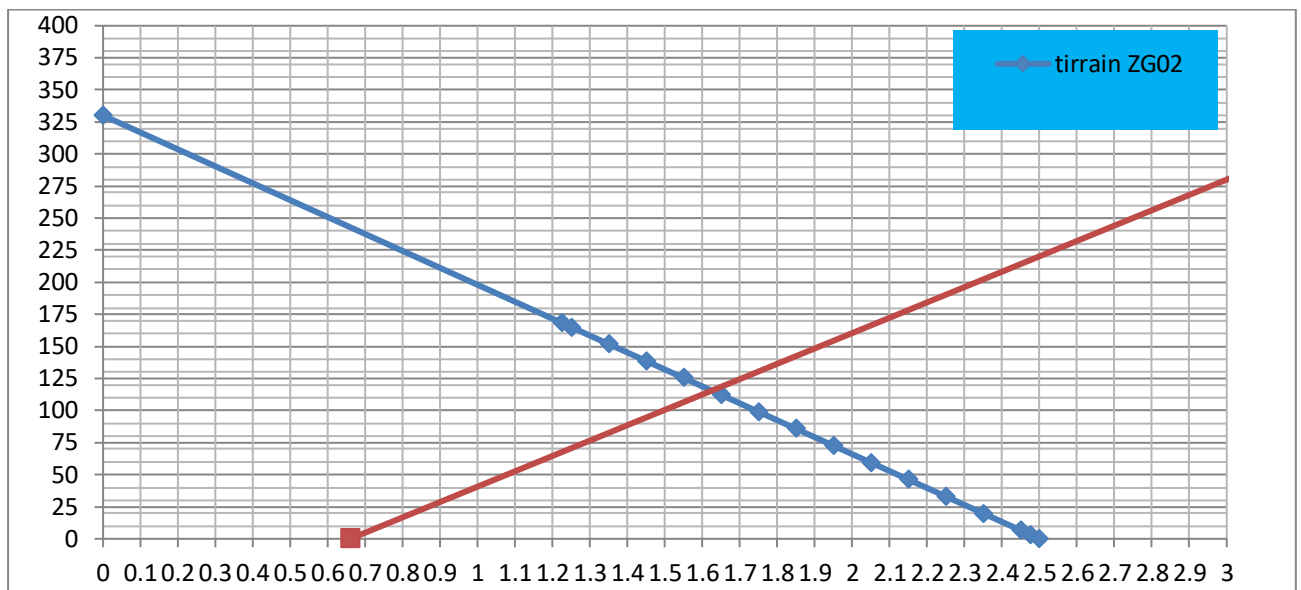


Figure IV.3 : Courbe convergence confinement de ZG 02

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

$$P_{equilibre} = 115 \text{Kpa}$$

$$U_{equilibre} = 1.62 \text{mm}$$

- **Vérifications**

$$K_s = K_b + K_c = 691.66 \cdot 10^3 \text{KPa} \longrightarrow 100\%$$

$$K_b = 485.43 \cdot 10^3 \text{KPa} \longrightarrow X \%$$

Donc le pourcentage de sollicitation qu'il reçoit le béton est $X=70.18\%$. Et le pourcentage des cintres est de $X=29.82\%$.

Le point d'intersection des deux courbes donne la pression équivalente:

$$P_{equilibre}=115KPa$$

Alors:

$$P_b = 115 * 0.701 = 80.615KPa < P_b^{max} = 572.81KPa \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$P_c = 115 * 0.298 = 34.27KPa < P_c^{max} = 402.65KPa \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

IV.10.4 On a pour la zone 03

a) Courbe caractéristique du terrain (la courbe de convergence)

$$\frac{R_c}{2} = \frac{156.9}{2} = 78.45Kpa \quad \text{Donc:} \quad \sigma_0 > \frac{R_c}{2}$$

Ce cas représente la fin de l'élasticité

- **Calcul de la pression d'apparition P_a**

$$P_a = 475(1 - \sin 25) - 60 * \cos 25 = 219.287KPa$$

$$P_a = 219.87KPa$$

- **Calcul de taux de déconfinement λ_a**

$$\lambda_a = \frac{475-219.87}{475} = 0.53$$

$$\lambda_a = 0.53$$

- **Calcul de déplacement à la paroi u_a**

$$u_a = \lambda_a * u_0$$

$$u_0 = \frac{(1+\nu)\sigma_0 \cdot R}{E} = \frac{(1+0.28)0.475 \cdot 6.18}{150} = 0.025m$$

$$u_0 = 0.025m$$

$$u_a = 0.53 * 0.025 = 0.013$$

$$u_a = 0.013m$$

On a

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

$$\frac{R_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{2.46 + 1} * \frac{(2.46 - 1)0.475 + 0.1569}{(1 - \lambda)(2.46 - 1)0.475 + 0.1569} \right]^{\frac{1}{2.46-1}}$$

$$\frac{R_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{0.491}{0.850 - \lambda 0.693} \right]^{0.684}$$

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

$$U(\lambda) = \frac{1 + 0.28}{150} * 0.53 * 0.475 * \frac{1}{1 + 1} \left[2 \left(\left[\frac{0.491}{0.850 - \lambda 0.693} \right]^{0.684} \right)^{1+1} - 1 + 1 \right] 6.18$$

$$U(\lambda) = 1000 * 0.013 \left[\frac{0.491}{0.850 - \lambda 0.693} \right]^{1.368}$$

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

Tableau IV.3: les valeurs de la courbe de terrain 02.

λ	0.53	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8	0.85	0.9	0.95	1
$P(\lambda)$	223.52	213.75	190	166.25	142.5	118.75	95	71.25	47.5	23.75	0
$U(\lambda)$	13.52	14.07	15.63	17.51	19.83	22.73	26.46	31.38	38.14	47.88	62.92

b) Courbe caractéristique du soutènement

Le soutènement est constitué de :

***Béton projeté avec**

- épaisseur: $e = 0.3\text{m} = 30\text{cm}$
- modules E_b de béton projeté: $E_b = 12000\text{MPa}$
- coefficient de poisson ν : $\nu = 0.28$
- rayon de Tunnel : $R = 6.18\text{m}$
- $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- $\gamma_b = 1.15$

• **Module De Rigidité K_b**

$$K_b = \frac{E_b \cdot e}{R} = \frac{12000 \cdot 0.3}{6.18} = 582.52 * 10^3 \text{KPa}$$

$$K_b = 582.52 * 10^3 \text{KPa}$$

• **Pression maximale P_b**

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} \cdot e}{R} = \frac{14.16 \cdot 0.3}{6.18} = 687.37 \text{KPa} \quad \text{Avec: } \sigma_b^{max} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.16 \text{MPa}$$

$$P_b^{max} = 687.37 \text{KPa}$$

• **Le Déplacement**

$$U_b^{max} = \frac{P_b^{max} \cdot R}{K_b} = \frac{687.37 * 6.18}{582.52 * 10^3} = 7.29 \text{mm}$$

$$U_b^{max} = 7.29 \text{mm}$$

***Cintres HEB-220**

- Section HEB-220: $A_s = 91.04 \text{cm}^2$

- la qualité de l'acier est : S275
- Module de Young de l'acier : $E_c = 210000MPa$
- Résistance de l'acier : $f_u = 410MPa$
- Espacement des cintres : $\alpha = 1.5m$ (Recommandé par *BIENIAWSKI*)

• **Module De Rigidité K_c**

$$K_c = \frac{E_c \cdot A_c}{R \cdot \alpha} = \frac{210000 \cdot 91.04 \cdot 10^{-4}}{6.18 \cdot 1.5} = 206.23 \cdot 10^3 \text{ KPa}$$

$$K_c = 206.23 \cdot 10^3 \text{ KPa}$$

• **Pression maximale P_c**

$$P_c^{max} = \frac{f_u \cdot A_s}{R \cdot \alpha} = \frac{410 \cdot 91.04 \cdot 10^{-4}}{6.18 \cdot 1.5} = 402.65 \text{ KPa}$$

$$P_c^{max} = 402.65 \text{ KPa}$$

• **Le Déplacement**

$$U_c^{max} = \frac{P_c^{max} \cdot R}{K_c} = \frac{402.65 \cdot 6.18}{206.23 \cdot 10^3} = 12.06 \text{ mm}$$

$$U_c^{max} = 12.06 \text{ mm}$$

***Combinaison du cintre et du béton projeté**

• **Raideur du soutènement**

$$K_s = K_c + K_b = 585.52 \cdot 10^3 + 206.23 \cdot 10^3$$

$$K_s = 788.75 \cdot 10^3 \text{ KPa}$$

• **Pression maximale développée par le soutènement**

$$P_s^{max} = P_c^{max} + P_b^{max} = 402.65 + 687.37$$

$$P_s^{max} = 1089.93 \text{ KPa}$$

• **Déplacement maximum du soutènement**

$$U_s^{max} = \frac{P_s^{max} \cdot R}{K_s} = \frac{1089.93 \cdot 6.18}{788.75 \cdot 10^3} = 8.53 \text{ mm}$$

$$U_s^{max} = 8.53 \text{ mm}$$

• **Calcul de point de départ de la courbe caractéristique du soutènement**

$$U_{s0} > 0.265 \cdot U_0 > 0.265 \cdot 8.2 > 2.17 \text{ mm}$$

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

$$\begin{cases} P = 0 \text{ KPa} \\ U_{s0} = 2.17 \text{ mm} \end{cases} \quad \begin{cases} P_s^{max} = 1089.93 \text{ KPa} \\ U_s^{max} = 8.53 \text{ mm} \end{cases}$$

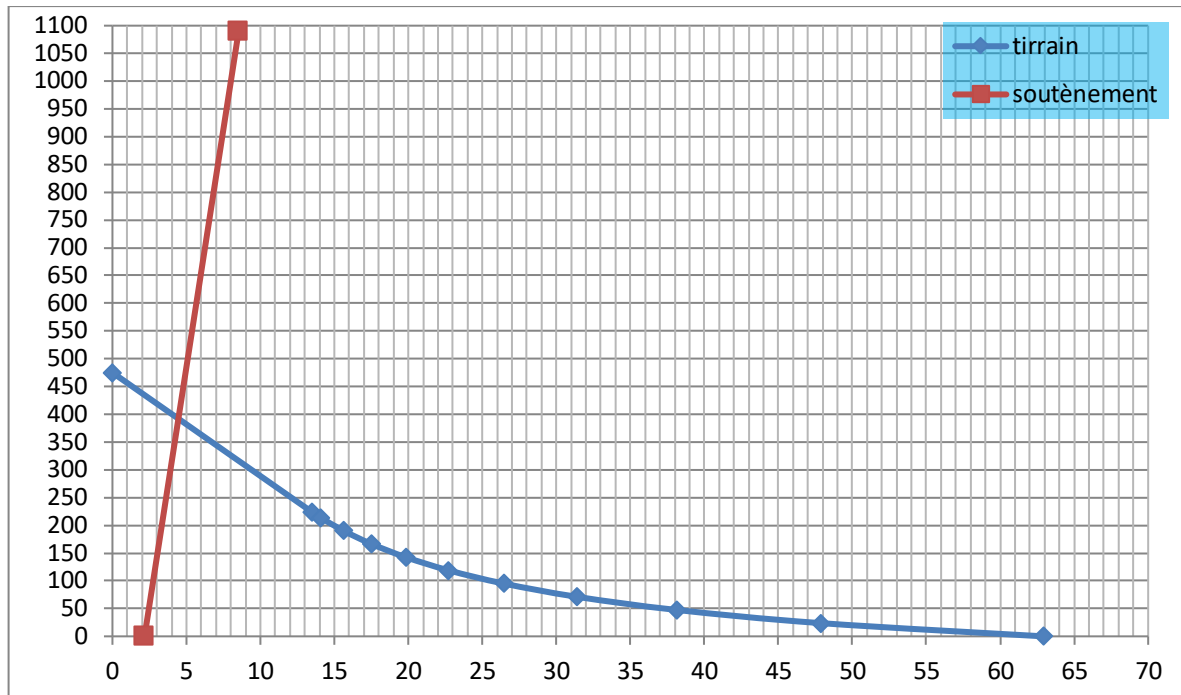


Figure IV.4 : Courbe convergence confinement de ZG 03

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

$$P_{equilibre} = 390\text{Kpa}$$

$$U_{equilibre} = 4.5\text{mm}$$

• **Vérifications**

$$K_S = K_b + K_c = 788.75 * 10^3\text{KPa} \longrightarrow 100\%$$

$$K_b = 582.52 * 10^3\text{KPa} \longrightarrow X \%$$

Donc le pourcentage de sollicitation qu'il reçoit le béton est X=73.85 %. Et le pourcentage des cintres est de X=26.15 %.

Le point d'intersection des deux courbes donne la pression équivalente:

$$P_{equilibre}=390\text{KPa}$$

Alors:

$$P_b = 390 * 0.731 = 285.09\text{KPa} < P_b^{max} = 687.37\text{KPa} \dots\dots\dots\text{Vérfié}$$

$$P_c = 390 * 0.261 = 101.79\text{KPa} < P_c^{max} = 402.65\text{KPa} \dots\dots\dots\text{Vérfié}$$

IV.11 Conclusion

On obtient ainsi par la méthode convergence-confinement, un ensemble d'informations qui orientent le choix initial du mode de soutènement et serviront de base au contrôle du comportement à effectuer pendant les travaux.

CHAPITRE V
CALCUL ET DIMENSIONNEMENT

V.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons procéder au calcul des différentes charges agissantes sur le soutènement, dans ce contexte il existe plusieurs méthodes, qui diffèrent suivant le domaine d'application, les hypothèses de base et les adaptations mathématiques. Le calcul des réactions aux appuis et des sollicitations se fera par la méthode de la RDM qui concerne l'étude des barres courbées hyperstatiques. Les caractéristiques de sol qui sont résumées dans le tableau V-1.

Notation:

γ_i : Poids volumique des terres,

H_i : Épaisseur des couches.

Q: Surcharge extérieure.

R : rayon de l'excavation.

H : profondeur de l'ouvrage par rapport au terrain naturel.

b : Largeur de la parabole du terrain décomprimé.

B : largeur de la galerie.

K : Coefficient variable selon la nature et la texture du terrain.

K_a: Coefficient de poussée active.

Tableau V.1: les caractéristiques de sol

	ZG1	ZG2	ZG3
γ (KN/m ³)	23	22	19
φ (°)	45	40	25
C (KN/m ²)	450	150	60
E (Gpa)	10	1	0.15
σ_c (MPa)	65	5	1.5
ν (coefficient de poisson)	0,22	0,24	0.28
H (le max d'épaisseur de la couverture m)	30	15	25
B (largeur de la galerie m)	13		
H_t (hauteur de la galerie m)	12		

V.2. Calcul des charges

V.2.1. Système de surcharges

a) Hypothèse 1: prise en considération de la réaction élastique du sol. Le soutènement provisoire (ainsi que le revêtement) se déforme sous l'action des charges extérieures. Dans les zones où les déformations du soutènement sont orientés vers l'extérieur du tunnel, apparait la réaction du sol.

b) Hypothèse 2 : 2 systèmes de charges alternatifs (A) et (B) à savoir :

(A) \longrightarrow $\left\{ \begin{array}{l} \text{Charges verticales } P_v \text{ et horizontales } (q_1, q_2) \\ \text{La reaction elastique du sol correspondant} \end{array} \right.$

On dit sol élastique si $\sigma_0 < \frac{\sigma_c}{2}$

Avec: $\sigma_0 = k_0 \Sigma \gamma \cdot h$ (Contraintes initiales) et $k_0 \approx 1$.

(B) \longrightarrow $\left\{ \begin{array}{l} \text{Charges verticales } (p_1, p_2) \text{ et horizontales } (q_1, q_2) \\ \text{La reaction elastique du sol correspondant.} \end{array} \right.$

c) Hypothèse 3 :

- les charges verticales sont uniformes et symétriques.
- les charges verticales sont asymétriques en cas de grande profondeur du tunnel au dessous de la surface du terrain.

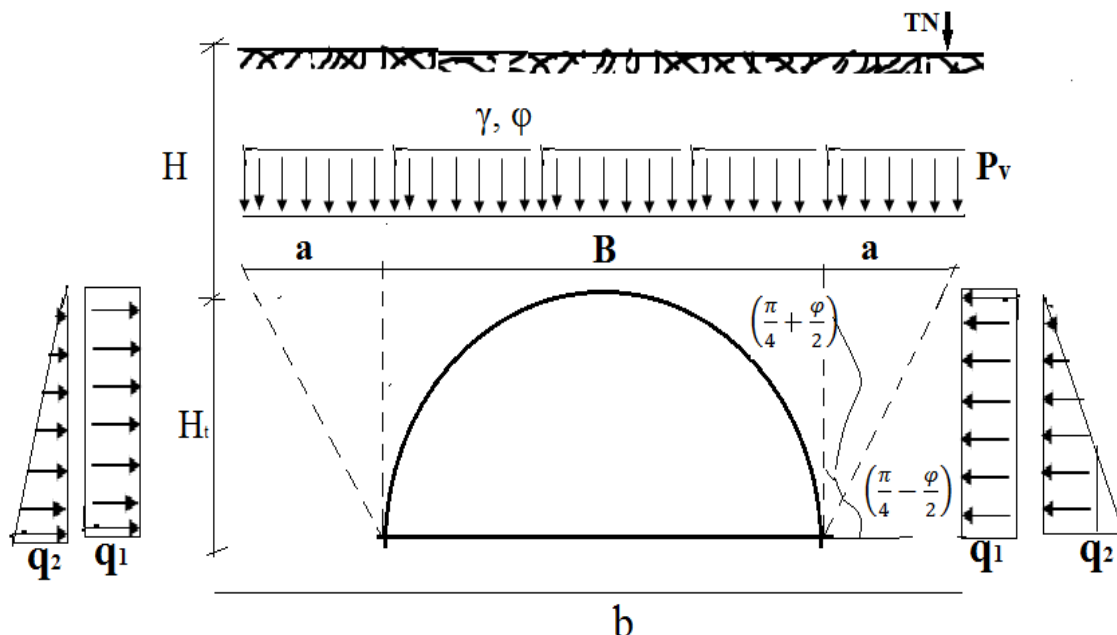


Figure V.1: répartition des charges autour d'une cavité.

On établit les valeurs de charges verticales symétriques en admettant la création de la voûte naturelle, qui charge le soutènement provisoire du tunnel tels que :

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

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

$f = tg\varphi$: Terrain granulaire sans cohésion.

$f = tg\varphi + \frac{c}{\sigma_c}$: Terrain cohérent. (Cas de notre sol).

$f = \frac{\sigma_k}{100}$: Pour la roche.

γ : Densité;

C : Cohésion ;

σ_0 : Résistance a la compression simple;

φ : Angle de frottement interne.

d) Hypothèse 4: Si on adopte des charges horizontales maximales, système (A) selon la théorie de Coulomb-Rankine. on a :

$$P_k = P_v tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \sqrt{tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} = q_1$$

Au niveau des semelles des cintres métalliques elles seront augmentées de :

$$\Delta P_H = H_t \cdot \gamma \cdot tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \sqrt{tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} = q_2$$

De même $q_1 = nP_v$ ou $n = \frac{v}{1-v}$

Ou v : coefficient de poisson

La charge totale au niveau des semelles sera : $q_1 + q_2$.

Tableau V.2: Résultats des charges.

	ZG1	ZG2	ZG3
F	1	0.86	0.5
$b(m)$	22.94	24.19	28.28
Charges verticales P_v (KPa)	263.81	309.4	537.32
Charges horizontales linéaires q1 (KPa)	327.52	72.61	141.62
Charges horizontales non linéaires q2(KPa)	325.43	82.48	16.08
Charges horizontales P_H (Kpa)	652.95	155.09	157.7

V.2.2. Théorie de BIERBAUMER

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse de roche délimitée par une parabole de hauteur $H_p = \alpha \cdot H$ et que le massif aura tendance à glisser suivant un angle de $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$.

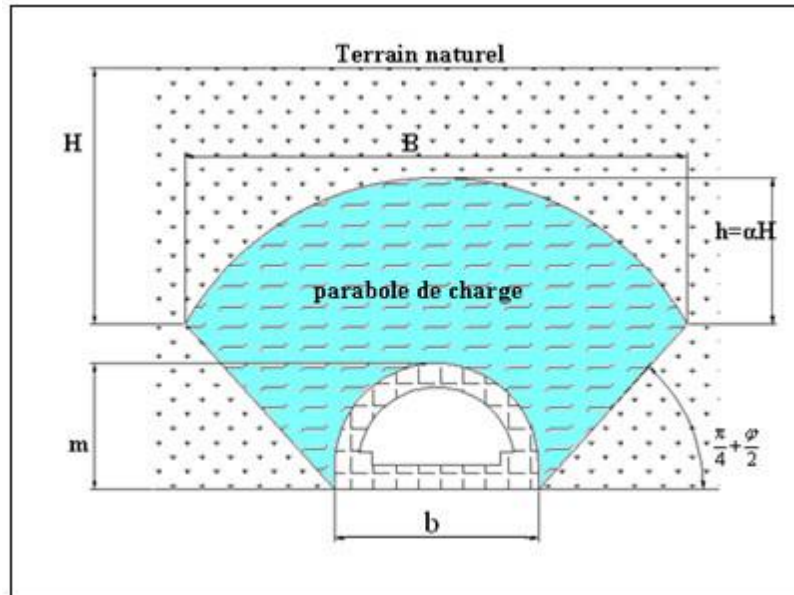


Figure V.2: Hypothèse de calcul de BIERBAUMER

Les charges verticale et horizontale sont données par :

- $P_v = \alpha \cdot H \cdot \gamma$
- $P_h = K_a \cdot P_v$

Avec α : coefficient de réduction. Et $K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ Coefficient des poussées de terres.

$$\alpha = 1 - \frac{m \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{b} \text{ Si la couverture du terrain est moyenne, comme dans note cas.}$$

$$\alpha = 1 \text{ Si la couverture du terrain est faible. } (H < m)$$

$$\alpha = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ Si la couverture du terrain est grande. } (H > 2b)$$

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

Les résultats sont résumés dans le Tableau suivant :

Tableau V.3: Résultats des charges avec la méthode de BIERBAUMER.

	b	K_a	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	φ	m(m)	H(m)	B(m)	α	$H_p(\text{m})$	$P_v(\text{KN/m}^2)$	$P_h(\text{KN/m}^2)$
ZG01	13	0.17	23	45	12	30	22.94	0.78	23.4	538.2	91.494
ZG02	13	0.21	22	40	12	15	24.19	0.76	11.4	250.8	52.668
ZG03	13	0.4	19	25	12	25	28.28	0.72	18	342	136.8

V.2.3 Théorie de TERZAGHI

TERZAGHI admet que la masse de sol qui entoure la galerie se déplace déjà lors de l'excavation, et ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement. Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surface de glissement fasse apparition.

Selon cette théorie, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravée par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ agissant le long des plans de glissement.

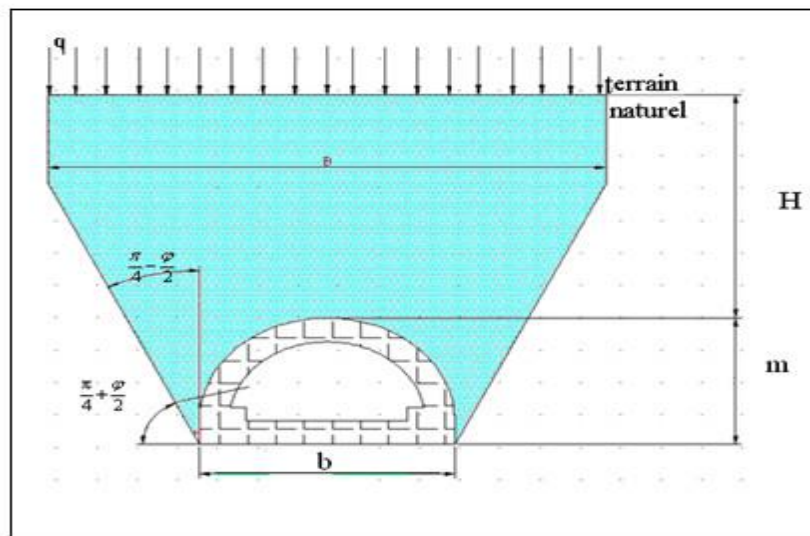


Figure V.3:Hypothèse de calcul de TERZAGUI

Ou :

q : La surcharge en surface.

H : La couverture de terre.

m : La hauteur de l'excavation.

b: La largeur de l'excavation.

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

- La contrainte verticale est donné par :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2.K.tg\varphi} \left[1 - e^{\frac{-2(K.H.tg\varphi)}{B}} \right] + qe^{\frac{-2(K.H.tg\varphi)}{B}}$$

K : Coefficient de poussée active généralement égale à 1.

- La contrainte horizontale est donné par :

$$\sigma_h = 0.3\gamma(0.5m + H_p) \quad \text{Pour le cas général.}$$

$$\sigma_h = \gamma.H.tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Pour les terrains granuleux ou ébouilllis.}$$

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot \frac{\nu}{1-\nu} \quad \text{Pour les roches de bonne tenue.}$$

H_p : étant la hauteur du noyau de détente $H_p = \alpha.H$

Les résultats sont résumés dans le Tableau suivant :

Tableau V.4: Résultats des charges avec la méthode de TERZAGUI

	b	K	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	φ	m(m)	H(m)	B(m)	α	$H_p(m)$	$\sigma_v(\text{KN/m}^2)$	$\sigma_h(\text{KN/m}^2)$
ZG01	13	1	23	45	12	30	22.94	0.78	23.4	151.31	202.86
ZG02	13	1	22	40	12	15	24.19	0.76	11.4	89.48	114.84
ZG03	13	1	19	25	12	25	28.28	0.72	18	251.26	136.8

V.2.4 Théorie des poids des terres

Cette méthode est valable pour des ouvrages situés à de faibles profondeurs. Elle suppose que l'ouvrage doit supporter l'ensemble des charges et surcharges se trouvant au- dessus du tunnel.

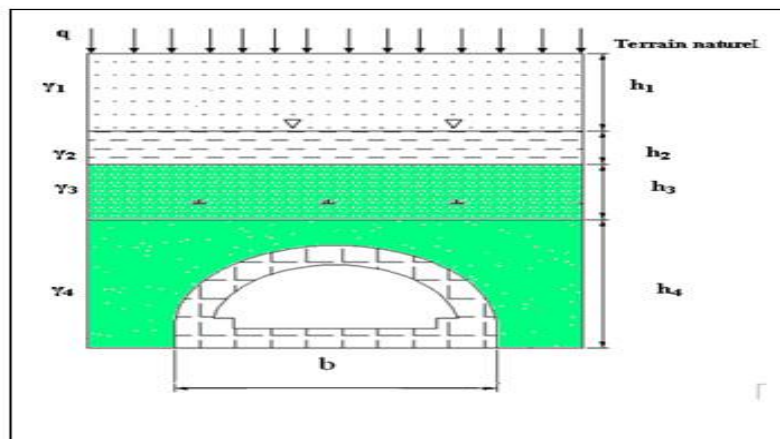


Figure V.4: Théorie des poids des terres

La valeur de la charge verticale est formulée comme suit :

$$P_v = \sum(\gamma_i.H_i) + q$$

Avec q : surcharge extérieure

La valeur de la charge latérale est formulée comme suit :

- $P_h = P_v \cdot K_a$

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

Les résultats sont résumés dans le Tableau suivant :

Tableau V.5: Résultats des charges avec la méthode des poids des terres.

	$\gamma_i(\text{KN}/\text{m}^3)$	φ_i	q	$H_i(\text{KN}/\text{m}^3)$	K_a	$P_v(\text{KN}/\text{m}^2)$	$P_h(\text{KN}/\text{m}^2)$
ZG01	23	45	0	30	0.17	690	117.3
ZG02	22	40	0	15	0.21	330	69.6
ZG03	19	25	0	25	0.4	475	190

V.2.5. Théorie de COULOUMB-RANKINE

COULOUMB et RANKINE admettent que la contrainte horizontale est à répartition trapézoïdale en fonction de la contrainte verticale. On peut la calculée par les formules suivantes :

- **Au niveau de la calotte :**

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

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

Avec :

σ_v : Contrainte verticale de TERZAGHI.

$K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ Coefficient de poussées actives.

$K_0 = (1 - \sin \varphi) X_1 X_2 X_3$ Coefficient des terres au repos

Où :

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

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

X3 : Coefficient rhéologique.

X_1, X_2, X_3 : Donné dans le tableau suivante (Tableau V.5).

Tableau V.6: Coefficient d'influence

Nature du terrain	X_1	X_2	X_3
remblais	1.00	1.00	1.00
argile	0.70	1.00	0.50
sable	1.00	1.00	1.00
marne	0.70	1.00	0.70

- Au niveau du radier

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

$$\text{Tel que: } \sigma_{h2} = m \cdot \gamma \cdot tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

V.3.Choix de la Méthode

D’après l’analyse des résultats des trois méthodes, on remarque que la première méthode est la plus fiable pour estimer les charges vu que cette méthode prend en considération la cohésion du sol par contre les autres méthodes non, excepté la méthode de THERZAGHI qui n’est pas applicable dans notre cas.

Par conséquent, on prendra dans tous les calculs qui suivront les résultats suivants :

Tableau V.7: Charges conclus.

	Charges vertical P_v (Kpa)	Charges horizontal linéaires q_1	Charges horizontal non linéaires q_2	Charges horizontale P_h (Kpa)
ZG01	263.81	327.52	325.43	652.95
ZG02	309.4	72.61	82.48	155.09
ZG03	537.32	141.62	16.08	157.7

V.4. Calcul des réactions aux appuis

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

A partir de ce schéma représentatif on calcule les réactions :

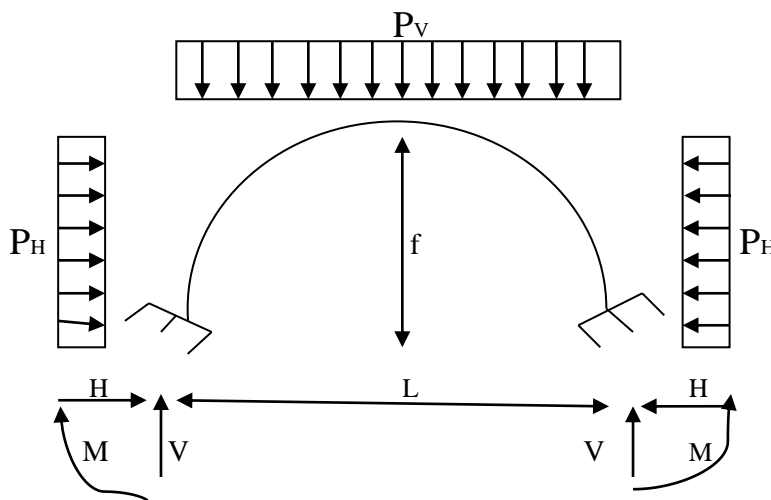


Figure V.5: voûte assimilée à un arc bi encastré.

Les réactions au niveau de naissance seront calculées en fonction du rapport (f/l) en utilisant le tableau suivant :

Tableau V.8: Les coefficients des réactions des appuis

Rapport f/l	Moments à la naissance		Poussée à la naissance	
	α_m	β_m	α_h	β_h
0.1	0,00120	- 0,00120	1,2750	-0,0750
0.2	0,00425	-0,00425	0,6335	-0,1085
0.3	0,01010	-0,01010	0,4415	-0,1749
0.4	0,01748	-0,01748	0,3385	-0,2260
0.5	0,02668	-0,02668	0,2801	-0,2801

Les réactions d'appuis seront:

Pour la charge verticale

$$M_v = \alpha_m \cdot P_v \cdot L^2$$

$$H_v = \alpha_h \cdot P_v \cdot L$$

$$V_v = P_v \cdot \frac{L}{2}$$

Pour la charge horizontale

$$M_h = \beta_m \cdot P_v \cdot L^2$$

$$H_h = \beta_h \cdot P_v \cdot L$$

$$V_h = 0$$

Les sollicitations cumulées seront

$$M_f = M_v + M_h$$

$$H_f = H_v + H_h$$

$$V_f = V_v + V_h$$

Avec : L = 13m

Don les trois zone on a : $\frac{f}{L} \approx 0.1$

Donc :

$$\alpha_m = +0.00224$$

$$\alpha_h = +0.90450$$

$$\beta_m = -0.00224$$

$$\beta_h = +0.08160$$

Les résultats sont résumés dans le Tableau suivant :

Tableau : V.9: Réactions des appuis.

Les zones	P_V (kpa)	P_H (kpa)	Sous la charge verticale en (kpa)			Sous la charge horizontale en (kpa)			sollicitations cumulées en (kpa)		
			M_v	H_v	V_v	M_H	H_H	V_H	M_F	H_F	V_F
ZG01	263.81	652.95	99.86	3102.01	1714.7	-247.18	692.64	0	-147.32	3794.65	1714.7
ZG02	309.4	155.09	117.12	3638.08	2011.1	-58.71	164.51	0	58.41	3802.59	2011.1
ZG03	537.32	157.7	203.40	6318.08	3492.58	-59.69	167.28	0	143.71	6485.36	3492.58

V.5. Diagrammes de force à l'aide d'un logiciel de Sap 2000

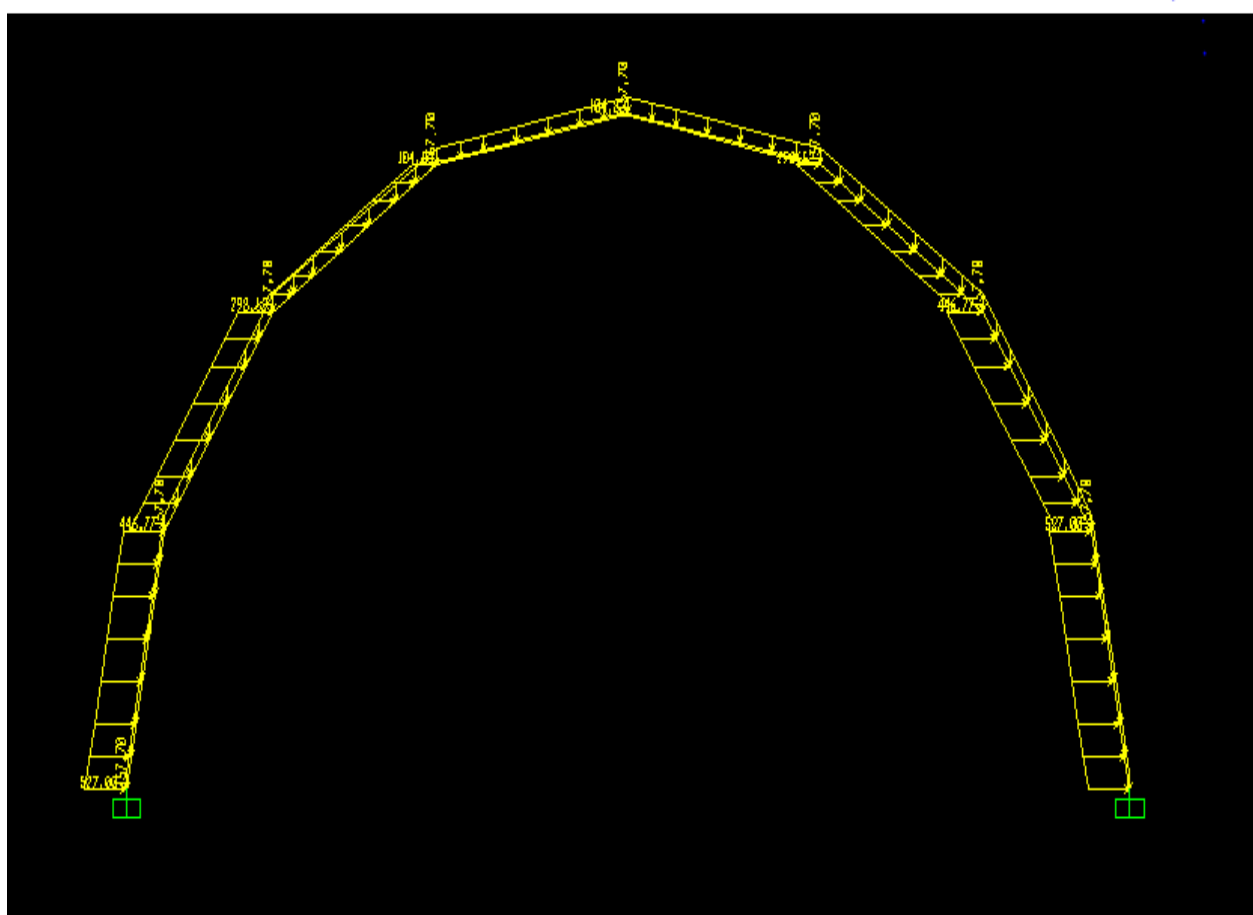


Photo V.1: Distribution de la charge horizontale agissant sur le soutènement provisoire de la gale

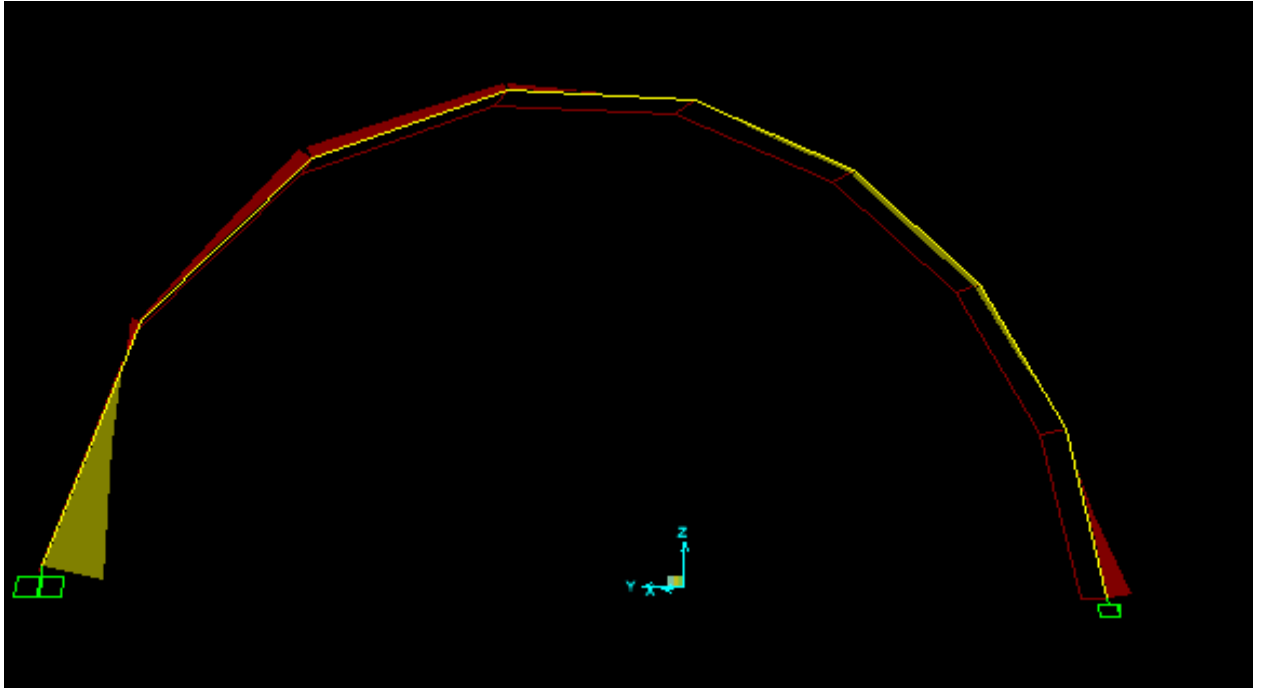


Photo V.2: Diagramme du moment fléchissant

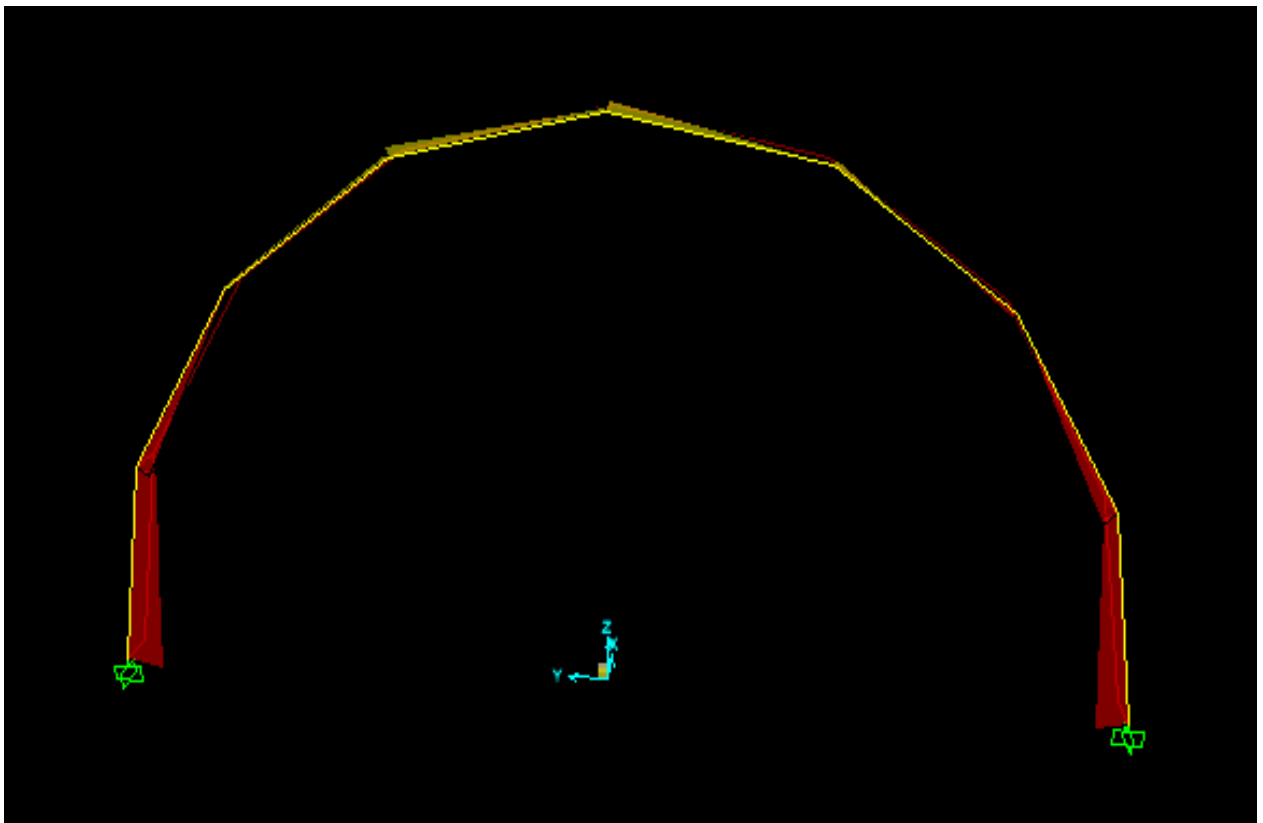


Photo V.3: Diagramme de l'effort normal

V.6. Calcul du soutènement provisoire

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

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

Dans notre cas nous choisirons le calcul à la zone 03

V.6.1 Constitution du soutènement provisoire

Il sera constitué de :

- Cintres métalliques HEB 220 espacés entre eux de 150cm.
- Béton projeté: épaisseur 25cm.
- On rajoute aussi du treillis soudé.

Données HEB-220

$$W_s = 735.5cm^3$$

$$I_s = 8091cm^4$$

$$A_s = 91.04cm^2$$

$$E_s = 220000MPa$$

$\alpha=1.5m$ (Recommandé par *BIENIAWSKI*)

Données Béton projeté

$$E_b = 12000MPa$$

$$d = 30cm$$

Avec:

A_s : Section HEB-220

a : Dimension entre deux axes de cintre.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_b : Module d'élasticité de béton projeté.

d : Épaisseur de Béton projeté.

V.6.2 Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte du béton projeté

V.6.2.1 Rigidité du cintre métallique

À la compression

$$E_S A_{S'} = \frac{E_S A_S}{a}$$

$$E_S A_{S'} = \frac{91.04 * 10^{-4} * 220 * 10^6}{1.5} = 1.33 * 10^6 \text{ KN/m}$$

$$E_S A_{S'} = 1.33 * 10^6 \text{ KN/m}$$

À la flexion

$$E_S I_{S'} = \frac{E_S I_S}{a}$$

$$E_S I_{S'} = \frac{0.8091 * 10^{-4} * 220 * 10^6}{1.5} = 11.8 * 10^3 \text{ KN/m}$$

$$E_S I_{S'} = 11.8 * 10^3 \text{ KN/m}$$

V.6.2.2 Rigidité du béton projeté

À la compression

$$E_b A_{b'} = \frac{E_b A_b}{a} = \frac{E_b (ad)}{a} = d E_b = 0.3 * 12 * 10^6 = 3.6 * 10^6 \text{ KN/m}$$

$$E_b A_{b'} = 3.6 * 10^6 \text{ KN/m}$$

Et :

$$\theta_n = \frac{E_b A_{b'}}{E_S A_{S'}} = \frac{3.6 * 10^6}{1.33 * 10^6} = 2.7$$

$$\theta_n = 2.7$$

À la flexion

$$E_b I_{b'} = \frac{E_b I_b}{a}$$

$$I_b = \frac{ad^3}{12}$$

$$E_b I_{b'} = \frac{E_b \frac{ad^3}{12}}{a} = E_b \frac{d^3}{12} = 12 * 10^6 * \frac{0.3^3}{12} = 27 * 10^3 \text{ KN/m}$$

$$E_b I_{b'} = 27 * 10^3 \text{ KN/m}$$

Et:

$$\theta_m = \frac{E_b I_{b'}}{E_S I_{S'}} = \frac{27 * 10^3}{11.8 * 10^3} = 2.28$$

$$\theta_m = 2.28$$

Avec:

θ_n : Coefficient d'équivalence de l'effort normal.

θ_m : Coefficient d'équivalence du moment de flexion.

I_b : Moment d'inertie de la section en béton projeté.

V.6.3. Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement

Dans les cintres

$$M_S = \frac{3}{3 + \theta_m} * M$$

$$N_S = \frac{3}{3 + \theta_n} * N$$

$$T_S = \frac{3}{3 + \theta_n} * T$$

Dans le béton projeté

$$M_b = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} * M$$

$$N_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} * N$$

$$T_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} * T$$

V.6.4. Vérification Des Contraintes

V.6.4.1. Vérification du cintre

La vérification de la sécurité structurelle conduit à la relation suivante:

$$\sigma_s = \left(\frac{N_S}{A_{HEB220}} + \frac{M_S}{W_{HEB220}} \right) < \frac{\sigma_e}{\gamma_R}$$

$$W_{HEB220} = 0.7355 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$A_{HEB220} = 91 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$\gamma_R = 1.1$: Coefficient de sécurité d'après l'EUROCODE.

$$M_S = \frac{3}{3 + \theta_m} * M = \frac{3}{3 + 2.28} * 299.28 = 170.04 \text{ KN.m}$$

$$M_S = 170.04 \text{ KN.m}$$

$$N_S = \frac{3}{3 + \theta_n} * N = \frac{3}{3 + 2.7} * 481,74 = 253.54 \text{ KN}$$

$$N_S = 253.54 \text{ KN}$$

$$\frac{\sigma_e}{\gamma_R} = \frac{240000}{1.1}$$

$$\frac{\sigma_e}{\gamma_R} = 218181.82 \text{ KN/m}^2$$

Avec : $\sigma_e = 240000 \text{ KN/m}^2$

a) Dans les fibres comprimées

$$\sigma_s = \left(\frac{253.54}{91 \times 10^{-4}} + \frac{170.04}{0.7355 \times 10^{-3}} \right) = 258996.81 \text{ KN/m}^2 > \frac{\sigma_e}{\gamma_R} = 218181.82 \text{ KN/m}^2$$

No Vérifié

Le profilé n'est pas vérifié aux fibres comprimées. Donc, on procède à l'ajout de deux platines de section ($2 \times 50 \text{ cm}$) au niveau de l'âme pour rigidifier la section de l'HEB 220.

- moment d'inertie (profile (HEB220) + platines (2/50cm)) :

$$I' = I_{HEB220} + I_{\text{platines}}$$

$$I_{HEB220} = 0.8091 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{\text{platines}} = 2 \times \left(\left(\frac{0.02 \times 0.5^3}{12} \right) + s \times b^2 \right) = 2 \times \left(\left(\frac{0.02 \times 0.5^3}{12} \right) + 0.01 \times 0.015^2 \right)$$

$$I_{\text{platines}} = 4.2 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I' = 0.8091 \times 10^{-4} + 4.2 \times 10^{-4} = 5.0091 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I' = 5.0091 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Section totale (profile (HEB220) + platines (2/50cm)) :

$$A' = A_{HEB220} + A_{\text{platines}}$$

$$A_{HEB220} = 0.9104 \times 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$A_{\text{platines}} = 0.02 \times 0.5 = 0.01 \text{ m}^2$$

$$A' = 0.9104 \times 10^{-2} + 0.01 = 1.9104 \times 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$A' = 1.9104 \times 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$W' = W_{HEB220} + W_{\text{platines}}$$

$$W_{HEB220} = 0.7355 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$W_{\text{platines}} = 1.68 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$W' = 0.7355 \times 10^{-3} + 1.68 \times 10^{-3} = 2.4155 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$W' = 2.4155 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

Donc :

$$\sigma_s = \left(\frac{253.54}{1.9104 \times 10^{-2}} + \frac{170.04}{2.4155 \times 10^{-3}} \right) = 83694.98 \text{ KN/m}^2 > \frac{\sigma_e}{\gamma_R} = 218181.82 \text{ KN/m}^2$$

Vérifié

b) Dans les fibres tendues

$$\sigma_s = \left(\frac{253.54}{91 \times 10^{-4}} - \frac{170.04}{0.7355 \times 10^{-3}} \right) = |-203273.75| \text{ KN/m}^2 < \frac{\sigma_e}{\gamma_R} = 218181.82 \text{ KN/m}^2$$

Vérifié

V.6.4.2 Vérification dans le béton projeté

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

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

$$I_b = \frac{bh^3}{12}$$

$$A_b = bh$$

On a:

$$h = 0.3 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$A_s = 6\emptyset 8 = 3.02 \text{ cm}^2 \text{ (La section de treillis soudé } 15 \times 15 \text{ cm}^2 \text{, pour un espacement de 1m).}$$

$$d = 16 \text{ cm (la distance entre l'axe neutre de treillis soudé et la fibre extrême de béton) .}$$

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.3^3}{12} = 0.00225 \text{ m}^4$$

$$I_b = 0.00225 \text{ m}^4$$

$$A_b = bh = 1 \times 0.3 = 0.3 \text{ m}^2$$

$$A_b = 0.3 \text{ m}^2$$

$$I_{equ} = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{1 \times 0.3^3}{12} + 15 \times 3.02 \times 10^{-4} \left(\frac{0.3}{2} - 0.16 \right)^2 = 0.0022 \text{ m}^4$$

$$I_{equ} = 0.0022 \text{ m}^4$$

$$A_{equ} = bh + 15A_s = 1 \times 0.3 + 15 \times 3.02 \times 10^{-4} = 0.0315 \text{ m}^2$$

$$A_{equ} = 0.304 \text{ m}^2$$

$$M_b = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} * M = \frac{2.28}{3 + 2.28} * 299.27 = 129.23 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 129.23 \text{ KN.m}$$

$$N_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} * N = \frac{2.7}{3 + 2.7} * 481,74 = 228.19 \text{ KN}$$

$$N_b = 228.19 \text{ KN}$$

Vérification à L'ELU

a) Dans les fibres comprimées

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < f_{bu}$$

Avec:

γ_b : Coefficient de pondération (égal à 1.35).

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.5$$

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 0.85 \frac{25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa} = 14170 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{228.19}{0.3} + \frac{129.23}{0.00225} \right) = 88947.5 \text{ KN/m}^2 > f_{bu} = 14170 \text{ KN/m}^2$$

No Vérifié

La section du béton n'est pas vérifiée aux fibres comprimées Donc, on procède à l'ajout de 0.3m d'épaisseur Pour devenir l'épaisseur du béton est 0.6m Donc :

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.6^3}{12} = 0.018 \text{ m}^4$$

$$I_b = 0.018 \text{ m}^4$$

$$A_b = bh = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ m}^2$$

$$A_b = 0.6 \text{ m}^2$$

$$I_{equ} = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{1 \times 0.6^3}{12} + 15 \times 3.02 \times 10^{-4} \left(\frac{0.6}{2} - 0.16 \right)^2 = 0.018 \text{ m}^4$$

$$I_{equ} = 0.018 \text{ m}^4$$

$$A_{equ} = bh + 15A_s = 1 \times 0.6 + 15 \times 3.02 \times 10^{-4} = 0.604 \text{ m}^2$$

$$A_{equ} = 0.604 \text{ m}^2$$

Alors :

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{228.19}{0.6} + \frac{129.23}{0.018} \right) = 10205.67 \text{ KN/m}^2 < f_{bu} = 14170 \text{ KN/m}^2$$

Vérifié

b) Dans les Fibres tendues

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{equ}} - \frac{M_b}{W_{equ}} \right) < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.15} = 347826.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{228.19}{0.604} - \frac{129.23}{0.018} \right) = |-9182.22| \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 347826.08 \text{ KN/m}^2$$

Vérifié

Vérification à L'ELS : (La fissuration est préjudiciable.)

a) Dans les fibres comprimées

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa} = 15000 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{228.19}{0.6} + \frac{129.23}{0.018} \right) = 10205.67 \text{ KN/m}^2 > \bar{\sigma}_{bc} = 15000 \text{ KN/m}^2$$

Vérifié

b) Dans les Fibres tendues

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{equ}} - \frac{M_b}{W_{equ}} \right) < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\mu f_{c28}} \right) = 201630 \text{ KN/m}^2 \quad (\mu = 1.6)$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{228.19}{0.0315} - \frac{129.23}{0.0027} \right) = |-9182.22| \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 201630 \text{ KN/m}^2$$

Vérifié

V.6.5 Vérification au cisaillement

V.6.5.1 Vérification de cisaillement des cintres

La contrainte tangentielle τ due à l'effort tranchant T est donné par :

$$\tau = \gamma_f \frac{T_s \cdot a \cdot S}{I \cdot \delta} < \frac{\sigma_e}{1.54}$$

$$T_s = \frac{3}{3 + \theta_n} * T = \frac{3}{3 + 2.7} * 702.004 = 369.47 \text{ KN}$$

$$T_s = 369.47 \text{ KN}$$

$$\gamma_f = \frac{4}{3}$$

Avec:

S: Moment statique de la demi-section de HEB220 avec :

$$S_{xx} = A_1 \cdot Y_1 + A_2 \cdot Y_2$$

$$A_1 = 22 \times 1.8 = 39.6 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 9.4 \times 0.95 = 8.93 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = 10.2 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 4.7 \text{ cm}$$

$$S_{xx} = 39.6 \times 10.2 + 8.93 \times 4.7 = 445.891 \text{ cm}^3$$

$\delta = 0.0095 \text{ m}$ Épaisseur de l'âme du profilé

$I = 8091 * 10^{-8} \text{ m}^4$ Moment d'inertie du profile.

$$\tau = 1.3 \frac{369.47 \times 1.5 \times 445.891 \times 10^{-6}}{8091 \times 10^{-8} \times 0.0095} = 417857.35 \text{KN/m}^2 > \frac{\sigma_e}{1.54} = 155844.153750 \text{KN/m}^2$$

No Vérifié

On a vérifié pour la section (profile (HEB220) + platines (2/50cm)) :

$$I' = I_{HEB220} + I_{\text{platines}} = 4.2 \times 10^{-4} + 0.8091 \times 10^{-4} = 5.0091 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I' = 5.0091 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\delta' = \delta_{HEB220} + e_{\text{platines}} = 0.0095 + 0.002 = 0.0115 \text{ m}$$

$$\delta' = 0.0115 \text{ m}$$

$$S'_{xx} = 534.25 \text{ cm}^3$$

Donc :

$$\tau = 1.3 \times \frac{369.47 \times 1.5 \times 534.25 \times 10^{-6}}{5.0091 \times 10^{-4} \times 0.0115} = 66812.87 \text{ KN/m}^2 < \frac{\sigma_e}{1.54} = 155844.153750 \text{KN/m}^2$$

Vérifié

V.6.5.2 Vérification au cisaillement du béton projeté

$$\tau = \frac{T_b}{a \cdot d} < \bar{\tau}_u$$

a : L'entre-axe des cintres.

d : La hauteur utile de la section.

Donc, on a :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.75 \text{MPa}$$

$$T_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} \times T = \frac{2.7}{3 + 2.7} \times 702.004 = 332.52 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{T_b}{a \times d} = \frac{332.52}{1.5 \times 0.16} = 1385.5 \text{ KN/m}^2 < \bar{\tau}_u = 3.75 \text{MPa} = 3750 \text{KN/m}^2$$

Vérifié

V.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé les charges externes appliquées à notre tunnel dans la troisième région géotechnique pour trouver les diagrammes des efforts à l'aide de logiciel SAP2000 pour trouver les valeurs maximales des efforts normaux, des efforts de coupe et du moment de flexion pour effectuer des contrôles de contraintes.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GENERALE

Dans cette mémoire, nous avons abordé l'étude du tunnel reliant BOGZOUL - DJELFA, où nous avons pu déterminer la méthode d'excavation appropriée pour ce tunnel, nous avons également mené une étude géologique, hydrogéologique et géotechnique, ainsi qu'une étude topographique. Les travaux que nous avons évoqués sont nécessaires avant de débiter toute étude dans le domaine du génie civil.

Après avoir fait ces études, nous avons besoin de connaître le support approprié pour chaque zone géotechnique de ce tunnel en utilisant des méthodes empiriques suivantes :

- Méthode de TERZAGHI.
- Méthode de LAUFFER.
- Méthode de BIENIAWSKI.
- Méthode de BARTON.
- Méthode de l'AFTES.

A l'aide d'une méthode de convergence-confinement, nous avons étudié le comportement du sol et le comportement du soutènement et Détermination de la pression et de la déformation d'équilibre pour chaque zone géotechnique.

Au terme de cette étude, nous avons évalué des charges soutènement le tunnel dans la troisième zone géotechnique à l'aide de plusieurs méthodes. Et nous avons utilisé logiciel SAP2000 pour trouver les valeurs maximales des efforts normaux, des efforts tranchant et du moment de flexion pour vérifier les contraintes.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : **Boukehil Hadjer, Boumendjel Amel**, Modalisation d'un tunnel bitube -prise en compte de l'effet de renforcement du front de taille », Mémoire de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme de Master Académique Génie Civil, Université Mohammed Seddik Ben Yahia –Jijel, p:2.
- [2] : **CETu2, 1998**, Dossier pilote des tunnels : section 2, «géologie-hydrogéologie-géotechnique», Ministère de l'équipement, des transports et du logement –direction des routes, France.
- [3] : **R-M Faure, Mohamed Ghouari**: outils-cetu. Creusement À l'explosif
- [4] : **Pierre Gesta**, «Tunneliers» Ingénieur de l'École Centrale de Paris, Ancien Directeur à la SOGEA, Président du Comité technique de l'Association Française des Travaux en Souterrains (AFTES).
- [5] : **El Houari Nesrine**, Juin 2015, «Contribution À L'étude Mécanique Et Hydraulique Des Tunnels En Configuration Tridimensionnelle, Thèse de Doctorat de l'Université Abou-Bekr Belkaid – Tlemcen.p:16-17.
- [6] : **Djenane Mohamed**, «Modélisation Numérique De L'effet De La Construction D'un Ouvrage Souterrain Sur Le Comportement De La Superstructure –Application Pour Le Metro D'alger-», pour l'obtention du diplôme de Magister en Génie Civil, Université Colonel El Hadj Lakhdar De Batna, p:2.
- [7] : **CETu4, 1998**, Centre d'Etude des Tunnels, Dossier pilote des tunnels génie civil section 4, «procédés de creusement et de soutènement».
- [8] : **Pierre Gesta**, «Travaux Souterrains» Ingénieur de l'École Centrale de Paris, Ancien Directeur à la SOGEA, Président du Comité technique de l'Association Française des Travaux en Souterrains (AFTES).
- [9] : **Kitchah Fethi**, «Etude numérique de la stabilité d'une section du Tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest», Pour obtenir le diplôme de Magistère en Génie Civil, Université El Hadj Lakhdar – Batna, p:18,29
- [10] : **François Martin, Adrien Saïtta**, Mai 2005, cour de Mécanique des Roches et Travaux Souterrains.
- [11] : **Amara Idir**, 2018, «Etude de comportement d'un tronçon du tunnel d'Ait Yahia Moussa.», Mémoires De Fin D'étude En vue de l'obtention du diplôme de Master En Génie Civil, Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou.

[12] : **Monsieur Jean Pera**, Juin 1983, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, «Le guide du béton coffré en tunnel».

[13] **Sika Schweiz AG**, «Étanchéité Dans La Construction De Tunnels», Membranes D'étanchéité Synthétiques Sikaplan.

[14] : **CETu 4.2**, Novembre 2000, centre d'études des tunnels, dossier pilote des tunnels section 4.2, «Eclairage des tunnels».

[15] : **Rapport géotechnique**, Réalisation des tunnels de la nouvelle ligne, électrifiée khemis – Djelfa, tronçon 2 BOUGHEZOUL – DJELFA.

[16] : **CETu 4.1**, Novembre 2003, centre d'études des tunnels, dossier pilote des tunnels section 4.1, «Ventilation».

[17] : **A.BOUVARD-LECOANET, G.COLMBET, F.ESTEULLE, 2008**: «ouvrages souterrains .conception, réalisation entretien.».