

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



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique



مخبر هندسة الزلازل و ديناميكا الهياكل  
Laboratoire Génie Sismique et Dynamique des Structures

Département Génie Civil  
Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures

**Mémoire de projet de Fin d'Etudes**  
**Présenté pour l'obtention du**  
**Diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil**

---

**Intitulé :**

**Étude d'un tunnel du métro d'Alger tronçon Ain  
Naadja-Baraki**

---

Présenté par :

Mohamed Fethi MERZOUG

Chahin MOUSSAOUI

Sous la direction de :

Mme. D.CHERID M.A.A ENP

Mme. H. MOHABEDDINE M.A.A ENP

Présenté et soutenu publiquement le 18 Juin 2016 devant le jury composé de :

Président	Mme. R.KETTAB	Professeur	ENP
Rapporteurs	Mme. D.CHERID	M.A.A	ENP
	Mme. H. MOHABEDDINE	M.A.A	ENP
Examineurs	M. S.LAKEHAL	M.A.A	ENP
	M. A.DJERRIR	Expert	SAPTA

Promotion 2016

Ecole Nationale Polytechnique : 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach 16200 Alger  
(Algérie)

## ملخص

**الموضوع :** حساب و تصميم النفق الرابط بين عين النعجة و براقي

تصميم شبكة نقل تحت الارض تعتبر طريقة فعالة من اجل تفادي الازدحام الذي تعانيه المدن الكبرى.

الهدف من عملنا هذا هو دراسة نفق منجم تم انشاؤه باستعمال اسلوب NATM (الطريقة النمساوية الجديدة لحفر الانفاق) اين سنسلط الضوء على مختلف مراحل انجاز نفق و التي نذكر منها : التعرف على الموقع , الحفر , التدعيم المؤقت , التلبيس النهائي.

سيتم تصميم النموذج الرقمي و حساب النفق باستعمال برنامج SAP2000 نسخة 14

**الكلمات المفتاحية :** الطريقة النمساوية الجديدة , نفق , تصميم , تدعيم , تلبيس.

## Abstract

**Subject :** calculation and design of a tunnel connecting Ain Naaja to Baraki.

The design of an underground transport network is a very advanced technique for the resolution of clutter problem met in the big cities.

The objective of our work is the study of a urban tunnel realized by NATM (New Austrian Tunneling Method) by shedding light on the various phases of a tunnel namely the site's reconnaissance, the digging, the provisional retaining and the final coating.

The numerical modeling and calculation will be done using the software SAP2000 version 14.

**Key words :** New Austrian Method, tunnel, modeling, retaining, coating.

## Résumé

**Sujet :** calcul et conception d'un tunnel reliant Ain Naaja à Baraki.

La conception d'un réseau de transport souterrain est une technique très avancée pour la résolution du problème d'encombrement rencontré dans les grandes villes.

L'objectif de notre travail est l'étude d'un tunnel en mine réalisé par la méthode NATM (La nouvelle méthode autrichienne) où on mettra la lumière sur les différentes étapes de réalisation d'un tunnel à savoir : La reconnaissance du site, le creusement, le soutènement de la structure et le revêtement définitif.

La modélisation numérique de l'ouvrage et les calculs seront faits au moyen du logiciel SAP2000 version14.

**Mots clés :** nouvelle méthode autrichienne, tunnel, modélisation, soutènement, revêtement.

# DÉDICACE

Je dédie ce travail à :

A mon père, mon premier encadrant, depuis ma naissance;

A ma très chère mère: qu'elle trouve ici l'hommage de ma gratitude qui, si grande qu'elle puisse être, ne sera à la hauteur de ses sacrifices et ses prières pour moi;

A mon frère et ma soeur: à qui je souhaite beaucoup de réussite et de Bonheur;

A tous mes amis qui me sont chers, à tous ceux que j'aime et qui m'aiment : qu'ils trouvent ici l'expression de mes sentiments les plus dévoués et mes voeux les plus sincères;

Que dieu le tout puissant vous preserve tous et vous procure sagesse et Bonheur.

MERZOUG Mohamed Fethi

## **DEDICACES**

A mes chers parents qui n'ont pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tous les obstacles durant toutes mes années d'études, que Dieu me les garde en bonne santé.

A mon unique frère Sabri source de support, et de générosité avec qui j'apprends pleinement de la vie.

A mon oncle Lounes et ses deux enfants que j'aime beaucoup Mohammed et Youcef.

A tous mes amis plus particulièrement : Nabil, Rachid, Samir, Djalal, Nassim, Meziane, et Idir.

A toute ma famille et à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

**MOUSSAOUI Chahin.**

# Remerciements

En tout premier lieu, nous remercions le bon Dieu tout puissant qui nous a donné force et volonté afin d'achever cette thèse et nous lui rendons grâce.

Nous remercions nos très chers parents, la source de toutes nos forces pour leur soutien et leur patience.

Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à nos chères promotrices M<sup>me</sup> CHERID et M<sup>me</sup> MOHABEDDINE. Nous les remercions de nous avoir encadrés, orientés, aidés et conseillés.

Nous adressons nos sincères remerciements à M<sup>r</sup> C.CHERECHALI pour avoir mis à notre disposition ses compétences et ses conseils constructifs afin de mener ce projet à bon terme.

Nous présentons nos chaleureux remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé nos réflexions et ont accepté à nous rencontrer et répondre à nos questions durant notre thèse.

MERZOUG Mohamed Fethi

MOUSSAOUI Chahin

# Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale .....16

## CHAPITRE I : Reconnaissances

I.1 INTRODUCTION ..... 19

I.2 Géologie de l'Algérie ..... 19

I.3 Géologie générale de la région d'Alger ..... 20

I.4 Aspect tectonique ..... 21

I.4.1 Aspect sismique ..... 21

I.5 Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques ..... 22

I.5.1 Reconnaissances géologique ..... 22

I.5.2 Hydrogéologiques ..... 23

I.5.3 Géotechnique ..... 23

I.5.4 Le but de la reconnaissance ..... 23

I.5.5 Sondage de reconnaissance ..... 24

I.5.6 Diagraphie ..... 24

I.5.7 Exécution des puits ..... 25

I.6 CARACTERISTIQUES GEOLOGIQUES, HYDROGEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES DU SITE ..... 25

I.7 Conclusion ..... 26

## Chapitre II : Méthode de creusement

II.1 INTRODUCTION ..... 28

II.2 Processus de choix ..... 28

II.3 Méthodes de creusement ..... 29

II.3.1 Méthode de creusement à pleine section ..... 29

II.3.2 Méthode de la demi-section ..... 30

II.3.3 Méthode de la section divisée ..... 31

II.3.3.1 Domaine d'application ..... 32

II.3.3.2 Quelque type de creusement en section devisée ..... 32

II.4 Mode de creusement ..... 33

II.4.1 Exécution dans les terrains meubles ..... 34

II.4.1.1 Bouclier .....	34
II.4.1.2 Pelle hydraulique .....	35
II.4.2 Exécution du creusement au rocher .....	35
II.4.2.1 Attaque à l'explosif .....	35
II.4.2.2 Creusement à l'aide du ciment expansif .....	37
II.4.3 Creusement mécanique .....	38
II.4.3.1 Creusement à l'attaque ponctuelle .....	38
II.4.3.2 Creusement au tunnelier (attaque globale) .....	39
II.5 Autres types de creusement .....	40
II.6 CONCLUSION .....	41

### Chapitre III : Méthode de soutènement

III.1 INTRODUCTION .....	43
III.2 Mode de fonctionnement des différents types de soutènements .....	43
III.3 Les différents types de soutènement.....	44
III.3.1 Soutènement métallique.....	44
III.3.2 Soutènement en béton .....	48
III.4 Soutènement par la nouvelle méthode autrichienne (N.A.T.M) : .....	51
III.4.1 Les Avantages de la (N.A.T.M).....	52
III.4.2 Limites de la (N.A.T.M) .....	52
III.5 Réalisation du soutènement provisoire .....	52
III.6 Revêtement .....	53
III.6.1 Les différentes fonctions du revêtement .....	53
III.6.2 Les types de revêtement .....	54
III.6.2.1 Revêtements en béton coffré non armé .....	54
III.6.2.2 Revêtement en béton coffré armé.....	55
III.6.2.3 Revêtement avec les voussoirs préfabriqués en béton armé .....	56
III.7 Autres types de revêtement.....	57
III.8 Règle de conception du revêtement définitif .....	58
III.9 Conclusion .....	59

### Chapitre IV : Evaluation des charges

IV.1 Introduction .....	61
-------------------------	----

IV.2 Types et origines des poussées souterraines.....	62
IV.2.1 Poussées de détente .....	62
IV.2.2 Poussées géologiques (Poussées souterraines réelles) .....	63
IV.2.3 Poussées de gonflement .....	63
IV.3 Différentes méthodes de déterminations des pressions souterraines.....	64
IV.3.1 Evaluation des pressions verticales $\sigma_v$ .....	64
IV.3.2 Evaluation des pressions horizontales $\sigma_h$ .....	68
IV.3.3 Evaluation de la pression agissant au niveau du radier .....	72
IV.3.4 Charges et surcharges utiles .....	75
IV.3.5 Evaluation de la pression hydrostatique.....	75
IV.4 Conclusion.....	76

## Chapitre V : Présentation du projet

V.1 INTRODUCTION .....	78
V.2 PRESENTATION DU PROJET DU METRO D'ALGER.....	78
V.2.1 Historique.....	78
V.3 Présentation technique de l'ouvrage.....	80
V.4 Facteurs d'implantation d'un tunnel .....	80
V.4.1 Tracé en plan et profil en long .....	81
V.4.1.1 L'emplacement des têtes .....	81
V.4.1.2 La nature des terrains traversés .....	81
V.4.1.3 La présence d'accidents géologiques le plus souvent accompagnés de broyage et de venues d'eau.....	82
V.4.2 La présence d'eau.....	82
V.4.3 Choix de la section .....	82
V.4.4 Profil en travers.....	83
V.5 Présentation de notre Ouvrage .....	83
V.6 CONCLUSION.....	86

## Chapitre VI : Méthode de dimensionnement d'un soutènement

VI.1 INTRODUCTION .....	88
VI.2 Les différentes méthodes de dimensionnement.....	88
VI.3 Présentation de la méthode de convergence - confinement .....	89
VI.4 Etapes de calcul d'un problème type.....	92



VI.5 CONCLUSION .....	98
-----------------------	----

### Chapitre VII : calcul des charges

VII.1 INTRODUCTION .....	100
Figure VII.1 : Représentative du sondage de calcul.....	100
VII.2 Calculs des charges agissant sur le soutènement du tunnel.....	100
VII.2.1 Calcul de la pression verticale active descendante sur la demi-section supérieure du soutènement .....	100
VII.2.2 Calcul de la pression horizontale active agissant sur la demi-section supérieure du soutènement .....	102
VII.2.3 Calcul de la pression verticale active agissant sur le soutènement de la structure globale	104
VII.2.4 Calcul de la pression horizontale active agissant sur le soutènement de la structure globale .....	106
VII.3 CONCLUSION .....	108

### Chapitre VIII : calcul du soutènement provisoire

VIII.1 INTRODUCTION .....	110
VIII.2 Hypothèses du calcul .....	110
VIII.3 Détermination des efforts.....	110
VIII.3.1 Réactions d'appuis .....	112
VIII.3.2 Portance maximale du soutènement $P$ .....	113
VIII.4 Système statique du soutènement provisoire.....	113
VIII.5 Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté....	113
VIII.5.1 Rigidités du cintre métallique .....	113
VIII.5.2 Rigidités de la voûte en béton projeté.....	114
VIII.5.3 Rigidité du soutènement provisoire soumis aux charges de courte durée .....	115
VIII.5.4 Propriétés du béton équivalent (Section homogène).....	115
VIII.5.5 Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement .....	115
VIII.6 Application numérique .....	117
VIII.6.1 Définition des charges agissant sur le cintre.....	117
VIII.6.2 Modélisation du soutènement provisoire par le logiciel SAP2000 .....	120
VIII.6.3 Vérification du soutènement provisoire .....	122
VIII.6.3.1 Vérification au cisaillement .....	132
VIII.6.3.2 Vérification des assemblages .....	134

VIII.7 CONCLUSION .....	135
-------------------------	-----

### Chapitre IX : Calcul du revêtement définitif

IX.1 INTRODUCTION .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b> 137
IX.2 REGLE DE CONCEPTION DU REVETEMENT .....	137
IX.3 Méthode de calcul du revêtement provisoire .....	138
IX.4 Etude statique .....	139
IX.4.1 Calcul des charges agissant sur le revêtement définitif .....	139
IX.4.2 Détermination des sollicitations avec SAP2000 .....	144
IX.5 ETUDE DYNAMIQUE .....	147
IX.5.1 Action sismique le long de l'axe du tunnel.....	147
IX.5.2 Sollicitations induites sur le tunnel .....	149
IX.6 Ferrailage des différents éléments du revêtement.....	152
IX.6.1 Ferrailage transversal .....	152
IX.6.1.1 Calcul du ferrailage transversal .....	153
IX.6.2 Armature de répartition .....	154
IX.7 Schémas de ferrailages du revêtement.....	154
IX.8 CONCLUSION .....	156

### Chapitre X : Tassement

X.1 Introduction.....	158
X.2 Tassement de surface.....	159
X.3 Critère d'estimation du tassement .....	160
X.3.1 Cas des travaux réalisés en creusement séquentiel.....	161
X.3.1.1 Influence de la tenue du front.....	162
X.3.1.2 Influence du soutènement .....	162
X.3.1.3 Influence du phasage des travaux.....	163
X.3.1.4 Influence du revêtement.....	163
X.3.2 Cas des travaux réalisés au tunnelier .....	163
X.4 Les méthodes de détermination des tassements en surface .....	164
X.4.1 Les méthodes empiriques et semi-empiriques .....	164
X.5 Le tassement .....	165
X.5.1 Application numérique.....	165

X.6 CONCLUSION .....	166
Conclusion générale.....	168
Référence bibliographique.....	170
Annexe A : Etapes de modélisation.....	174
Annexe B : Définitions.....	184

## Liste des tableaux

Tableau IV.1 : Théorie de COULOUB-RANKINE .....	71
Tableau IV.2 : Coefficient de résistance $n_0$ en fonction de $\varphi$ . [7] .....	75
Tableau VII.1 : Récapitulatif des pressions agissant sur le soutènement de la demi-section supérieure.....	104
Tableau VII.2 : Tableau des pressions agissant sur le soutènement de la structure globale.....	108
Tableau VIII.1: Les coefficients des réactions des appuis.....	112
Tableau IX.1 : Tableau récapitulatif du chargement agissant sur le revêtement définitif (Cas statique) .....	144
Tableau IX.2 : Efforts internes dans le revêtement définitif (Cas statique).....	147
Tableau IX.3 : Paramètres du site.....	151
Tableau IX.4 : Valeurs de M, N et T sans interaction sol-structure.....	151
Tableau IX.5 : Valeurs de M, N et T avec interaction sol-structure.....	152
Tableau IX.6 : Ferrailage longitudinal dans le cas statique.....	152
Tableau IX.7 : Calcul de l'effort tranchant.....	153

## Liste des figures

Figure I.1 : Carte géologique de l'Algérie .....	21
Figure I.2 : Zonage sismique de l'Algérie.....	22
Figure I.3 : Coupe géologique du terrain.....	26
Figure II.1 : Creusement à pleine section.....	30
Figure II.2 : Méthode de la demi-section .....	31
Figure II.3 : Méthode de la section divisée .....	32
Figure II.4 : Méthode de la galerie de façade .....	33
Figure II.5 : Fonctionnement d'un bouclier.....	34
Figure II.6 : Bouclier non pressurisé.....	35
Figure II.7 : Plan de tir séquentiel.....	36
Figure II.8 : Jumbos.....	37
Figure II.9 : Machine à attaque ponctuelle .....	38
Figure II.10 : tunnelier .....	40
Figure III.1 : Boulon à ancrage ponctuel.....	45
Figure III.2 : Boulon à ancrage continu.....	45
Figure III.3 : Cintres métalliques.....	47
Figure III.4 : Blindage .....	48
Figure III.5 : Enfilage .....	48
Figure III.6 : Béton projeté par voie sèche .....	49
Figure III.7 : Béton projeté par voie humide .....	50
Figure III.8 : Les voussoirs préfabriqués du soutènement provisoire .....	51
Figure III.9 : Coffrage de tunnel.....	55
Figure III.11 : Détail de la jonction radier-piédroit.....	56
Figure III.12 : Voussoirs préfabriqués du revêtement définitif .....	57
Figure III.13 : Exemple de pose d'une voûte active .....	58
Figure IV.1 : Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation .....	63
Figure IV.2 : Hypothèse de théorie de TERZAGHI .....	65
Figure IV.3 : Répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAUMER .....	66
Figure IV.4 : Représentative du sondage de calcul .....	67
Figure IV.5 : Théorie de PROTODIAKONOV .....	68
Figure IV.6 : Méthode de TERZAGHI.....	69
Figure IV.7 : Répartition des poussées selon l'expérience soviétique .....	70
Figure IV.8 : Méthode de COULOUMB-RANKINE .....	72

Figure IV.9 : Calcul des poussées au niveau du radier d'après TERZAGHI .....	74
Figure V.1 : Tracé du métro proposé par RATP/SOFRETU en 1982 .....	79
Figure V.2 : Ligne N°1 du métro d'Alger .....	80
Figure V.3 : Tracé en plan.....	84
Figure V.4 : Géométrie du soutènement provisoire du tunnel.....	85
Figure V.5: Géométrie du revêtement définitif.....	86
Figure VI.1 : Méthode de convergence – confinement (Panet et Guellec, 1974).....	90
Figure VI.2 Principe de la méthode de convergence – confinement .....	92
Figure VI.3 : Courbes caractéristiques du terrain et du soutènement.....	98
Figure VII.1 : Représentative du sondage de calcul .....	100
Figure VIII.1 : Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire.....	118
Figure VIII.2 : Modélisation en éléments FRAME .....	123
Figure VIII.3 : Déformation causée par la combinaison de charges (verticales et horizontales) .....	124
Figure VIII.4 : Diagramme du moment fléchissant.....	124
Figure VIII.5 : Diagramme de l'effort normal .....	125
Figure VIII.6 : Diagramme de l'effort tranchant .....	125
Figure VIII.7 : Calcul du moment statique de la demi-section suivant x .....	133
Figure IX.1 : Vue en 3D du tunnel.....	145
Figure IX.2 : Déformation du revêtement .....	146
Figure IX.3 :Diagramme des moments .....	146
Figure IX.4 : Diagramme de l'effort normal.....	147
Figure IX.5 : Diagramme de L'effort tranchant .....	147
Figure IX.6 : Déplacement du terrain en champ libre [RPOA08].....	148
Figure IX.7 : Schématisation de l'interaction sol-structure [RPOA08] .....	151
Figure IX.8 : Ferrailage de la voûte.....	155
Figure IX.9 : Ferrailage du piédroit .....	156
Figure IX.10 : Ferrailage du radier .....	156
Figure X.1 : Déplacement du contour de l'excavation .....	159
Figure X.2 : Zone de rupture avant et arrière du front .....	160
Figure X.3 : Cuvette transversale de tassement idéalisée .....	161
Figure X.4 : Cuvette de tassement tridimensionnelle .....	162
Figure X.5 : Evolution des tassements le long d'un tunnelier .....	163
Figure X.6 : Cuvette de tassement au-dessus d'un tunnel.....	165

---

# **Introduction générale**

---

Alger, capitale administrative et centre économique de l'Algérie fait face comme toute les métropoles au problème de saturation des réseaux de transport. Ceci est dû principalement à la concentration du tissu urbain augmentant avec la population.

La solution du sous-sol s'impose donc naturellement pour offrir de l'espace et contribuer à la croissance urbaine. Ces dernières années, l'évolution des techniques de construction a permis un développement sans précédent de l'utilisation du sous-sol.

Les études technico-économiques qui ont été menées ont montré que la construction du métro d'Alger présentait la meilleure solution.

Bien que cette solution soit bénéfique pour les citoyens, elle pose des problèmes aux ingénieurs chargés de la construction de ces ouvrages. Les tunnels s'inscrivent la plupart du temps dans des contextes très délicats, à savoir en terrain meuble aquifère, à faible profondeur et en zone bâtie. Les travaux doivent donc, avant tout, garantir la sécurité des riverains et des ouvrages avoisinants. Pour cela des études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques sont faites aux préalables.

Au vu des résultats obtenus, le degré de difficulté des travaux peut être défini, ainsi qu'une appréciation sur le coût de la réalisation de l'ouvrage ce qui va avoir une incidence directe sur le choix des méthodes d'excavations.

L'objet de notre mémoire consiste à étudier un tronçon du tunnel du métro d'Alger, le tunnel en question est situé entre Ain Naadja – Baraki, passant sous une habitation de R+3 à une profondeur de 20 m.

Notre travail est composé d'une introduction générale et de deux grandes parties :

- La première partie est axée principalement sur l'aspect théorique et bibliographique de notre étude.



On a commencé par une reconnaissance de la région d'Alger, par la suite nous nous sommes intéressés aux différentes méthodes de creusement ainsi qu'aux méthodes de soutènement existantes.

Les différentes méthodes permettant d'évaluer les charges agissant sur l'ouvrage ont ensuite été détaillées tout comme les méthodes de dimensionnement du soutènement provisoire.

- La seconde partie porte sur le calcul et le dimensionnement de notre tunnel.

Un chapitre a été consacré à la présentation du projet, pour calculer ensuite les charges s'exerçant sur notre tunnel.

Le calcul numérique fait à l'aide du logiciel SAP2000 version 14 nous a permis de dimensionner et vérifier le soutènement provisoire à l'instar du ferrailage du revêtement définitif.

Le dernier chapitre concerne le tassement en surface provoqué par le creusement de notre tunnel et son évaluation.

Enfin, on termine par une conclusion générale.

---

# **Chapitre I : Reconnaissances**

---

## I.1 INTRODUCTION

Une bonne reconnaissance du sol le long du tracé d'un ouvrage est nécessaire, telles que les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques qui sont des facteurs importants, ils déterminent le degré de difficulté et le coté de réalisation d'un ouvrage souterrain, en influençant le choix et la mise en œuvre des méthodes de construction (excavation, soutènement et revêtement).

La connaissance de ces conditions, permet d'éviter l'imprévision de certains problèmes qui peuvent bloquer les travaux plusieurs mois et mettre en danger la sécurité du chantier, voir même nuire la faisabilité de l'ouvrage tels que la traversée d'un accident géologique avec venue d'eau sous forte pression. A partir de la première phase de recherche de tracé, le maître d'œuvre doit être en mesure d'écarter les solutions irréalistes en regard des autres critères techniques et économiques.

Les objectifs de ces études sont de :

- Vérifier que le contexte géologique ne comporte pas d'unité structurale extrêmement défavorable au point de conférer au projet un caractère à très haut risque, tant technique que financier.
- S'assurer de la faisabilité technique du projet en confirmant la possibilité de mettre en œuvre, dans des conditions économiques raisonnables, les techniques de construction a priori les mieux adaptées au contexte géologique et géotechnique, pour assurer la stabilité de l'excavation et préserver l'intégrité de l'environnement.

## I.2 Géologie de l'Algérie

L'Algérie, par le fait de son étendue, comprend quatre larges domaines géologiques allant du Nord vers le Sud :

- L'Atlas Tellien : Constitué de reliefs escarpés et de plaines littorales dont les plus riches de l'Algérie sont la Mitidja au centre, le Chélif à l'Ouest et le Seybouse à l'Est.
- Les hauts plateaux
- L'Atlas saharien.
- Le Sahara.

De la même manière, l'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud-atlasique:

- Le Nord du pays portant l'empreinte de la tectonique alpine.
- La plate-forme saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée.

### I.3 Géologie générale de la région d'Alger

L'étude des cartes géologiques et des résultats des sondages carottés ont permis de définir le sous-sol de la ville d'Alger, comme étant constituée de deux unités géologiques de nature et d'âge très différentes. On distingue :

**Au Nord :** le massif cristallophyllien d'âge primaire allongé d'Est en Ouest sur 20Km, dont la largeur est d'environ 6Km.

**Au Sud :** un anticlinal orienté Nord Est – Sud-Ouest, formé de séries sédimentaires d'âge tertiaire. Il est oblique au massif cristallophyllien et se prolonge dans le bassin de la Mitidja.

Localement ces deux grands ensembles sont recouverts par les formations les plus récentes de quaternaire.

#### a- Le primaire (massif cristallophyllien) :

Les principaux faciès pétrographiques reconnus dans le primaire sont :

- Les schistes et les micaschistes.
- Les schistes ardoisés fortement injectés de quartzite.
- Les calcaires lenticulaires métamorphiques.
- Les gneiss, souvent œilletés de quartz et injectés de roches granitiques (granito-gneiss, migmatites, embréchites).

De plus, ces terrains sont fortement altérés, et la décomposition des minéraux gneissiques peut conduire à la formation de matériaux argileux qui remplissent les fissures.

#### b- Le secondaire :

La littérature ne mentionne pas de représentant de cette ère dans la région d'Alger.

#### c- Le Tertiaire :

Les principaux horizons reconnus sont dans l'ordre :

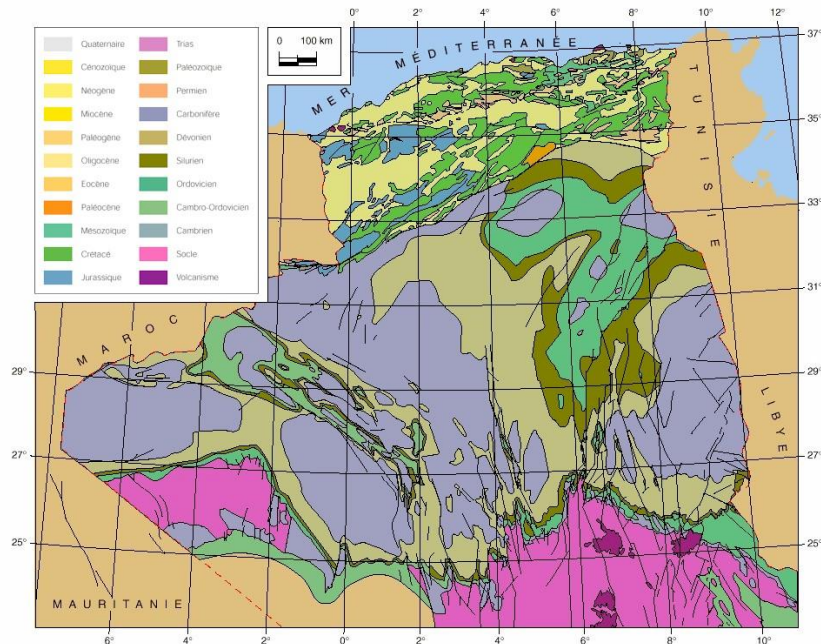
- L'Astien (mollasse astienne), formation géologique la plus importante, cet horizon se caractérise par son hétérogénéité. Il se présente sous forme de banc de marnes, de grès, ainsi que de sable. Il est considéré comme le terrain aquifère le plus important de la région Algéroise.
- Le Plaisancien, il s'agit de formation Argilo-Marneuse bleu, imperméable représentant ainsi un mur pour la nappe de la mollasse astienne.

#### d- Le Quaternaire :

La formation la plus souvent rencontrée est : les sables ; argile rouges. Les autres formations sont des alluvions, éboulis de pente (colluvions).

Ce caractère argileux le rend moins perméable que les mollasses astiennes, ce pendant la présence d'alluvions grossières (certains remblaiements ayant été réalisés avec des

matériaux très sableux) font de cette formation un captage privilégié des eaux de pluie pour alimenter la nappe des mollasses.



**Figure I.1 : Carte géologique de l'Algérie**

## I.4 Aspect tectonique

Les résultats des mouvements tectoniques se trouvent dans les formations des grandes nappes dans les montagnes européennes et dans l'Atlas Tellien et dans des plusieurs failles tectoniques normales et inverses dans la région d'Alger.

Dans le socle métamorphique dans la région d'Alger des failles de type normal et inverse avec une orientation NE-SW à ENE-WSW sont observable.

Une continuation des failles normales dans des sédiments du Quaternaire et Tertiaire est supposé.

### I.4.1 Aspect sismique

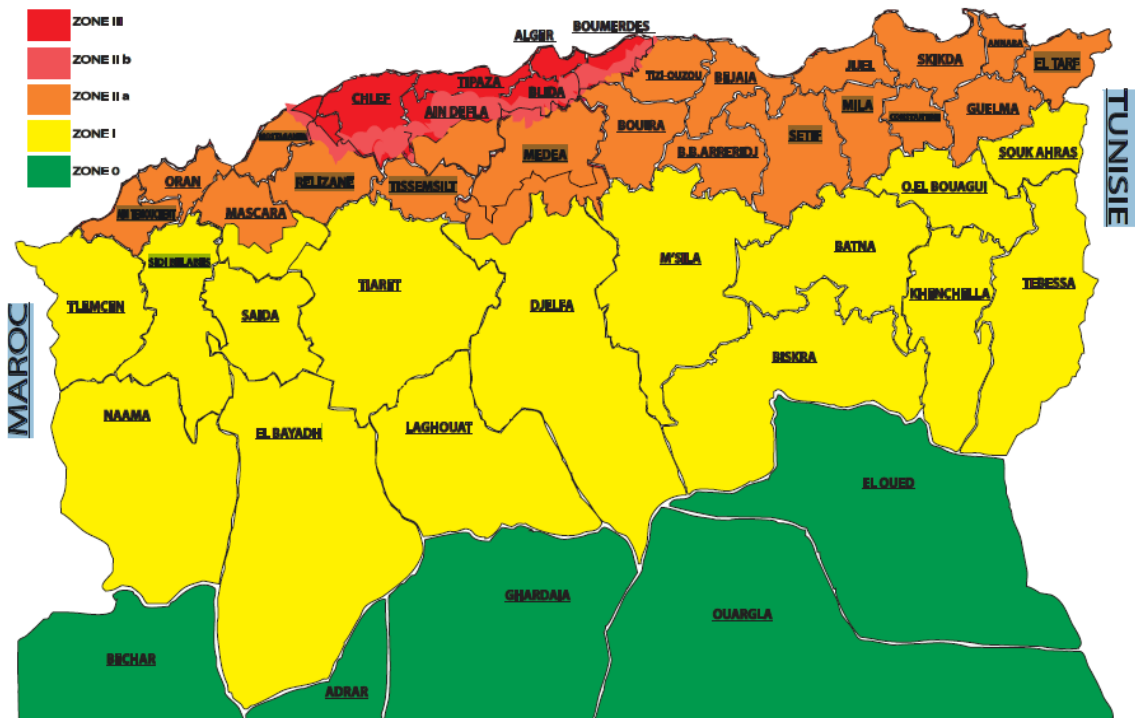
La région d'Alger est située dans une zone sismique active. Des séismes fortes sont documente dans un cadence de 5 – 10 ans.

En accord avec la norme RPOA2008 (Règles parasismiques algériennes ouvrage d'art) l'extension C de la Ligne 1 du Metro d'Alger est située dans la zone sismique III (sismicité élevée).

Tout l'œuvre peut être considérée inclus dans le groupe d'utilisation 1A (œuvre de grande importance).

En accord avec la norme RPOA les valeurs de l'accélération sismique doivent être adoptées (APD).

- La valeur d'accélération sismique est de  $a_h = 0,30g$ .
- Le facteur de la réduction par profondeur ne sera pas inférieur à 0,8.
- La composante verticale du séisme peut être estimée à  $a_v = 2/3a_h$ .



**Figure I.2 : Zonage sismique de l'Algérie**

On note aussi qu'il est préférable de tenir compte des précisions suivantes :

- Eviter la continuité du revêtement afin de diminuer la propagation des vibrations qui peuvent induire son éclatement.
- Mettre en place un dispositif constructif approprié en fractionnant longitudinalement l'ouvrage en plots indépendants munis de points parasismiques judicieusement répartis.
- Assurer l'étanchéité à ce niveau, en plaçant des joints (water-stop).

## I.5 Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

### I.5 .1 Reconnaissances géologique

C'est l'identification du sol par observation visuelle des différentes couches, confirmée par l'examen des cartes géologiques. On observe pour cela des puits, galeries ou tranchées qui donnent une coupe du sol. Il est aussi possible d'utiliser des cavités existantes. L'examen des

carrières ou des tranchées, situées à proximité de la zone considérée, donne des précisions immédiates sur les sous-couches. La reconnaissance peut s'effectuer à l'aide de sondages dont certains exemples sont décrits au paragraphe de la reconnaissance géotechnique. Il sera possible d'établir des coupes prévisionnelles ou même un bloc diagramme qui pourra être confirmé par les sondages.

### **I.5.2 Hydrogéologiques**

Etant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de pentes, l'étude hydrogéologique est très importante. Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...). Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques. Le suivi de ces paramètres doit se faire pendant une année au minimum, afin de disposer d'une image représentative des conditions hydrogéologiques du site.

### **I.5.3 Géotechnique**

L'étude du projet d'un tunnel est un processus très complexe, au cours duquel il faut déterminer ses dimensions, son tracé, son type de revêtement et la méthode de percement adéquate. Si les dimensions de la section du tunnel dépendent peu des conditions naturelles, elles sont essentiellement conditionnées par l'usage réservé à cet ouvrage. Par contre, il est certain que le type de revêtement et la méthode de creusement dépendent des conditions naturelles rencontrées. Parmi ces dernières, les conditions géotechniques sont souvent décisives sur le choix de la variante définitive du tracé. Les études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie. Elles doivent permettre de préciser la description du terrain et de prévoir leur comportement, ainsi que la stabilité des ouvrages pendant les différentes phases d'exécution et après leur achèvement.

### **I.5.4 Le but de la reconnaissance**

Les reconnaissances et les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques doivent fournir au concepteur du tunnel toutes les informations nécessaires, telles que :

- Pour les reconnaissances géologiques :

La géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif, la description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, leur qualité et leur discontinuité.

- Pour les reconnaissances hydrogéologiques :

Les informations aquifères et les terrains imperméables, la nature des venues d'eau possibles le long du tracé, leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux.

- Pour les reconnaissances géotechniques :

La description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ, la prévision de leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage.

Les reconnaissances et études hydrogéologiques doivent être effectuées en même temps que les reconnaissances et études géologiques, qui seront complétées par les reconnaissances et études géotechniques. Ces informations doivent permettre, de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et /ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

### **I.5.5 Sondage de reconnaissance**

Les sondages sont des forages de diamètre généralement compris entre 70 et 200 mm desquels on extrait des échantillons de terrains (carottes) non remaniés, c'est-à-dire très proches de leur état in situ.

D'une façon générale, les sondages mécaniques ont un double but :

- Géologique : car le sondage permet de compléter la reconnaissance géologique du sous-sol, qui sera exprimée par une coupe géologique détaillée. Pour cette raison, le prélèvement des échantillons se fait le plus souvent en continu afin de disposer d'une coupe sans lacune.

- Géotechnique : car le sondage est un moyen d'accès au sous-sol pour le prélèvement d'échantillons intacts destinés au laboratoire et pour l'exécution d'essai in situ, hydrauliques ou mécaniques.

Selon les cas, la priorité peut être accordée à l'un ou l'autre des aspects précédents, et le mode de forage sera tantôt destructif ou non destructif avec prélèvement d'échantillons (beaucoup plus cher). Par ailleurs les modes de forage, l'échantillonnage et les types d'essais différents selon que l'on se trouve en terrain meuble peu cohérent ou dans le rocher.

### **I.5.6 Diagraphie**

Les diagraphies permettent de se faire une idée des caractéristiques physiques des terrains à traverser, elles sont effectuées dans des sondages qui ne comporteront pas de carottages. Les diagraphies les plus utilisées sont :

- L'examen photographique.

- Le log sonique (mesure de la vitesse sismique).

- Le log électronique (mesure de la résistivité).

- Le log neutron (mesure de la teneur en eau par ralentissement des neutrons).

- Le log gamma (mesure relative du poids volumique).

- Le log vitesse d'avancement (il détecte les hétérogénéités et la présence des vides).

- Le log de percussion réfléchi (il indique la rigidité des matériaux par sondage au marteau perforateur).



Ces mesures peuvent être effectuées dans des sondages non carottés et donner des indications sur les caractéristiques du terrain.

### I.5.7 Exécution des puits

Les sondages ne pouvant pas être multipliés sur un site à cause de leur durée d'exécution et de leur coût, il est généralement intéressant de les compléter par des forages destructifs qu'on appelle puits de reconnaissance, Les puits jouent aussi un rôle de service car ils permettent de descendre à l'intérieur du tunnel les engins et les matériaux nécessaires à l'exécution de l'ouvrage ainsi que de remonter les déblais.

## I.6 CARACTERISTIQUES GEOLOGIQUES, HYDROGEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES DU SITE

L'étude géotechnique complète celle préalablement faite par les géologues. Tous les résultats présentés ci-dessous ont été déterminé sur la base des différents essais. Ils nous permettront de mettre au point des méthodes d'exécution ainsi que l'étude du soutènement. On adopte pour les calculs la coupe géologique suivante :

#### - Un Remblai :

Cohésion du sol :

$$C=32.5KN/m^2$$

Angle de frottement interne :

$$\phi=13.8^\circ$$

Poids spécifique :

$$\gamma_h= 19.8 KN/m^3$$

#### - Une couche d'Argile :

Cohésion du sol :

$$C=24KN/m^2$$

Angle de frottement interne :

$$\phi=13.5^\circ$$

Poids spécifique :

$$\gamma_h= 18.3 KN/m^3$$

#### - Une couche de marne :

Cohésion du sol :

$$C=25KN/m^2$$

Angle de frottement interne :

$$\phi=14.7^\circ$$

Poids spécifique :

$$\gamma_h= 20.5 KN/m^3$$

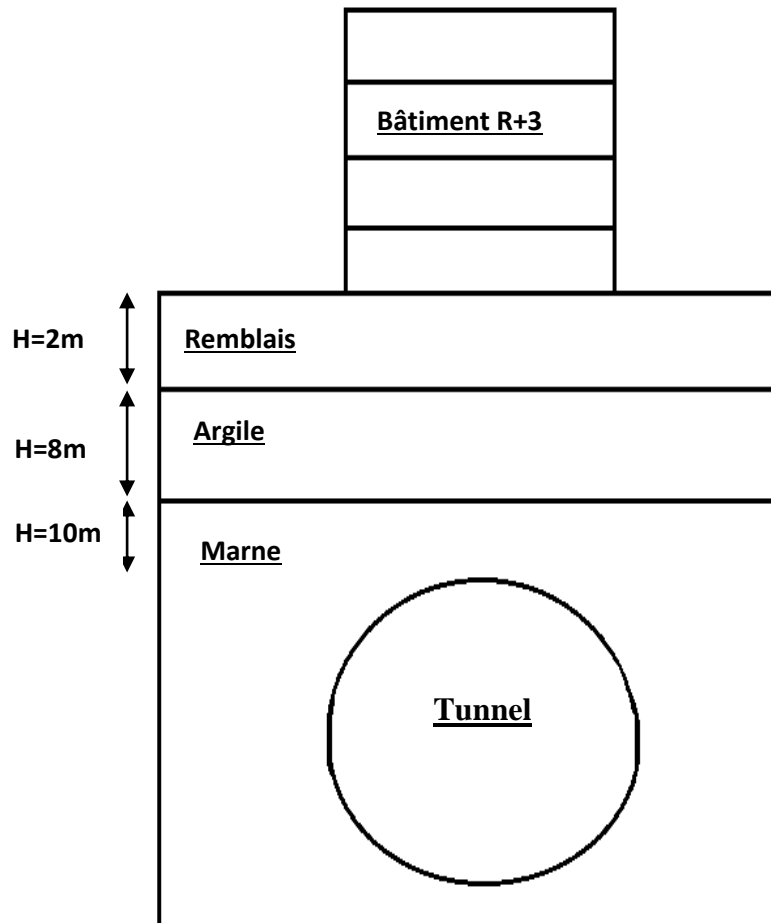


Figure I.3 : Coupe géologique du terrain.

## I.7 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des différentes couches du profil de sol sur lequel va être érigé notre ouvrage.

---

## **Chapitre II : Méthode de creusement**

---

## II.1 INTRODUCTION

Les études de conception d'un projet de tunnel débouchent sur la préconisation de procédés de construction, prenant en compte l'ensemble des contraintes liées :

- au parti fonctionnel retenu,
- à l'environnement de l'ouvrage,
- au terrain encaissant.

Selon le problème posé, l'analyse de ces facteurs conduit à limiter l'éventail des procédés de construction possibles.

Le recours à tel ou tel procédé de construction doit être assorti de précautions d'exécution, souvent fondamentales et coûteuses, qui ne peuvent être définies sans étude préalable et quelquefois même sans essais in situ en vraie grandeur (galeries d'essais, essais de traitement des terrains....).

Même s'il n'est pas possible à ce stade de les localiser ou de les définir avec exactitude, il est indispensable de choisir un procédé de construction qui puisse s'adapter aux difficultés supposées, si cela est possible. L'emploi d'une méthode inadaptée qui échoue, peut avoir de graves conséquences sur les coûts et les délais.

## II.2 Processus de choix

### Première phase :

La règle est en priorité l'étude de ceux, parmi ces 2 ou 3 procédés de construction, qui assure le mieux possible et dans un ordre décroissant d'importance :

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

### Deuxième phase :

Ultérieurement, lors de la consultation des entreprises et du choix définitif, interviennent de nouveaux critères (liés à la conjoncture, à la technicité propre des entreprises,..) tels que :

- conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés.
- niveau technique des entreprises concurrentes (personnels spécialisés, matériels disponibles, expérience acquise...).
- insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution.
- coût de la solution et aléas correspondants.

En matière de travaux souterrains, la procédure de consultation doit conserver une certaine souplesse, la solution proposée par le maître d'œuvre étant rarement la seule possible.

Il est souhaitable dans certains cas, d'autoriser les soumissionnaires à présenter des variantes d'exécution utilisant des méthodes particulières dont ils ont l'expérience ou des matériels déterminés en leur possession. Afin d'assurer une certaine homogénéité technique des différentes propositions, il est en général nécessaire pour le maître d'œuvre de limiter dans le dossier de consultation, le champ de variation possible des caractéristiques de l'ouvrage dont certaines ont été fixées ne variant pas dès l'origine du projet pour des raisons administratives ou techniques.

En zone urbaine par exemple, le maître d'œuvre doit définir avec précision les désordres tolérables en fonction de l'environnement local, les concurrents devant justifier que chacune de leur variante apporte la même sécurité. Ceci suppose donc que les solutions possibles aient été appréhendées avec suffisamment de précision pendant les études afin de permettre au maître d'œuvre de juger de l'importance des dépenses supplémentaires que les propositions des soumissionnaires sont susceptibles de nécessiter en cours de travaux et finalement d'une façon globale de leur validité. L'étude détaillée des différentes solutions proposées (procédé d'exécution et organisation du chantier) incombe à chaque entreprise.

C'est ainsi que la qualité des offres des entreprises et finalement l'économie finale de l'ouvrage, le respect de la sécurité et des délais d'exécution sont directement fonction de la qualité des études fournies par l'administration et du délai laissé aux entreprises pour établir leur proposition.

### **II.3 Méthodes de creusement**

Les principales méthodes de creusement utilisées actuellement sont communes tous les types de tunnels. On distingue trois méthodes de creusement :

- Méthode de creusement à pleine section.
- Méthode de la demi-section.
- Méthode de la section divisée.

#### **II.3.1 Méthode de creusement à pleine section**

Cette méthode de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne ou d'assez bonne tenue, lorsque leur section n'est pas trop importante (généralement inférieur à 12m<sup>2</sup>) 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 mais on peut l'utiliser pour les grandes sections (plus de 40 à 50 m<sup>2</sup>) si le tunnel est assez long (plusieurs kilomètres) car le coût sera amorti.



**Figure II.1 : Creusement à pleine section**

**Avantage :**

- La rapidité de cette méthode nous facilite l'organisation du chantier car elle nous permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du revêtement.
- La méthode de creusement à pleine section permet des avancements très importants. On peut atteindre jusqu'à 12m par jour en procédant par volées de 4m.
- La méthode de creusement à pleine section est plus favorable à la maîtrise des déplacements puisqu'elle évite les problèmes liés aux reprises d'excavation dans un terrain déjà déconfiné.

**Inconvénient :**

- L'évacuation des déblais nécessite plusieurs reprises. En cas de rencontre d'un accident de terrain sérieux cette technique requiert une adaptation très difficile.
- La mise en place des cintres métalliques à l'avancement devenant très difficile pour des sections aussi grandes.

### **II.3.2 Méthode de la demi-section**

Cette méthode consiste à creuser la demi-section supérieure du tunnel (Calotte+Stross) qui peut atteindre 5 à 6 mètre de hauteur, on la met en sécurité avec la mise en place des cintres et du bétonnage, puis on creuse la deuxième moitié inférieure (Radier). Elle est conseillée pour les tunnels de grande dimension (plus de 50 m<sup>2</sup>) car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité au vu de la dimension réduite de front de taille.

Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Elle peut alors être utilisée très largement en faisant varier la longueur de l'avancement unitaire.

L'intérêt fondamental de la demi-section, par rapport à une méthode de creusement en section divisée est de permettre une mise en place rapide d'un soutènement sur toute la partie supérieure.



**Figure II.2 : Méthode de la demi-section**

### **II.3.3 Méthode de la section divisée**

Ce type de creusement a été utilisé lorsque les procédés de pré-soutènement et de renforcement du front de taille n'étaient pas encore bien développés. Il consiste en l'ouverture préalable d'une ou de plusieurs galeries de petite section.

Par cette méthode, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la dépression des terrains est plus limitée. La division de la section est en fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire, qui peut rester stable avant la mise en place du soutènement.

Si cette méthode est utilisée dans une zone où les tassements de surface sont à limiter au maximum (travaux en zone urbaine), il convient en général de la combiner avec un traitement préalable des terrains.



**Figure II.3 : Méthode de la section divisée**

### **II.3.3.1 Domaine d'application**

On utilise la méthode d'avancement en section divisée lorsque les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer une stabilité suffisante du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi section.

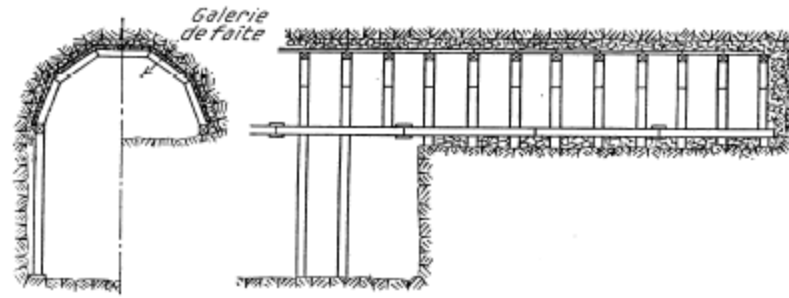
Dans le cas de sections larges, on peut utiliser deux galeries en base de pénétrations, pour y bétonner une partie du revêtement définitif (culées qui serviront d'appui au soutènement et au revêtement de la voûte).

### **II.3.3.2 Quelque type de creusement en section divisée**

#### **- Méthode de la galerie de faîte « franco-belge »:**

Le principe de cette méthode consiste à exécuter rapidement la voûte pour protéger le chantier par-dessous ensuite le pied droit qu'on monte jusqu'à la naissance de la voûte.





**Figure II.4 : Méthode de la galerie de faîte**

- **Méthode de deux galeries:**

C'est l'exécution de deux galeries une à l'axe supérieur et l'autre à l'axe inférieur reliées par un puits pour permettre l'évacuation des déblais.

- **Méthode des trois galeries « méthode allemande » :**

Le principe de cette méthode consiste au creusement de deux galeries de base de part et d'autre du STROSS central pour servir d'appui, ainsi que d'une galerie supérieure. Cette méthode est utilisée pour des sections de très grande importance (> 50 m<sup>2</sup> environ).

- **Méthode contre voûte « méthode italienne » :**

Cette méthode est utilisée dans les terrains particulièrement mauvais. Après l'exécution de la galerie de base, on met en place la maçonnerie du radier, l'exécution de la contre voûte du radier précède celle des murs latéraux. La phase suivante consiste en l'excavation du rocher de la calotte, et l'exécution de la voûte. Les travaux débutent par le creusement d'une galerie de faîte, on procède alors à l'abatage du terrain de part et d'une de la galerie.

- **Méthode de creusement à pleine calotte**

Cette méthode consiste à excaver une galerie de faîte étayée par des cadres métalliques, le soutènement est assuré par des cintres métalliques. Lorsque les cintres sont complets, les étais peuvent être supprimés, cela permet l'intervention des gros engins (pour le marinage), et le bétonnage de la voûte. Après la construction de la voûte, la cunette de STROSS est terrassée, les piédroits sont bétonnés. L'exécution est achevée par le terrassement et le bétonnage du radier.

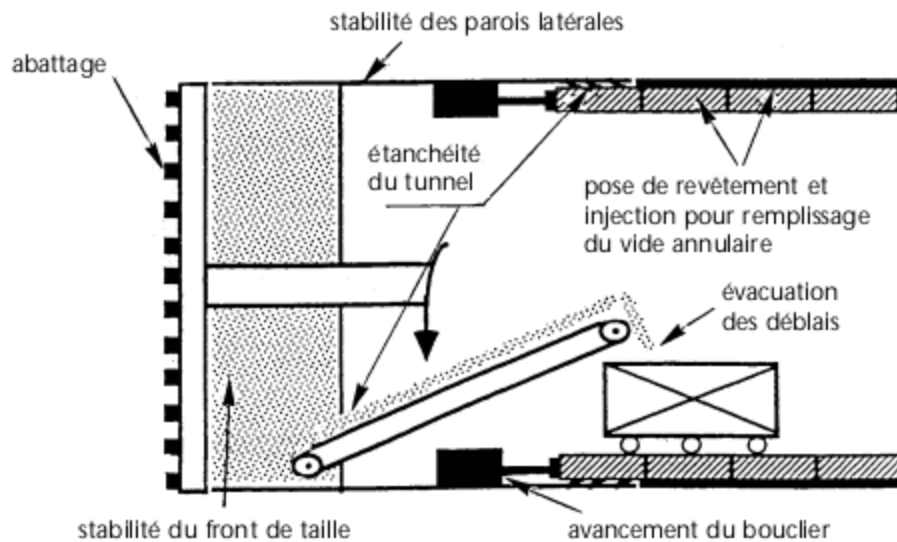
## II.4 Mode de creusement

On distingue deux modes de creusement :

1. Exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères.
2. Exécution du creusement dans les terrains durs (ou rocher).

## II.4.1 Exécution dans les terrains meubles

### II.4.1.1 Bouclier



**Figure II.5 : Fonctionnement d'un bouclier**

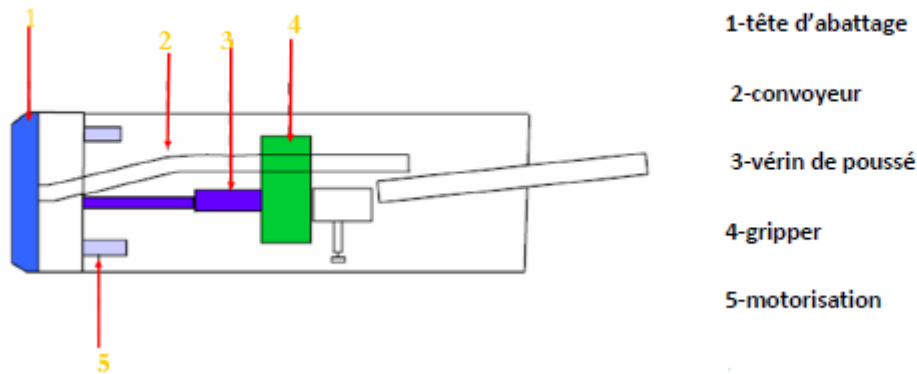
Les tunneliers conçus pour forer les tunnels dans les sols meubles et aquifères sont appelés «bouclier». L'excavation se fait par attaque globale à l'aide d'une roue de coupe à l'avant de bouclier, ce dernier joue en plus un rôle de soutènement provisoire. Un bouclier mécanisé doit être à même d'assurer les fonctions suivantes :

- abattage du terrain en pleine section ou au moyen d'une machine à attaque ponctuelle.
- soutènement des parois latérales de l'excavation (virole métallique articulée et monolithique).
- progression du bouclier (appui sur le revêtement mis en place ou, exceptionnellement par gripper ancrés sur le terrain en place).
- Mise en place du revêtement à l'abri d'une jupe métallique et injection de remplissage du vide annulaire ou mise en œuvre de béton extrudé.
- évacuation des déblais à l'arrière de la machine et transport jusqu'aux installations de décharge.

En se basant sur le choix du mode de stabilisation du front de taille, on peut classer les différents types de bouclier de la manière suivante :

#### Les boucliers ouverts (non pressurisés)

Ils ne sont utilisables que lorsque la stabilité du front de taille est assurée naturellement. Le creusement peut se faire avec abattage manuel, le bouclier ne constitue donc qu'un soutènement latéral et peut être équipé d'un système d'abattage mécanisé (outils ponctuelle, pelle, fraisé montée sur un bras)



**Figure II.6 : Bouclier non pressurisé**

### Bouclier pressurisé

Dans les terrains meubles et aquifères, où la stabilité du front de taille n'est pas assurée, il faut le soutenir par une pression qui peut être appliquée :

- Soit par l'air comprimé (bouclier à air comprimé).
- Soit par la roue de taille elle-même (à pression mécanique).
- Soit par un liquide dense comme la boue bentonite (bouclier à pression de boue).
- Soit enfin par le marinage.

#### II.4.1.2 Pelle hydraulique

C'est un engin mécanique constitué d'un bras mobile (pelle) pouvant se déplacer aisément sur le front de taille et les parois latérales. Dans le cas où l'on rencontrerait des passages de terrains durs on peut prévoir un changement de la pelle par un marteau piqueur.

### II.4.2 Exécution du creusement au rocher

#### II.4.2.1 Attaque à l'explosif

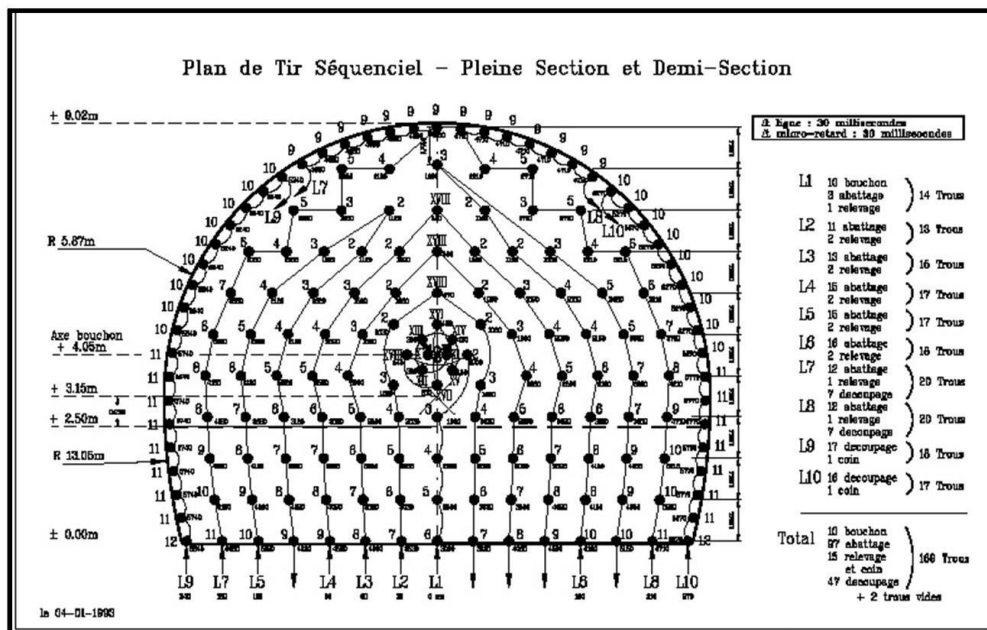
La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore, dans de nombreuses situations, la plus économique. La poudre noire (salpêtre + charbon + soufre) fut longtemps utilisée, avant que n'apparaissent des produits plus performants (tels la dynamite ou les émulsions) mais plus dangereux. En souterrain on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation  $> 4000$  m/s) dont l'effet sur la roche est double :

- L'énergie de choc véhiculée par une onde fissure le terrain
- L'énergie de gaz, engendrée par le dégagement d'un important volume de gaz à haute température et pression, ouvre ces fissures et disloque le matériau. Le "surplus" de cette énergie expulse les blocs disloqués.

Les explosifs actuels sont dits de sûreté car ils ne peuvent détoner sous l'action d'un simple choc ou d'une élévation de température. Ils détonent sous l'action d'une onde de choc générée par l'un des quatre types de détonateurs :

1. à mèche (non-utilisés en tunnels) ;
2. électriques instantanés ou à retard (très utilisés en tunnel) ;
3. non-électriques ;
4. électroniques.

L'abatage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement par deux sections au maximum dites demi-sup (calotte) et demi-inf (stross), de manière cyclique selon des opérations élémentaires. Premièrement, le traçage et la perforation du plan de tir ensuite le chargement des trous de mines et finalement le tir de la volée. Après l'abatage, l'évacuation des gaz toxiques se fait par ventilation et celle de déblai par marinage.



**Figure II.7 : Plan de tir séquentiel**

Le traçage du plan de tir souvent commun aux opérations de pilotage de la galerie (implantation et vérification de l'axe de la galerie, contrôle du pourtour de l'excavation), est exécuté sur la base d'un plan de tir théorique adapté aux conditions particulières du front de taille, (fracturation, hétérogénéité, hors profile et en profile), et à la qualité des roches rencontrées.

Pour améliorer la qualité du traçage et pour réduire les délais nécessaires à cette opération, il est procédé à une projection de plan de tir théorique au moyen d'un appareil optique installé en galerie à proximité du front de taille. Le dernier développement consiste à mémoriser le plan de tir dans un logiciel de perforation automatique au moyen d'un ordinateur embarqué sur le jumbo de forage.

La perforation se fait premièrement au centre (le bouchon), ensuite on réalise un maillage des trous rapproché autour du bouchon en forme de cercle qui est alimenté avec un autre détonateur de façon que l'abattage se fasse après le bouchon. Dans le voisinage des extrémités de la section du front de taille, le troisième maillage est composé des trous moins chargés pour ne pas avoir d'hors profils.



**Figure II.8 : Jumbos**

#### **II.4.2.2 Creusement à l'aide du ciment expansif**

Le ciment expansif est un éclateur non explosif pour les matériaux durs et compacts. Son rôle est de fissurer le matériau en petites quantités. Il se présente sous forme de ciment composé notamment de chaux vive.

##### **Principe :**

Le ciment expansif développe une montée en pression à volume constant pouvant varier de 10 MPa à 15 MPa suivant les conditions d'utilisation. Or 10 MPa sont largement suffisants pour fissurer le matériau à détruire. En effet, la plupart des roches ont une contrainte de rupture

inférieure à 5 MPa. Quand la pression du ciment devient supérieur à la résistance de traction les fissures s'amorcent puis se propagent dans le matériau jusqu'à rupture.

#### Avantage :

- Pas de nuisance vis-à-vis du bruit de vibration.
- Découpage relativement précis.
- Sans danger pour l'environnement.

#### Inconvénients :

- Main d'œuvre hautement qualifiée.
- coût élevée.
- Le facteur temps est plus important que dans les autres procédés (la première fissuration peut prendre jusqu'à 24h pour apparaître).

### II.4.3 Creusement mécanique

On peut citer deux principales machines à forer :

#### II.4.3.1 Creusement à l'attaque ponctuelle

Cette méthode de creusement est une technique mécanique, est exécutée par l'emploi d'une machine à attaque ponctuelle permet de creuser n'importe quel profil de dimension variable. L'usage est généralement fait dans les roches tendres ou altérées de dureté moyenne, l'exécution se fait par les haveuses avec un bras mobile équipé d'une tête fraiseuse gratte et balaie une surface de front. Dans les machines à attaque radiale, la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras.

Dans les machines à attaque transversale, la fraise appelée aussi tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentiellement la surface du front ou bien par des machines à attaque ponctuelle qui abattent le terrain de manière sélective et par partie. Un Brise-Roche Hydraulique (BRH) et une pelle retro de chantier. Lorsque le terrain s'y prête ( $R_c < 80\text{MPa}$ ), le rendement de cette méthode est bien meilleur que l'explosif.

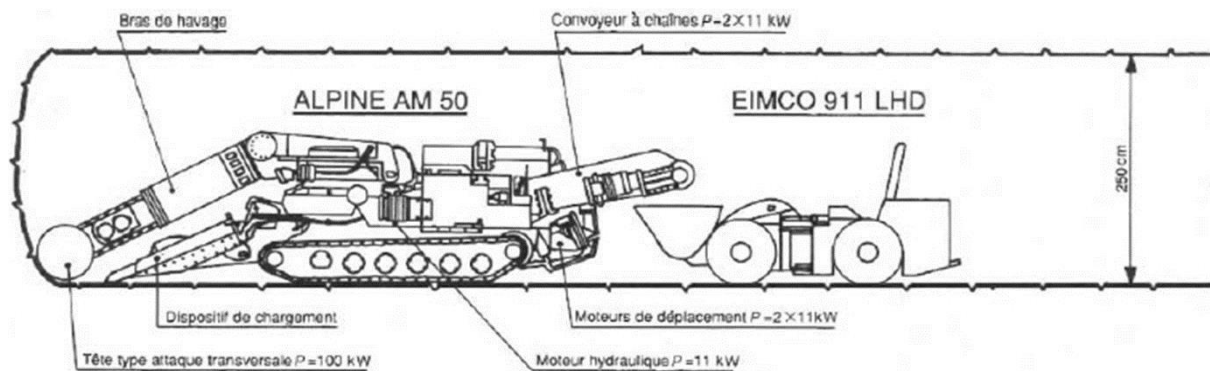


Figure II.9 : Machine à attaque ponctuelle

**Avantage :**

- Découpage soigné de la section (pas de hors profils).
- Grande vitesse d'avancement (6 m/jour)
- Sa dimension réduite par rapport à la section permet une observation continue du front de taille.

**Inconvénients :**

- Un coût élevé, mais plus avantageux que les tunneliers.
- Frais de démontage, de transport et de remontage du matériel en souterrain.
- Les têtes d'attaque s'usent très rapidement et leur changement est relativement coûteux.

**II.4.3.2 Creusement au tunnelier (attaque globale)**

Le tunnelier est une machine conçue pour creuser les tunnels dans tous types de géologies, des terrains meubles très perméables jusqu'aux roches les plus durs, sous forte charge d'eau, et quand les conditions de stabilité ne sont pas assurées. Le tunnelier capable d'excaver en une seule fois la section du tunnel à réaliser « attaque globale », à l'inverse des machines à attaque ponctuelle qui abattent le terrain de manière sélective, il comprend un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement. La progression de la machine est généralement assurée par une série de vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière qui assure la précision du pilotage.

Le principe de fonctionnement de tunnelier consiste à assurer la stabilité du front d'attaque par mise en pression des déblais excavés contenus dans la chambre d'abattage pour équilibrer les pressions des terrains et de la nappe, L'abattage est assuré par une roue équipée de molettes.

La pression transmise par le tunnelier sur les molettes, associée à la rotation de la tête de forage entraînent la destruction de la roche. Il assure le soutènement provisoire et permet le montage du revêtement définitif du tunnel. Les déblais foisonnés sont rendus, si nécessaire, pâteux à l'aide d'additifs injectés à partir d'orifices situés sur la tête d'abattage et la cloison étanche. L'extraction est assurée par un convoyeur à vis. C'est la régulation de l'extraction des déblais, en corrélation avec la poussée du tunnelier qui assurent la mise en pression du produit excavé dans la chambre d'abattage.

L'ajout systématique d'air comprimé dans la chambre permet une meilleure régulation de la pression en partie supérieure de la chambre assurant un parfait contrôle des convergences. Les spécificités des tunneliers particulièrement adaptés aux ouvrages d'assainissement, d'adduction d'eau ou des tunnels de grandes dimensions.



**Figure II.10 : tunnelier**

### **Les avantages de creusement par un tunnelier sont :**

- L'exécution très rapide et efficace (de 15 à 30 m/jour théoriquement)
- La qualité et la sécurité du travail qui sont plus parfaits que les méthodes conventionnelles.
- Pas d'hors profil, d'où une économie de béton.
- Les équipes de personnel sont réduites, Ce qui permet d'augmenter le rendement (homme / poste).

### **Les inconvénients :**

- Le cout est très élevé
- La section reste toujours circulaire
- Tout accident géologique imprévu entraîne le blocage de la machine.

## **II.5 Autres types de creusement**

Voici quelques méthodes futuristes de creusement qui ont fait l'objet d'essais de laboratoire ou même de quelques applications industrielles et qui reposent sur des principes assez différents de l'explosif ou de l'excavation mécanique.



### - La percussion lourde :

Consiste à lancer sur le front de taille un projectile dont l'impact provoque la fissuration et l'éclatement de la roche.

Le Bureau des Mines des USA a fait procéder a des expériences intéressantes dans cette voie en utilisant un canon de 10 m a 15 m du front et des projectiles en béton d'environ 5 kg percutant le front a la vitesse de 1 500 m/s.

La fissuration dans le granit intéresse une profondeur de 30 à 50 cm et il faut 8 coups pour permettre de progresser de 30 cm sur un front de 15 m<sup>2</sup>.

### - Le jet hydraulique :

A haute pression (jet cutting) se caractérise par la réalisation des saignées dans la roche par un jet d'eau concentre à faible débit, mais à très forte pression.

Ainsi, en Allemagne, avec une buse de 0,5 mm, un débit de 18 L/min et une pression de 3 800 bars, on a réalisé dans le granit des saignées de 6 mm de profondeur à la vitesse de 10 cm/s.

### - La vibration

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

### - Le gradient thermique et la fusion

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

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

## II.6 CONCLUSION

Il existe plusieurs méthodes d'exécution des tunnels, néanmoins le choix de la méthode adéquate revient à l'ingénieur qui prendra en compte certains paramètres, le type de terrain traversé, la forme et les dimensions du profil transversal du tunnel et aussi l'impact économique de ce choix qui reste un facteur très important.

---

## **Chapitre III : Méthode de soutènement**

---

### III.1 INTRODUCTION

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

Celui-ci peut être inexistant dans les cas les plus favorables (galerie forée dans une roche résistante homogène et peu fracturée) ou aller jusqu'à l'exécution d'un pré-soutènement en avant du front de taille, voire jusqu'à l'utilisation d'un bouclier à front pressurisé en très mauvais terrain.

Le soutènement a pour but :

- de garantir la sécurité du personnel travaillant dans la galerie,
- d'assurer la stabilité des parois de celle-ci dès la phase d'abattage du terrain et, si nécessaire, d'en limiter les déformations,
- de protéger le terrain dans le cas où celui-ci est susceptible de subir une évolution défavorable (altération, déconsolidation, etc...) après ouverture, conduisant à une diminution inacceptable de ses caractéristiques.

Les méthodes courantes d'exécution conduisent à l'utilisation d'un soutènement métallique (boulons, cintres métalliques, voussoirs en fonte) ou en béton (béton projeté, prévoûte bétonnée avec ou sans incorporation de cintres, voussoirs en béton armé) et à son maintien en place lors du bétonnage du revêtement définitif éventuel.

### III.2 Mode de fonctionnement des différents types de soutènements

On distingue quatre classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain :

#### **- Les soutènements agissants par confinement:**

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

- le béton projeté seul.
- le béton projeté associé à des cintres métalliques.

#### **- Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature :**

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

- boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine),
- boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier),
- barres foncées.

#### **- Le soutènement agissant comme supports**

Dans ce cas, le soutènement seul résiste aux différents efforts. Généralement, il est préconisé, en présence d'un massif de sol ou rocheux ayant des caractéristiques géomécaniques faibles. Les composantes de soutènement sont comme suit:

- cintres lourds,
- cintres légers,
- plaques métalliques assemblées,
- voussoirs en béton,
- tubes perforés (voûte parapluie),
- boucliers.

#### **- Les soutènements agissants par consolidation :**

Dans ce cas il s'agit de modifier les caractéristiques géotechniques du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même. Ils rentrent dans le cadre des traitements des terrains, ce sont essentiellement :

- l'injection.
- la congélation.
- le drainage.
- l'air comprimé.

### **III.3 Les différents types de soutènement**

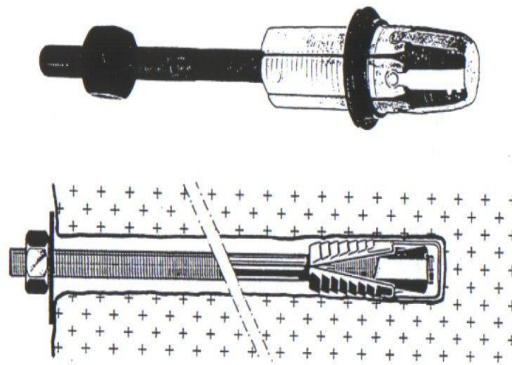
#### **III.3.1 Soutènement métallique**

Le premier type de soutènement employé dans les souterrains est le soutènement métallique qui comprend quatre catégories principales:

#### **- Le Soutènement par boulons d'ancrage:**

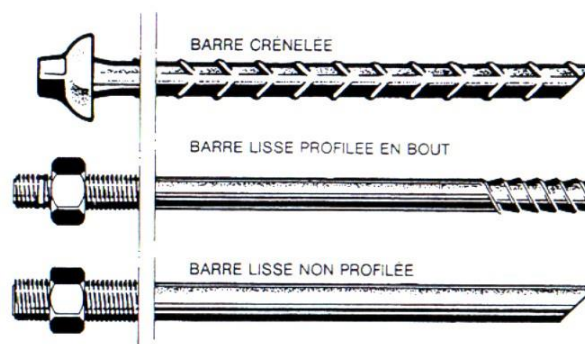
Ceux-ci sont de deux types : boulons à ancrage ponctuel, boulons à ancrage continu. Le choix entre ces deux types est essentiellement lié à la nature du terrain :

- le boulon à ancrage ponctuel, plus rapidement mis en place et moins coûteux, nécessite un terrain suffisamment résistant au niveau de l'ancrage.



**Figure III.1 : Boulon à ancrage ponctuel**

-le boulon à ancrage continu, peut-être à effet immédiat ou différé, provisoire ou permanent.



**Figure III.2 : Boulon à ancrage continu**

On utilise assez souvent un premier boulonnage immédiat et un deuxième boulonnage en dehors du cycle d'avancement.

### - Barres foncées dans le terrain

Elles sont utilisées lorsqu'il est impossible de forer un trou dans les parois pour qu'elles soient stables pendant le temps nécessaire à la mise en place d'un boulon. Le forage peut être exécuté à l'aide d'une perforatrice pour fonder des barres nervurées qui sont vissées dans le terrain. La résistance à l'arrachement dépend de la nature du terrain. Les diamètres des tiges des boulons varient généralement de 16 à 32 mm et leur longueur de 2 à 5 m. La qualité de l'acier dépend des conditions d'utilisation, sous faible couverture et il s'agit de limiter strictement les déformations, en utilisant des aciers relativement durs, sous forte couverture où il peut être nécessaire «d'accompagner» la déformation de la roche, en utilisant les aciers capable de subir des allongements important.

### - Cintres métalliques

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.

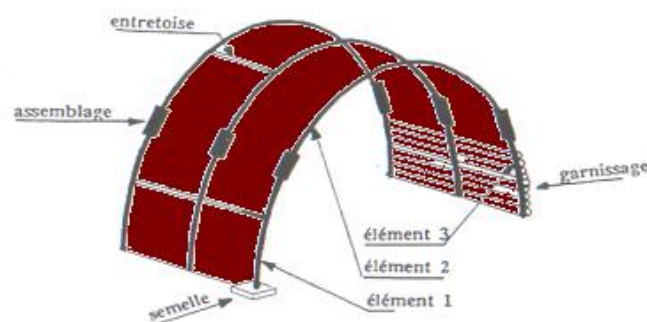
Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments :

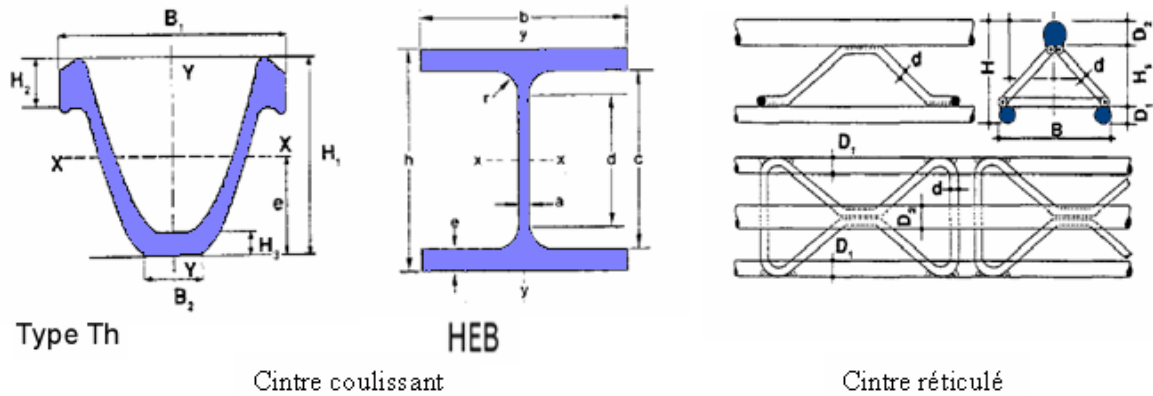
- De protection (contre la chute des blocs isolés sans chercher à s'opposer aux déformations d'ensemble).
- De soutènement (pour ralentir la convergence des parois).
- De renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien.

Il existe de nombreux types de cintres métalliques, ils peuvent être classés en deux catégories en fonction du mode d'assemblage de leurs éléments et leur comportement :

-Les cintres lourds : agissant essentiellement par supportage ou comme renforcement d'ouvrages existants : constitués de profilés courants, en général des HEA ou HEB, ils sont assemblés par éclissage ou par patins soudés perpendiculairement à chaque extrémité des éléments. Ces cintres ne sont pas conçus pour admettre une déformation.

-Les cintres légers, généralement coulissants et agissant par confinement ou comme simple protection : constitués d'un profilé spécial en forme de U évasé, les différents éléments disposés en recouvrement sur une quarantaine de centimètres sont assemblés par serrage de deux étriers. Ces cintres, sous l'action de la poussée du terrain peuvent se déformer par glissement des éléments l'un par rapport à l'autre.





**Figure III.3 : Cintres métalliques**

#### - Dispositifs complémentaires du soutènement par cintre

L'entretoisement des cintres a pour objet essentiel d'assurer la rigidité longitudinale du soutènement et de s'opposer au flambement des cintres. Généralement l'entretoisement est assuré par des barres stabilisées en acier rond recourbées à leur extrémité pour être logés dans des tubes verticaux soudés le long de l'âme des cintres.

On a recours parfois à des plaques de garnissage en tôles pliées perforées ou non, placées longitudinalement et reposant sur l'extrados des cintres. Leur largeur peut varier de 20 à 30 cm et longueur peut être choisie entre 1.3 et 3 mètres suivant l'espacement des cintres.

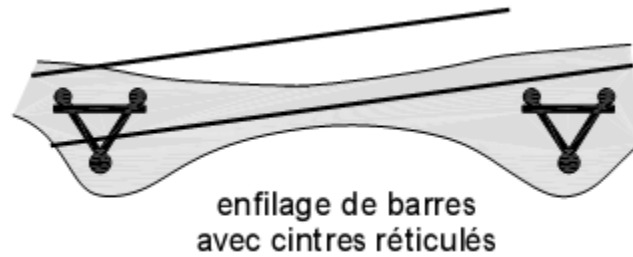
#### - Soutènement par blindage ou enfilage

Les plaques de blindage sont mises, jointives ou non, entre les cintres et le terrain. Elles peuvent parfois être tenues par des boulons. Elles peuvent également être liaisonnées entre elles, les cintres ne servant qu'à leur montage et sont ensuite retirés après remplissage entre plaques et terrain.

Tandis que les plaques barres ou rails (plus épaisses que les plaques de blindage) sont ici foncées dans le terrain préalablement à l'excavation de celui-ci.



**Figure III.4 : Blindage**



**Figure III.5 : Enfilage**

### III.3.2 Soutènement en béton

Le soutènement peut être en béton préfabriqué ou bien non. Les types de soutènement utilisant le béton sont les suivants :

#### - Béton projeté

Le béton projeté est un béton mis en œuvre à l'aide d'une lance, par projection sur une paroi sous l'impulsion d'un jet d'air comprimé. Il est constitué par un mélange de ciment, d'eau et de granulats (diamètre maximum 25 mm). Un additif accélérateur de prise (environ 5%) peut être ajouté lorsqu'on souhaite avoir une résistance élevée juste après la prise du béton. La gunite présente la même composition que le béton projeté, mais le diamètre maximal des agrégats est de 50 mm.

Le béton est projeté sur une nappe de treillis soudés ancrée à la paroi. Il présente une flexibilité qui lui permet de s'adapter aux déformations du massif rocheux sans se fracturer. Actuellement, les nouvelles technologies ont permis d'utiliser un système de revêtement et de soutènement plus résistant et plus flexible [23].

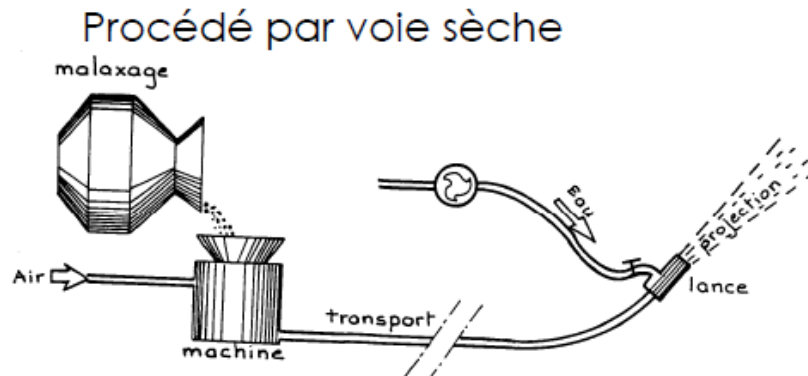
Les propriétés du béton projeté sont :

- Pénètre en force dans les fissures.
- Protège la roche de l'altération par l'air et l'humidité.
- Assure une bonne adhérence à la roche et une bonne résistance au cisaillement.
- Mise en œuvre rapide.
- Assure une économie de main d'œuvre et de matériaux.
- La liaison roche - béton diminue la détente, la décompression, la flexion et les Contraintes de traction.
- Le béton projeté reprend les moments fléchissants.

Il existe deux techniques de projection : par voie sèche ou par voie humide. La différence entre les deux techniques est liée à la manière dont l'eau de gâchage du béton est introduite (soit lors de la fabrication du béton, soit lors de l'application du béton).



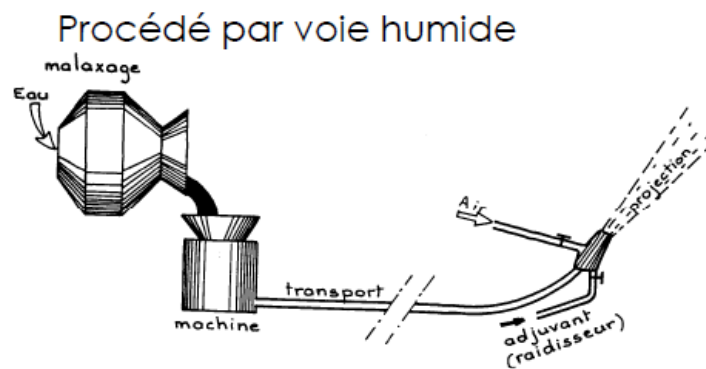
Projection par voie sèche : le mélange sec (granulats, ciment et éventuellement accélérateurs de prise et adjuvants) est préparé dans un malaxeur. Il est propulsé par de l'air comprimé le long d'une tuyauterie vers la lance de projection. L'eau arrive, séparément à la lance, en quantité nécessaire et réglable pour assurer l'humidification du mélange, juste au moment de la projection sur la paroi. Cette technique est utilisée, en particulier, pour des chantiers de faible importance ou nécessitant des arrêts fréquents, ou lorsque la distance de transport entre la machine confectionnant le mélange et la lance de projection est importante



**Figure III.6 : Béton projeté par voie sèche**

Projection par voie humide : le mélange granulats-ciment-eau est malaxé dans une centrale puis stocké dans une trémie. Il est ensuite pompé le long d'une tuyauterie jusqu'à la lance de projection. La projection est assurée par de l'air comprimé, éventuellement associé à des adjuvants liquides. Cette technique est utilisée, en général, pour des chantiers nécessitant des rendements importants. Ce type de béton doit présenter une grande cohésion.

La technique du béton projeté permet de réaliser des couches de faibles épaisseurs au support, qui épousent parfaitement le profil de l'excavation. Elle est particulièrement adaptée à la réalisation d'ouvrages de sections variables ou d'intersections d'ouvrages et des chantiers sur lesquels il est difficile d'amener un outil coffrant.



**Figure III.7 : Béton projeté par voie humide**

La technique du béton projeté est utilisée en travaux souterrains comme :

- soutènement de parois de galeries ou de puits : ce soutènement est mis en œuvre immédiatement après excavation du front de taille ou ultérieurement si le terrain est stable ;
- soutènement provisoire du front de taille de tunnels en cours de creusement : le béton projeté est, en général, utilisé en association avec des boulons, des cintres ou des treillis. Le béton peut, dans certains cas, être fibré.

La capacité de fluage du béton projeté au jeune âge lui permet de s'adapter aux déformations du terrain, en maintenant l'excavation en place.

#### **- Pré-revêtement coffré**

Utilisé soit sur de très courtes longueurs, soit en complément d'un soutènement par cintres métalliques pour renforcer ceux-ci. Ce pré-revêtement peut être réalisé avec un coffrage traditionnel ou avec des plaques métalliques jouant ce rôle de coffrage.

Un revêtement définitif est ensuite mis en place à l'intrados du pré-revêtement.

#### **- Voussoirs en béton préfabriqué**

Un voussoir est une écaille de béton armé qui est préfabriquée et prête à poser par un assemblage précis, plusieurs voussoirs forment un anneau. Les voussoirs sont mis en place par anneaux cylindriques successifs et servent d'appui longitudinal pour la progression du boulier au moyen de vérins hydrauliques dont les patins reposent sur la face avant du dernier anneau posé.

Il existe bien entendu de nombreux types de voussoirs, en béton que l'on peut classer en deux catégories principales:

-Les voussoirs alvéolaires qui comportent des nervures longitudinales et transversales au travers desquelles il est possible d'enfiler des boulons qui permettent l'assemblage et la transmission de certains efforts de flexion d'un voussoir à l'autre. Ces voussoirs, directement dérivés des voussoirs métalliques présentent toutefois l'inconvénient, à inertie égale, d'un plus fort encombrement que les voussoirs pleins, donc nécessitent un volume d'excavation plus important.

-Les voussoirs pleins qui sont des éléments de coques d'épaisseur constante et qui peuvent par exemple, être articulés les uns sur les autres le long de leurs faces latérales courbes.



**Figure III.8 : Les voussoirs préfabriqués du soutènement provisoire**

### **III.4 Soutènement par la nouvelle méthode autrichienne (N.A.T.M) :**

Apparue dans les années 60, La nouvelle méthode autrichienne (N.A.T.M) est généralement applicable dans les zones de roches tendres, formée d'ensemble des techniques de soutènement (boulonnage, cintres et béton projeté).

Elle s'est avérée efficace et permet de limiter la décompression des terrains au voisinage de l'excavation. Cette méthode est caractérisée par la mise en place d'un soutènement capable de se déformer constitué, d'une part, de boulons qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté.

En couplant l'usage du béton projeté avec un boulonnage radial systématique, on s'est aperçu que dans la majorité des terrains rencontrés en tunnel, on obtenait des résultats intéressants [12]. Pour l'ancien mineur, habitué à poser des soutènements très résistants et donc rassurants la (N.A.T.M) semble bien légère. Mais au lieu de "supporter" simplement le terrain perturbé par le creusement, elle permet à celui-ci de se soutenir lui-même. En d'autres termes, c'est la roche elle-même qui participe au soutènement.

La nouvelle méthode autrichienne N.A.T.M se caractérise par :

- la mise en place, aussi rapidement que possible, d'un soutènement déformable constitué de boulons arment le terrain et d'une couche de béton projeté.
- la réalisation de mesures des efforts et des déformations provoquées dans la voûte et dans le terrain avoisinant dont l'interprétation permet d'adapter les dimensions, les quantités et les phases de mise en place des éléments constituant le soutènement (béton projeté en voûte, au front, en radier, boulons, cintres).

Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation non pas en bloquant tout mouvement mais en créant un anneau porteur de terrain armé.

L'excavation se fait à pleine ou demi-section, et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place aussi rapidement que possible. La mise en place d'un radier doit souvent être prévue dans les terrains où cette méthode est compétitive.

#### III.4.1 Les Avantages de la (N.A.T.M)

- Mise en œuvre rapide du soutènement.
- Revêtement souple et continu.
- Contrôle du comportement du terrain au cours de l'exécution
- Apport d'un confinement stabilisateur.

#### III.4.2 Limites de la (N.A.T.M)

Cette méthode trouve ses limites techniques dans quatre cas principaux lorsque [20] :

- Les venues d'eau excessives empêchent la mise en œuvre du béton projeté, soit en raison de gêne à la projection ou en raison des sous - pressions qui peuvent se développer derrière la couche de béton frais.
- L'hétérogénéité du terrain et sa fracturation, qui peut empêcher d'obtenir à l'abattage une excavation régulière ou produire des concentrations anormales de déformations
- L'efficacité du boulonnage est insuffisante, la hauteur de couverture entraîne des pressions élevées et même le renforcement par des cintres légers ne pourra suffire.

### III.5 Réalisation du soutènement provisoire

Les différentes phases de réalisation du soutènement provisoire dans le cas d'un creusement en demi-section sont :

#### Phase 1 :

- Excavation de deux galeries latérales à la base du tunnel.
- Leur soutènement se fera à l'aide de profilés métalliques et du béton projeté.

#### Phase 2 :

- Bétonnage des culées dans les galeries latérales qui serviront d'appuis pour les cintres de la demi section supérieure.
- Remblaiement de l'espace vide
- Le bétonnage des culées et le remblaiement des vides se feront par plots successifs.
- Le béton des culées sera légèrement armé
- La face intérieure des culées correspondra au revêtement du tunnel

#### Phase 3 :

- Excavation de la demi-section supérieure en conservant le merlon central qui servira de butée au front de taille.

-La longueur maximale du décousu entre le front de taille et le dernier cintre sera de:  
0.7 m si la couche marneuse est inférieure à 2.5 m  
1.2 m si la couche marneuse est supérieure à 2.5 m

L'excavation de la demi section supérieure comprend les opérations suivantes :

1. excavation de la travée en conservant le melon central ;
2. mise en place d'une couche de 5 cm de béton projeté ;
3. pose du cintre de la demi-section supérieure en prenant appuis sur les culées latérales ;
4. calage du cintre au terrain pour minimiser le tassement ;
5. excavation du merlon central ;
6. mise en place d'une couche de 5 cm de béton projeté sur le front de taille.

### III.6 Revêtement

On peut définir le revêtement d'un tunnel comme la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel. D'où la possibilité de le voir depuis l'intérieur du tunnel s'il n'est pas masqué par un «habillage» : enduit de protection, peinture ...etc.

#### III.6.1 Les différentes fonctions du revêtement

Cette position dans l'ouvrage conduit à faire jouer au revêtement plusieurs fonctions possibles :

##### - Étanchéité :

Lorsque l'on utilise un revêtement coulé en place, il est en général nécessaire de prévoir l'étanchéité grâce à la réalisation de joints transversaux équipés au droit de chaque reprise de bétonnage et le long desquels auront été placés des dispositifs.

Ces dispositifs doivent être complétés par une injection (en général de mortier de ciment) en arrière du revêtement, lorsque l'on utilise un revêtement constitué de voussoirs préfabriqués. L'étanchéité est à réaliser sur les quatre (04) faces de chacun des voussoirs, elle se compose alors de joints préfabriqués en polychlorure de vinyle ou analogues, qui peuvent être préparés aux dimensions des voussoirs.

Ils sont généralement contenus dans une rainure spécialement aménagée sur la face du voussoir.

Elle peut aussi comprendre des joints contenant, partiellement ou totalement, un matériau hydro gonflant, c'est-à-dire qui a la propriété de gonfler lorsqu'il est en présence d'eau.

**- Drainage :**

L'eau qui arrive à l'ouvrage est captée d'une façon ponctuelle ou surfacique, Cette eau est ensuite collectée et rejetée à l'extérieur par le réseau d'assainissement de l'ouvrage.

Le drainage peut être provisoire, pour permettre par exemple la mise en place dans de bonnes conditions du complexe d'étanchéité, ou définitif et contribue de fait à la fonction étanchéité de l'ouvrage.

**- Ventilation :**

Lors de l'excavation à l'intérieur du tunnel, la ventilation est très importante pour disperser les gaz toxiques, quand on utilise la méthode attaque à l'explosif, et pour ventiler la poussière causée par les gros engins de creusement, et aussi fournir l'air nécessaire pour l'endroit de travail.

Le système de ventilation consiste en des tubes de diamètre variant par rapport à la longueur de tracé du tunnel. Il transmet l'air par des ventilateurs de capacité importante qui sont installés à l'entrée du tunnel.

**III.6.2 Les types de revêtement**

Les matériaux les plus couramment utilisés pour la constitution des revêtements sont :

**III.6.2.1 Revêtements en béton coffré non armé**

Le guide du béton coffré en tunnel publié par le CETU [12] en 1983 précise les règles de formulation et les conditions de mise en œuvre d'un tel béton.

Le caractère particulier de la réalisation du revêtement des tunnels tient :

- à la nature du béton qui, d'une manière générale, n'est pas armé,
  - à l'espace confiné que le béton doit remplir complètement en étant mis légèrement en pression,
  - à la géométrie de ce volume. D'une part, l'épaisseur du revêtement peut varier très rapidement d'un point à l'autre suivant l'importance des hors profils. D'autre part, cette épaisseur est faible vis-à-vis des autres dimensions d'un plot. Dans les tunnels routiers, l'épaisseur est couramment de l'ordre de 0,40 m pour une surface coffrée de 250 m<sup>2</sup>.
- La recherche d'une bonne maniabilité du béton frais est nécessaire pour obtenir un bon remplissage du coffrage.

Une bonne compacité du béton est exigée, pour résister à l'agressivité du milieu ambiant ; cette compacité facilite notamment l'obtention d'un état de parement apte à recevoir des solutions d'habillage légères, peinture notamment.

La recherche de ces diverses qualités impose des études élaborées, une fabrication du type industriel, c'est-à-dire aussi régulière que possible et l'établissement d'un programme de bétonnage précis afin d'éviter toute improvisation sur le chantier.

Par ailleurs, surtout pour les ouvrages de grandes dimensions, le coffrage des voûtes est un outil très particulier qu'il n'est pas toujours facile de maîtriser s'il est mal conçu ou mal utilisé. Sa conception et sa mise en œuvre doivent retenir toute l'attention du maître d'œuvre.

C'est généralement la meilleure solution technique et économique pour satisfaire l'ensemble des fonctions attendues, dans le domaine routier, essentiellement pour les tunnels réalisés de manière séquentielle. Cette solution est adaptée lorsque le revêtement ne reprend pas une charge hydrostatique.

### III.6.2.2 Revêtement en béton coffré armé

Le revêtement en béton coffré armé, C'est une solution adoptée lorsque le revêtement est supposé reprendre une charge hydrostatique importante, dans le cas d'une étanchéité totale de l'ouvrage.

Le revêtement peut également être armé lorsque suite à des convergences trop importantes, son épaisseur est insuffisante pour assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme. Par ailleurs, certaines parties d'ouvrages, telles que les casquettes réalisées aux têtes à l'air libre ou les gaines de ventilation dans les tunnels routiers, sont en béton armé.

Mais il s'agit de structures dont le mode de construction s'apparente aux ouvrages d'art à l'air libre. Enfin, on peut être conduit à armer localement le revêtement dans des sections où des calculs font apparaître des contraintes de traction ou de cisaillement importantes.

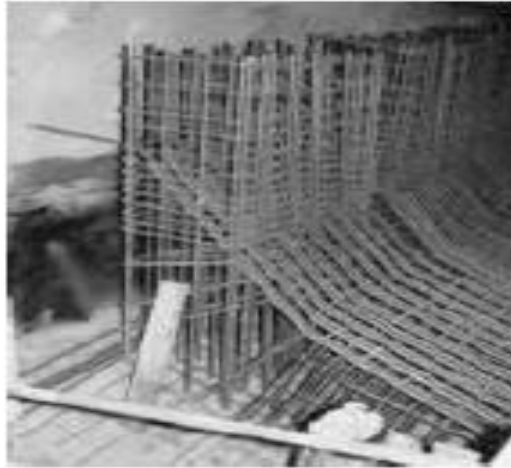
Ces sections, les plus sollicitées, se situent généralement en clé de voûte, en radier et à la liaison radier-piédroits.



Figure III.9 : Coffrage de tunnel



Figure III.10 : Armatures radier



**Figure III.11 : Détail de la jonction radier-piédroit**

### **III.6.2.3 Revêtement avec les voussoirs préfabriqués en béton armé**

On utilise généralement des voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 centimètres d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs.

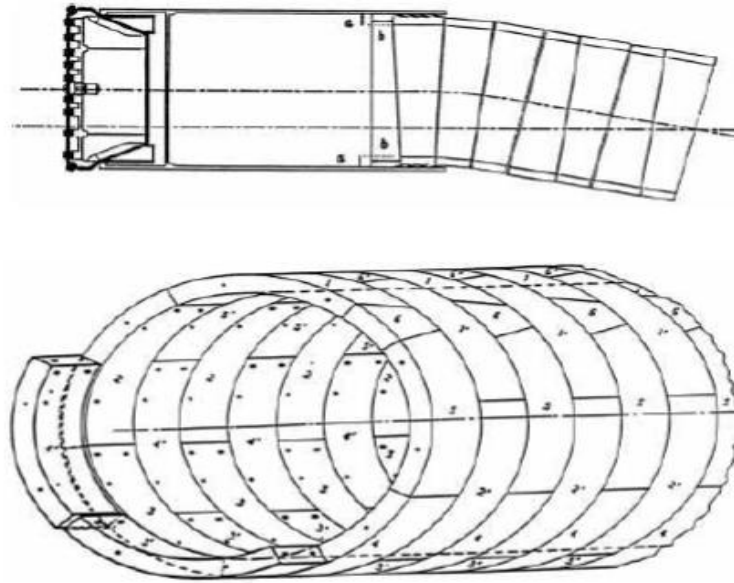
Dans la solution dite "à voussoirs universels", ces anneaux sont légèrement pincés parallèlement à l'axe du tunnel (c'est-à-dire que leur longueur - de l'ordre de 1 à 2 mètres - est légèrement variable de façon à permettre de suivre le tracé imposé aux tunnels dans toutes les directions, par rotation de la position des voussoirs d'un anneau au suivant.

Le vide subsistant entre voussoirs et terrain doit bien sûr être soigneusement rempli par un produit de bourrage, dont la composition est fonction des objectifs fixés ; il peut s'agir d'un coulis actif (faisant prise) ou d'un coulis "inerte".

Dans certains cas on choisit de placer un deuxième anneau de revêtement à l'intérieur de l'anneau en voussoirs, ce qui permet de renforcer l'étanchéité et facilite surtout la réalisation des aménagements intérieurs du tunnel.

L'utilisation de voussoirs métalliques est également possible.





**Figure III.12 : Voussoirs préfabriqués du revêtement définitif**

### III.7 Autres types de revêtement

#### - Le béton projeté

Le revêtement définitif des tunnels neufs en béton projeté constitue une solution susceptible d'être retenue que dans des cas particuliers où il ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité ou à son confort d'utilisation. Généralement ces tunnels sont réalisés dans un rocher de bonne qualité.

En revanche le béton projeté est largement utilisé lors des travaux de rénovation des tunnels anciens :

- soit en constituant des coques armées adhérentes au support (maçonnerie, roche)
  - soit pour la réalisation de coques minces non adhérentes, supportant une feuille d'étanchéité.
- On peut signaler des tentatives d'amélioration du rendu de surface du béton projeté par lissage intégré au chantier de projection.

#### - Voûtes actives

Un procédé, connu sous le nom de procédé JACOBSON, est particulièrement adapté pour la réalisation de grandes ouvertures ; il consiste à réaliser une voûte constituée d'éléments d'arcs juxtaposés, eux-mêmes formés de voussoirs préfabriqués, mis en place par un portique de pose et mis en compression par l'intermédiaire d'une clef de voûte munie de vérins. Cette voûte peut être mise en place au plus près du front de taille.



**Figure III.13 : Exemple de pose d'une voûte active**

### **III.8 Règle de conception du revêtement définitif**

Il existe plusieurs règles de conception du revêtement dont les principales sont :

- se rapprocher de la forme circulaire et adopter en tout point une géométrie qui ne concentre pas les efforts.
- le revêtement peut être en plein cintre ou composé d'une sécession d'arcs de cercle, les points anguleux doivent être évités.
- assurer la continuité du contact entre le terrain encaissant et le revêtement, (ainsi ce contact augmente la capacité de transmission des efforts).
- dans le cas des roches évolutives, un radier contre-voûté doit être adopté pour contrecarrer la pression sur le radier. De plus, ce dernier a l'avantage de donner un meilleur raccordement avec les piédroits.
- pour optimiser les cadences du bétonnage, un décoffrage rapide est généralement recherché, cette disposition est compatible avec la condition de résistance du béton aux jeunes âges, soumis à des sollicitations faibles.
- les règles du décoffrage devraient théoriquement être déduites de la température de l'environnement, et du taux d'humidité. En général, le temps de décoffrage est le plus souvent, assujéti à une règle de résistance minimale.
- il est généralement recommandé en l'absence d'étanchéité à l'extrados, de respecter une longueur maximale de plot de béton n'excédant pas les huit mètres [7].

### III.9 Conclusion

On a pu mettre en lumière dans ce chapitre, les différents types de soutènement ainsi que leur mode de fonctionnement. Le choix de la méthode de soutènement dépend des caractéristiques géotechniques et mécaniques du terrain et la Nouvelle Méthode Autrichienne fait preuve d'une grande rapidité et efficacité en s'adaptant avec tous les types de sols.

---

## **Chapitre IV : Evaluation des charges**

---

## IV.1 Introduction

Le soutènement des tunnels est une opération très délicate ou la moindre erreur peut causer des dégâts très importants et très coûteux. Pour assurer une meilleure stabilité à l'ouvrage et faire le bon choix des méthodes de creusement, plusieurs précautions doivent être prises durant les différentes phases de travail

Ses constatations nécessitent la connaissance de plusieurs paramètres tels que :

- La nature du terrain rencontré pour le choix du matériel.
- La localisation des nappes aquifères, pour leur abatement est leur drainage
- Le comportement des terrains pour le dimensionnement de l'ouvrage

Les principales charges agissant sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des couches constituant le terrain, c'est-à-dire la poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain) et la pression hydrostatique. Le calcul des sollicitations d'un ouvrage souterrain dépend de l'état de contrainte géostatique du massif, c'est-à-dire l'état de contrainte existant avant le creusement du tunnel. Cet état de contrainte supposé connu, par les méthodes de calcul de ces ouvrages souterrains.

Ainsi la complexité du problème de détermination des actions agissant sur des ouvrages, des hypothèses simplificatrices ont été émises :

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

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

Afin d'évaluer quantitativement ces contraintes il existe de nombreuses méthodes et de formules empiriques qui souvent sont notablement différentes selon les hypothèses adoptées. Certaines de ces méthodes ont une bonne confirmation expérimentale. Nous exposerons quelques-unes d'entre elles dans ce chapitre.

## IV.2 Types et origines des poussées souterraines

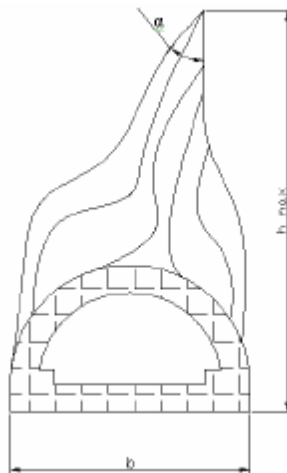
Un ouvrage souterrain est soumis à trois types de poussées :

- Poussées de détente ou de dislocation : dues au détachement des masses de roches de la calotte engendré par la décompression du massif rocheux
- Poussées géologique : dues au poids des couches situées au-dessus de l'excavation.
- Poussées de gonflement : dues à une augmentation du volume des roches.

### IV.2.1 Poussées de détente

La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité, elle induit une diminution du champ de contrainte au voisinage de la cavité qui se traduit par une décompression (détente) du sol. En raison de l'affaissement de la calotte provoqué par la pression, la masse de roche située au-dessus de l'excavation marque une tendance à l'affaissement et si le haut de l'excavation est démunie de soutènement, ceci provoquera le détachement progressif d'un coin du rocher de la masse principale.

Le phénomène de détente commence par l'affaissement d'une partie du rocher en calotte, le mouvement se poursuit sous forme d'un élargissement en direction des pieds droits, puis par une extension vers le haut sous forme d'ogive, jusqu'à ce que les côtés du triangle forment un angle  $\alpha$



**Figure IV.1 : Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation**

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

$$h_{\max} = \frac{h}{2 \operatorname{tg} \left( \frac{\alpha}{2} \right)} = \frac{b}{2 \sin \phi}$$

b : ouverture de l'excavation

$\phi$  : angle de frottement interne

$\alpha$  : angle au sommet du profil d'équilibre

h : hauteur de couverture

#### IV.2.2 Poussées géologiques (Poussées souterraines réelles)

Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers effets tectoniques. Elle apparaît, suite aux travaux d'excavations dans l'entourage du profil où l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales, atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche non seulement en calotte mais aussi sur les pieds droits.

Le processus de mouvement suscité par les travaux d'excavation débute au moment où à la suite du regroupement des poussées le long des pieds droits. La pression atteint le double de sa valeur initiale, si bien qu'elle finisse par dépasser la résistance à la compression simple de la roche.

#### IV.2.3 Poussées de gonflement

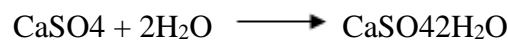
Dans quelques roches argileuses ou délitées, nous retrouverons sous certaines conditions, cette dernière forme de poussée souterraine. Cette poussée peut être

- Soit d'origine physique, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provoquant une augmentation de volume cette dernière.

Ce phénomène correspond à une augmentation de la teneur en eau, qui se manifeste avant tout sur les faces non étayées et déchargées du souterrain, comme le front d'attaque et le radier, entraînant une modification des contraintes qui donne naissance à des fissurations apparente sur les parois de la cavité.

- Soit d'origine chimique, causée par une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates.

La transformation de l'anhydrite  $\text{CaSO}_4$  en gypse au contact de l'eau est parmi les causes chimiques les plus connus provoquant le gonflement :



Après avoir exposé les diverses formes de pression souterraine, nous allons passer à l'étude des méthodes de calcul des pressions qui nous permettront par la suite de dimensionner notre tunnel.

## IV.3 Différentes méthodes de déterminations des pressions souterraines

### IV.3.1 Evaluation des pressions verticales $\sigma_v$

Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la prise en compte ou non de la zone de détente entourant l'évidement. Cette zone dépend en premier lieu de la nature du terrain.

Pour les terrains meubles ou peu résistants. Cette zone de détente est intimement liée à la profondeur du tunnel. Dans ce cas on utilise des méthodes qui tiennent compte de l'influence de la profondeur.

Par contre dans les terrains résistants, la zone de détente est indépendante de la profondeur de l'ouvrage. Dans ce cas on utilise des méthodes qui ne considèrent pas la profondeur du tunnel.

Nous aborderons dans ce qui suit quatre de ces méthodes :

#### 1. Théorie de TERZAGHI

Cette théorie a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux secs et sans cohésion cependant sa validité a été étendue aux terrains cohérents. Selon la théorie de **TERZAGHI**, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravé par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de  $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$  et agissant le long des plans de glissement. (Voir figure IV.2)

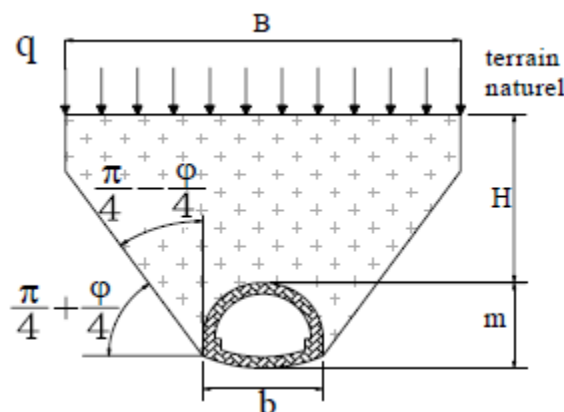


Figure IV.2 : Hypothèse de théorie de TERZAGHI

H : La couverture de terre.

b : La largeur de l'excavation.

m : La hauteur de l'excavation.



q : la surcharge en surface.

Avec : 
$$B = b + 2 \times m \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{B\gamma - 2C}{2K \times \tan \phi} \left[ 1 - e^{-\frac{2KH \tan \phi}{B}} \right] + q \times e^{-\frac{2KH \tan \phi}{B}}$$

K : coefficient de poussée active généralement égale à 1.

## 2. Théorie de BIERBAUMER

La théorie de BIERBAUMER admet [25] que la masse du sol chargeant le profil est délimitée par une parabole de hauteur  $h = \alpha H$  et que le sol a tendance de glisser suivant un angle de  $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$

Par rapport à l'horizontal. (voir figure IV.3)

La contrainte verticale est égale à  $\sigma_v = \alpha \times \gamma \times H$

Avec :

h : Hauteur de la parabole de charge

H : Couverture du terrain

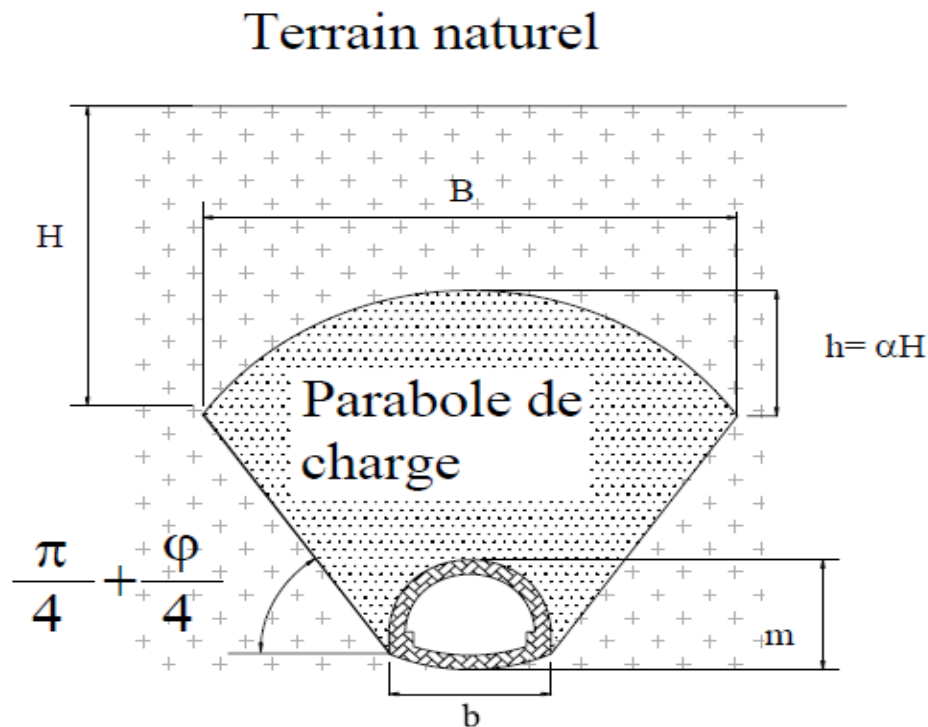
$\alpha$  : Coefficient de réduction

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{Si } H < 15\text{m.} \\ 1 - \frac{H \times \text{tg} \phi \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{B} & \text{Si } 15\text{m} \leq H \leq 200 \text{ m.} \\ \text{tg}^4\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) & \text{Si } H \text{ est très grand (} H > 200\text{m).} \end{cases}$$

$$B = \begin{cases} b + 2m \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) & \text{Section fer à cheval rectangulaire.} \\ 2R \times \text{tg}\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\phi}{4}\right) & \text{Section circulaire.} \end{cases}$$

B : Rayon de la section circulaire de la parabole de charge.

Notons que la pratique n'a pas confirmé l'exactitude de la théorie de BIERBAUMER sauf pour tunnels situés à une grande profondeur



**Figure IV.3 : Répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAUMER**

### 3. Théorie des poids des terres

La charge verticale qui surmonte la voûte du tunnel est déterminée par une descente des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage. L'expression de la pression verticale est :

$$\sigma_v = \sum \gamma_i \times h_i + q$$

$h_i$  : hauteur de la couche  $i$ .

$\gamma_i$  : poids de la couche  $i$ .

$q$  : surcharge.

Notons que cette méthode est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prend pas en compte l'effet de voûte, d'où un surdimensionnement de l'ouvrage. (voir figure IV.4)

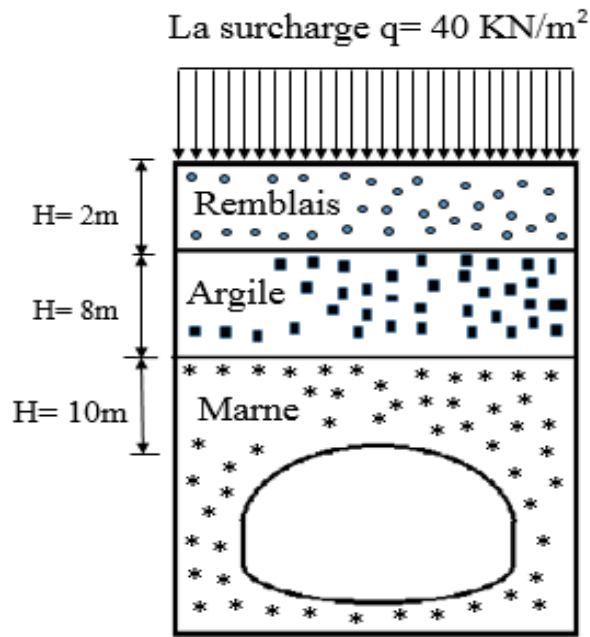


Figure IV.4 : Représentative du sondage de calcul

4. Théorie de PROTODIAKONOV

La théorie de PROTODIAKONOV a basé ses recherches sur la définition statique d'une voûte naturelle située au-dessus du terrain excavé, de forme parabolique et de hauteur  $h_p$  et dont l'équilibre est assuré par les seuls efforts de compression agissant tout le long :

La contrainte verticale est égale à :

$$\sigma_v = \gamma \times h_p \quad \text{Tel que : } h_p = \frac{B}{2 \times f}$$

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

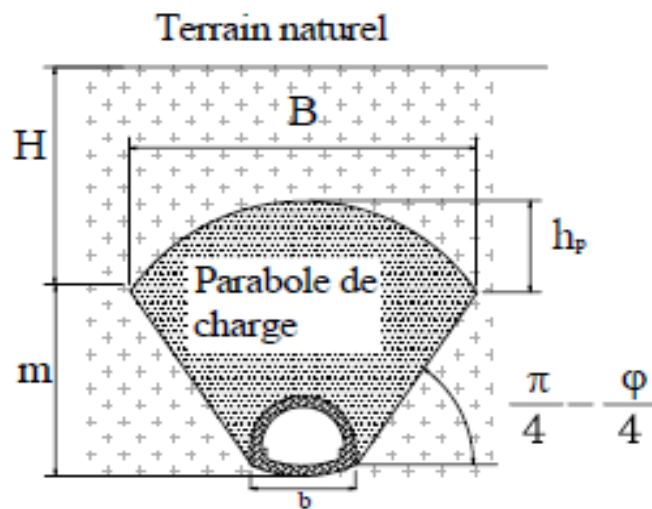


Figure IV.5 : Théorie de PROTODIAKONOV

$f$  : coefficient de résistance calculé pour différents terrains.

$$f \left\{ \begin{array}{ll} \tan \varphi & \text{Sol granuleux} \\ \tan \varphi + \frac{c}{\sigma} & \text{Sol cohérent (Rc : résistance à la compression)} \\ \frac{\sigma}{100} & \text{Sol rocheux (\sigma : résistance de dureté de la roche)} \end{array} \right.$$

La théorie de PROTODIAKONOV ne tient pas compte de l'influence de la profondeur, elle estime que le poids de la masse se trouvant en clé de voûte est diminué par l'effet de frottement, c'est-à-dire que ce n'est pas la charge de toute la couche de couverture qui sera appliquée sur l'ouvrage.

La théorie de TERZAGHI quant à elle tient compte de l'influence de la profondeur et ceci en prenant toute la hauteur de la couverture et ses caractéristique ; donc on adopte la théorie de TERZAGHI pour la détermination de la pression verticale.

### IV.3.2 Evaluation des pressions horizontales $\sigma_h$

Bien que le but principal soit la détermination de la contrainte en clé de voûte c'est-à-dire la contrainte verticale, il n'est pas moins capital de connaître la grandeur des contraintes latérales dont on a également besoin pour le calcul du profil.

La détermination de la contrainte latérale demande que l'on tienne compte non seulement de la contrainte agissant comme charge active, mais encore de l'effet de la butée des terres engendré par la déformation. L'examen attentif de cette question présente un intérêt certain du point de vue dimensionnement économique.

Nous aborderons dans ce qui suit quelques méthodes qui nous permettrons d'évaluer ces contraintes.

#### 1. Théorie de TERZAGHI

La charge peut être calculée de la manière suivante :

$$\sigma_v \left\{ \begin{array}{ll} 0.38 \times \gamma \times (0.5 \times m + h) & \text{Cas général avec } h_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} \\ K \times \gamma \times H & \text{Terrain granuleux} \\ \frac{v}{1-v} & \text{Roche de bonne tenue.} \end{array} \right.$$

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

$\sigma_h$  : Contrainte géostatique horizontale.

$\sigma_v$  : Contrainte géostatique verticale.

$H_p$  : Hauteur de détente.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

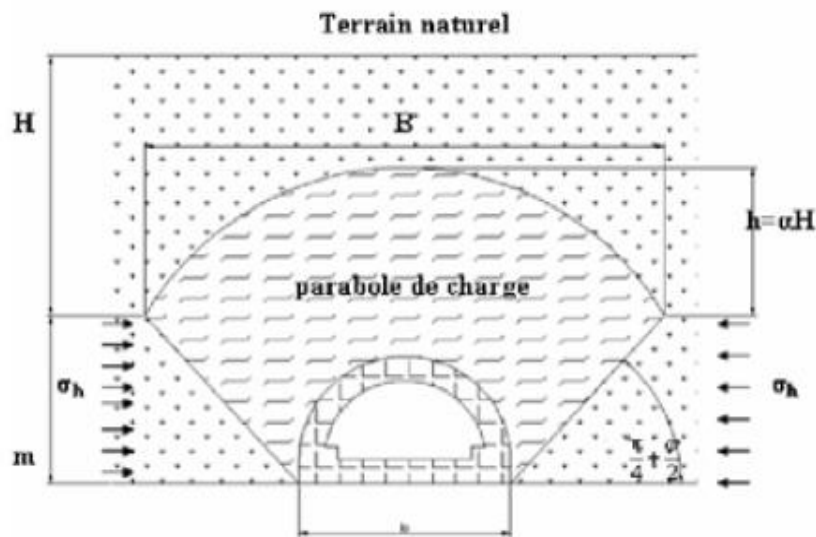


Figure IV.6 : Méthode de TERZAGHI

## 2. Théorie de PROTODIAKONOV

Pour la théorie de PROTODIAKONOV la pression latérale agissant sur une paroi de hauteur  $m$  et de largeur  $b$  est :

$$\sigma_h = \gamma \times m \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \left[ \frac{2}{3 \tan \varphi} + m \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{m}{2} \right]$$

## 3. Théorie soviétique

Sous la base, de cette expérience la poussée latérale doit être prise comme une répartition trapézoïdale. Son intensité, devra être déterminée en fonction de deux valeurs extrêmes : celle trouvée au niveau de la calotte et l'autre calculée au niveau du radier.

La poussée latérale spécifique au niveau de la calotte est :

$$\sigma_{h1} = \gamma \times h_p \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

La poussée latérale au niveau du radier est :

$$\sigma_{h2} = \gamma \times (h_p + m) \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Avec :  $h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi}$  ;(voir figure IV.7)

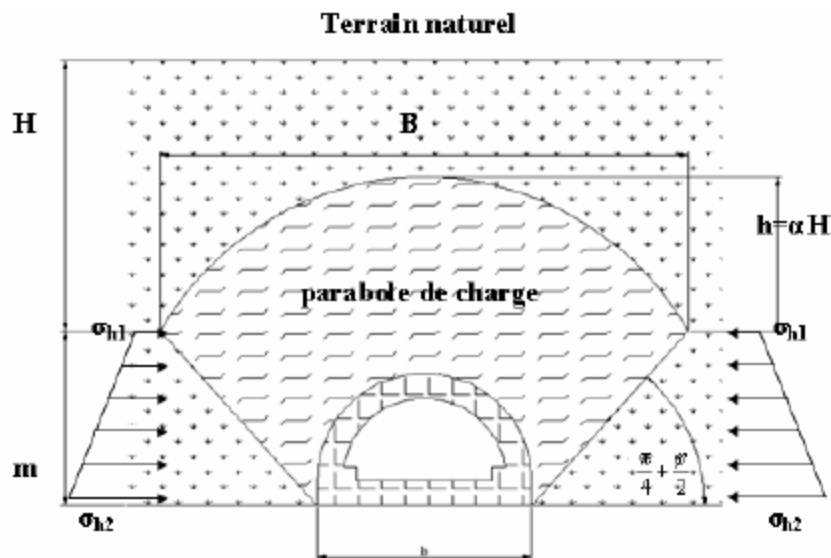


Figure IV.7 : Répartition des poussées selon l'expérience soviétique

#### 4. Théorie de COULOUMB-RANKINE

Ces deux chercheurs admettent que la poussée horizontale est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale, elle est donnée par les formules suivantes :

**Au niveau de la calotte :**

$$\sigma_{h1} = K_a \times \sigma_v \quad \text{A court terme, (c'est le cas du soutènement provisoire).}$$

$$\sigma_{h2} = K_0 \times \sigma_v \quad \text{A long terme, (c'est le cas du revêtement définitif).}$$

Avec :  $\sigma_v$  : contrainte verticale de **TERZAGHI**.

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

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

Où :

$X_1$  : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain.

$X_2$  : Coefficient d'influence de la genèse du terrain.

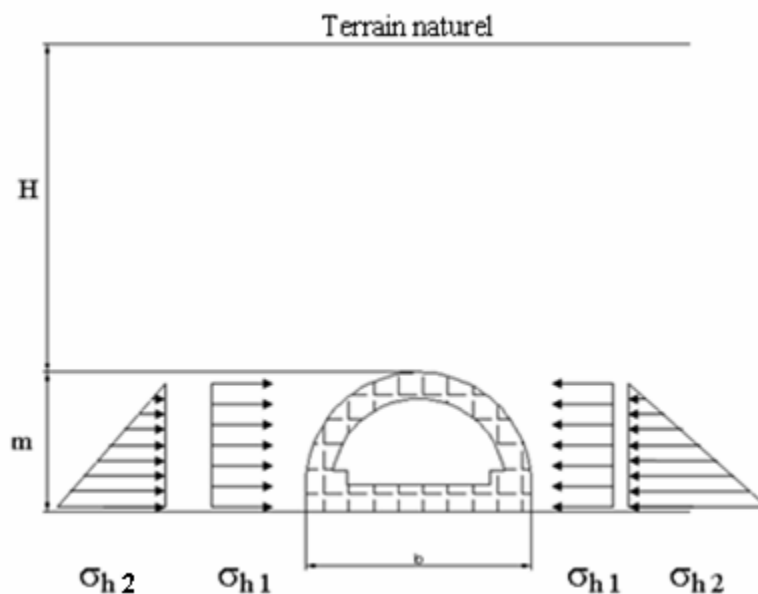
$X_3$  : Coefficient rhéologique.

**Tableau IV.1 : Théorie de COULOUB-RANKINE**

Nature du terrain	$X_1$	$X_2$	$X_3$
Remblais	1.00	1.00	1.00
Argile	0.70	1.00	1.00
Sable	1.00	1.00	1.00
Marne	0.70	1.00 </td <td>0.70</td>	0.70

**Au niveau du radier :**  $\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$

Tel que :  $\sigma_{h2} = m\gamma \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2C \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$



**Figure IV.8 : Méthode de COULOUB-RANKINE**

On adopte la théorie de COULOUMB-RANKINE pour la détermination de la pression horizontale.

### IV.3.3 Evaluation de la pression agissant au niveau du radier

La poussée géologique et de gonflement se manifestent aussi bien au radier qu'aux pieds droits. Dans la pratique, dans les terrains non consistants et plus particulièrement dans les sols plastiques et les argiles imbibées d'eau que le problème de la poussée sous radier est posé.

Si les contraintes géostatiques ainsi libérées lors de l'excavation sont importantes, la zone décomprimée peut intéresser un grand volume et entraîner le fluage du terrain vers l'intérieur de la galerie. Plusieurs chercheurs ont tenté de définir ce phénomène. Nous en exposerons deux des plus importantes méthodes à savoir celle donnée par TSIMBARIÉVITCH et celle donnée par TERZAGHI.

#### 1. Théorie de TSIMBARIÉVITCH

Une approche du problème a été donnée par TSIMBARIÉVITCH en prenant en considération la butée qui s'exerce sous le radier de part et d'autre des plans verticaux tangents aux pieds droits du tunnel [25].

A une profondeur  $Z$ , la valeur de la poussée de terre sera :

$$e_a = (p + \gamma z)K_a - 2C\sqrt{K_a} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots\text{Coefficient de poussée.}$$

Et la grandeur de la butée des terres (poussée passive) :

$$e_p = \gamma zK_p + 2C\sqrt{K_p} \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{Coefficient de butée.}$$

En égalisant (1) et (2), on obtient :

$$z = \frac{PK_a - 2C(\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}{\gamma(K_p - K_a)}$$

La résultante des efforts agissant en direction de l'excavation sera :



$$E = E_a - E_p = \frac{\gamma z}{2} (z + 2H) \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - \frac{1}{2} \gamma z^2 \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

Tel que :

$$E_a = \frac{e_a + e_p}{2} z \quad \dots\dots\dots \text{trapèze.}$$

$$E_p = \frac{e_p z}{2} \quad \dots\dots\dots \text{triangle.}$$

La résultante E peut être décomposée en deux composantes T et S, avec :

$$T = E \cos \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{et} \quad S = E \sin \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

La force aura tendance à déplacer le terrain, tandis que la composante normale de l'effort de frottement agira dans le sens contraire, cet effort s'opposant à T sera  $T_0$  :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \phi} \sin^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

La résultante  $T_0$  exerce son action dans l'axe central et elle est verticale. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une surcharge q soit par une forme de clé de voute du radier, la charge q doit être répartie sur une longueur Y calculée par l'équation suivante :

$$Y = \frac{z}{\tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)}$$

Ainsi la contrainte provoquée sous le radier est :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} \quad \text{D'où :} \quad \sigma = \frac{T_0}{z} \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

La vérification de non soulèvement du radier consiste à assurer :

$$\sigma \leq \frac{4C}{1 - \sin \phi} (2 + \sin \phi) \cos \phi$$

## 2. Méthode de TERZAGHI

Selon TERZAGHI l'expérience a démontré que l'ordre de grandeur de la pression au niveau du radier est approximativement la moitié de la pression à la calotte, la poussée latérale est à peu près égale à valeur.

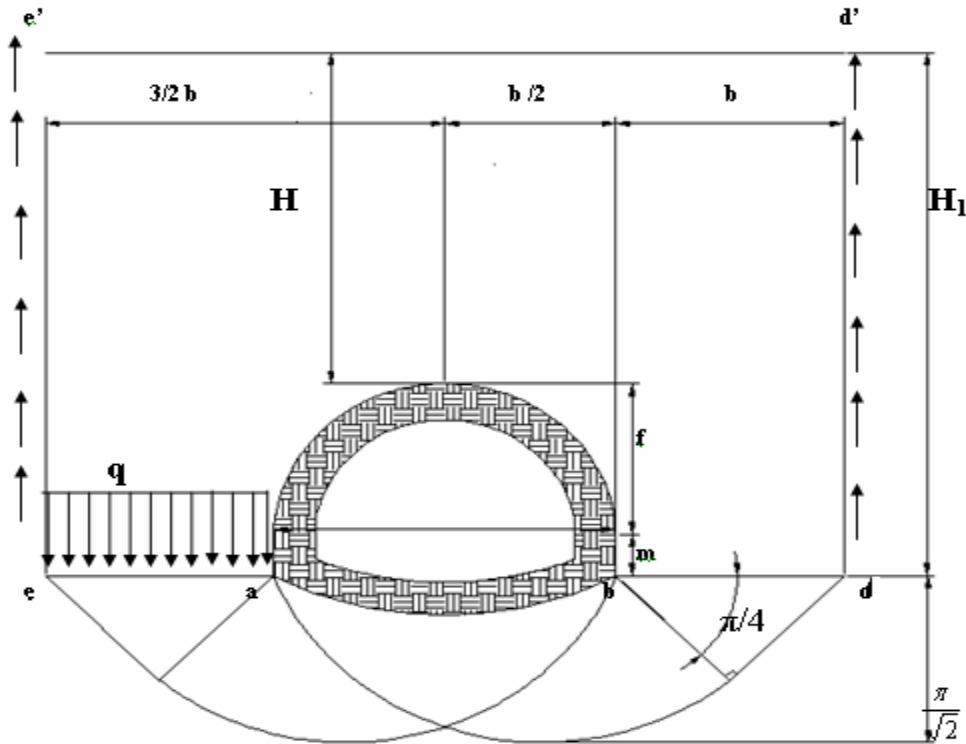


Figure IV.9 : Calcul des poussées au niveau du radier d'après TERZAGHI

Pour un terrain à cohésion parfaite où  $C \neq 0$  et  $\phi = 0$ , l'effort agissant sur le plan (ae) vaut :

$$Q_0 = \left(\frac{b\gamma}{2}\right) \left(3H_1 - m - \frac{2f}{3}\right) - H_1 C$$

La résistance d'une bande de terrain de largeur  $ea=b$  est :

$$Q = P_{\max} b = (2 + \pi) C b$$

La sécurité sera donc exprimée par le rapport suivant :

$$n = \frac{Q}{Q_0} = \frac{2C(2+\pi)}{\gamma \left[ H_1 \left( 3 - \frac{2C}{b\gamma} \right) - \frac{2f}{3} - m \right]} \geq 1.3 \text{ à } 1.5$$

Pour un terrain granuleux sans cohésion où  $C=0$  et  $\phi \neq 0$ , la résistance au cisaillement agissant le long des plans de glissement verticaux sera égale à :

$$Q_0 = \left( A + \frac{b}{2} \right) H_1 \gamma - \frac{b m \gamma}{2} - \frac{b f \gamma}{3} - \frac{\gamma}{2} H_1^2 \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi$$

Avec :

$$A = H_1 \tan \phi \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - \frac{b}{H_1} \left( H_1 - m - \frac{2f}{3} \right) > 0 \dots\dots\dots (\text{Largeur de la zone ae})$$

La charge de rupture exprimant la résistance de terrain pour le cas de  $C=0$  s'écrit sous la forme suivante :

$$Q = A^2 \gamma n_0$$

Où  $n_0$  est le coefficient de résistance empêchant le glissement de terrain qui en fonction de  $\varphi$ , peut être tiré du tableau suivant :

**Tableau IV.2 : Coefficient de résistance  $n_0$  en fonction de  $\varphi$ . [7]**

$\varphi^0$	$0^0$	$10^0$	$20^0$	$25^0$	$30^0$	$35^0$	$40^0$	$44^0$	$48^0$
$n^0$	0	1	5	10	20	40	140	260	780

Si  $A=0$ , la sécurité vis-à-vis du glissement du radier sera inexistante, il faudra donc prendre le soin de mettre en place un étayage une charge d'équilibre appropriée.

#### **IV.3.4 Charges et surcharges utiles** **Charges intérieures**

Les charges dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant à l'intérieur d'un tunnel sont en général négligeables par rapport à la poussée des terrains. C'est la raison pour laquelle, à l'exception d'ouvrages soumis à de fortes pressions intérieures (comme les galeries d'eau sous pression, réservoir de gaz souterrain) les charges intérieures ne sont habituellement pas prises en considération, et cela d'autant plus que ces charges travaillent dans le sens contraire à celui des charges extérieures.

**NB :** Du point de vue de la sécurité du dimensionnement, l'ouvrage vide représente l'état dangereux

#### **Charges extérieures provenant de la surface du terrain**

Les charges provenant du poids des bâtiments et des véhicules circulant à la surface peuvent avoir une certaine influence sur le dimensionnement. Cependant, ils ne doivent être pris en considération que s'il s'agit de tunnels construits à faible profondeur.

#### **IV.3.5 Evaluation de la pression hydrostatique**

Lorsque le revêtement d'un ouvrage est plus imperméable que le terrain considéré, la pression hydrostatique est calculée généralement le long de la ligne moyenne du revêtement. Il est souvent commode de décomposer ces poussées en deux termes :

- Une pression uniforme sur le pourtour du tunnel égale à la pression qui s'exerce au sommet de la voûte et n'engendre qu'un effort normal de compression.
- Une pression triangulaire proportionnelle à la profondeur du point considéré par rapport à la voûte qui engendre des efforts normaux ainsi que des efforts de flexion.

## IV.4 Conclusion

Les caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques du site sont des paramètres déterminant dans le choix de la méthode du calcul et aussi la géométrie du tunnel étudié.

---

# **Chapitre V : Présentation du projet**

---

## V.1 INTRODUCTION

La ville d'Alger, s'est développée à un rythme très élevé au cours de ces dernières décennies. Passant ainsi d'un million d'habitants en 1966 à plus de trois millions d'habitants actuellement.

En conséquence de cette croissance, la capitale Algérienne fait face aux problèmes croissants d'encombrement dans le réseau de transport urbain ce qui nécessitent la mise en place d'un moyen de transport de grande capacité, régulier, dont puissent en bénéficier toutes les couches de la population. Une **solution** de type « **souterraine** » a été apportée par l'utilisation du sous-sol.

## V.2 PRESENTATION DU PROJET DU METRO D'ALGER

### V.2.1 Historique

Dès le début du 20<sup>ème</sup> siècle, alors que les tramways circulaient dans les rues d'Alger, la question de leur passage en souterrain a posé la question d'éviter les premiers engorgements de circulation.

L'idée du métro en ALGERIE remonte bien loin dans le temps. La première initiative revenait à l'administration coloniale à la fin des années 1950, une étude de faisabilité fut réalisée à cette époque, mais ce n'est qu'en 1980, où la circulation est déjà très difficile que le projet redevient d'actualité.

Les études sont alors engagées en 1981 par **SOFRETU** (Société Française d'étude et de Réalisation de Transport Urbain) accompagnées par les travaux de réalisation d'une galerie de reconnaissance de dimensions (3.00x3.00 m<sup>2</sup>) et de 1000 mètres de long, entre Tafourah et Khelifa Boukhalfa dans le cadre d'une collaboration Franco-Algérienne.

En 1982, une étude de la **RATP/SOFRETU** recommandait la création d'un réseau maillé de trois (03) lignes du métro totalisant environ 60 km. (voir figure VI.1)

- **Ligne 1:** Grande poste - Tafourah - Plateau des Annassers - Haï El-Badr (BachDjerrah) - El Harrach - Bab Ezzouar.
- **Ligne 2:** Ain Allah - Grande poste - Hussein Dey - Haï El-Badr (BachDjerrah) - Gué de Constantine.
- **Ligne 3:** Hussein Dey - Plateau des Annassers - Ain Allah.

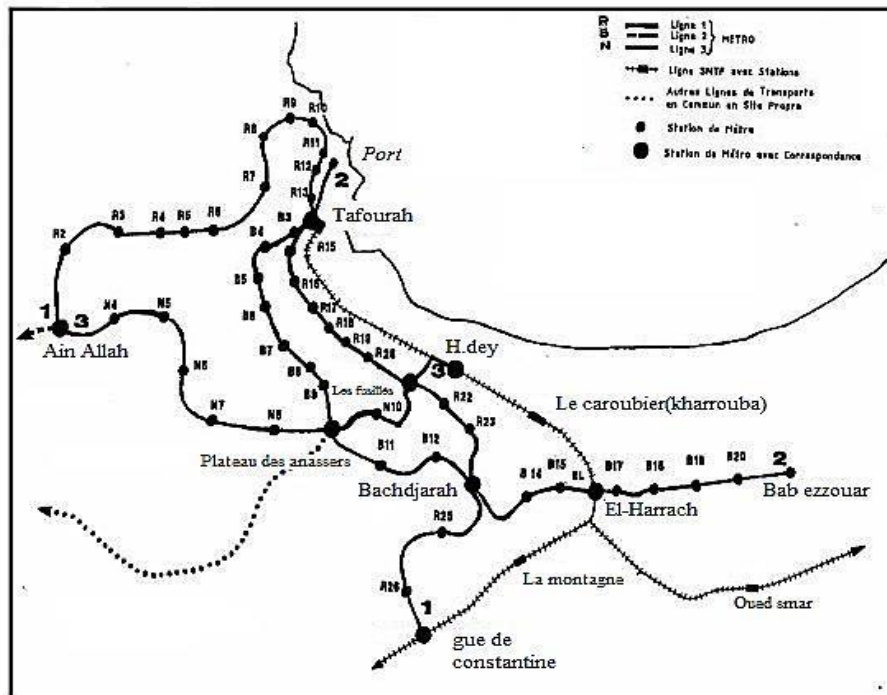


Figure V.1 : Tracé du métro proposé par RATP/SOFRETU en 1982

En conséquence, l'EMA (Entreprise du Métro d'Alger) fut créé pour suivre et veiller sur le bon déroulement des différentes étapes de ce projet.

L'analyse des flux de déplacement des personnes dans la ville d'Alger, faite par cette dernière, montre une forte densité sur l'axe: Bab El-Oued - Hussein Dey (21.000 personnes par heure et par direction en heure de pointe). C'est pour cela que le choix s'est porté pour la réalisation en priorité de la première phase de la première ligne qui s'étend de « Oued Koraïche » jusqu'à « Haï El-Badr » dont la longueur est de 12,5 Km, comportant 17 stations, passant par les zones suivantes: (voir Fig.VI.2)

- Bab-El-Oued
- Casbah
- Centre-Ville
- Belouizdad
- Hussein Dey

La ligne 1 s'inscrit totalement en souterrain. Les tunnels se situent à une profondeur moyenne de 16m et en une ouverture utile de 78m<sup>2</sup> environ permettant des trains dans les deux sens sur la double voie.



Figure V.2 : Ligne N°1 du métro d'Alger

La crise économique des années 1980 est venue retarder le projet, et les travaux ne reprennent effectivement qu'en 1990.

Durant les années 90, 3.5 Km de tunnel, six stations et leurs bâtiments constituant le complexe des ateliers de maintenance de Bach Djarah sont réalisés. Un défi mené de façon remarquable par les entreprises algériennes dont notamment Cosider, Génisider, Batimental, et ENGOA durant une période où aucune société étrangère n'est installée en Algérie.

### V.3 Présentation technique de l'ouvrage

Plusieurs facteurs sont à considérer lors de l'implantation d'un tunnel, en vue d'en réduire au minimum son coût, ceci étant en relation direct avec le tracé en plan, le profil en long, et le gabarit du tunnel. Ces choix doivent être faits de façon judicieuse, faisant appel à toute expérience et rationalité de l'ingénieur projeteur, car toute erreur peut engendrer un surcoût inutile du projet.

### V.4 Facteurs d'implantation d'un tunnel

L'implantation optimale de l'ouvrage au sein du massif nécessite une bonne connaissance :

- des différentes couches constituant le massif,
- de la nature des diverses couches de terrain composant chacune des unités et de leurs relations géométriques,



- de la nature et de la position des accidents majeurs,
- de la situation et des variations des nappes aquifères,
- de l'importance des venues d'eau.

#### **V.4.1 Tracé en plan et profil en long**

Plus précisément le tracé en plan et le profil en long sont conditionnés par :

##### **V.4.1.1 L'emplacement des têtes**

###### **- Eviter autant que possible**

- les zones naturellement instables qui montrent des traces de glissement, superficiels ou en masse ; la pose de repères nivelés périodiquement ou d'inclinomètres peut alors être nécessaire.
- les zones exposées à des chutes de blocs.
- les zones humides : il convient de s'écarter des fonds de thalwegs ou des zones de sources dont la proximité peut être gênante (instabilité des talus de déblais, assèchement de captages, entraînement des coulils d'injection ou de frigories en cas de congélation...etc.).
- les zones bâties, la proximité de canalisations ou autres aménagements analogues susceptibles de dégradations et pouvant provoquer une alimentation en eau artificielle et brutale des terrains.

###### **- Rechercher :**

- les zones où les terrains de bonne tenue sont les moins profonds ;
- les zones à forte pente où la couverture augmentera très vite ;
- les structures orientées favorablement vis-à-vis du creusement et de la stabilité du versant (si possible en travers bancs avec pendage vers la montagne).

##### **V.4.1.2 La nature des terrains traversés**

- Les roches altérées, fissurées ou altérables, les roches très déformables ou susceptibles de gonfler, les sols pulvérulents ou dont la cohésion est amoindrie, sont à éviter autant que possible.
- En cas de couches horizontales, il faut essayer de placer le tunnel ou au moins la voûte du tunnel dans celles qui possèdent les meilleures caractéristiques géo-mécaniques de manière à éviter les instabilités de voûte et si possible les tassements sous les piédroits.

### V.4.1.3 La présence d'accidents géologiques le plus souvent accompagnés de broyage et de venues d'eau

- D'une manière générale, il faut les éviter ou chercher à les franchir perpendiculairement au plus court.

En présence d'accidents horizontaux ou faiblement inclinés, le profil en long doit être aménagé de manière à en être tenu le plus loin possible.

### V.4.2 La présence d'eau

Il faut d'une manière générale éviter les zones aquifères, et au contraire, rechercher les terrains secs ou imperméables.

- Dans les sols, il convient de se tenir à une cote supérieure à celle du toit de la nappe pour éviter les surcoûts de réalisation induits par la mise en œuvre de dispositions constructives spécifiques telles que : traitement de terrain par injections ou congélation, pompage et rabattement de nappe, exécution d'écrans d'étanchéité, dimensionnement du revêtement pour résister aux sous-pressions.
- Dans les roches, il y a lieu de rechercher les formations massives et imperméables par opposition à celles qui sont fracturées ou poreuses (susceptibles d'occasionner des venues d'eau sur tout le tracé) ou karstiques (susceptibles de provoquer la rencontre de circulations d'eau soudaines, importantes et dangereuses).

Le profil en long du tunnel doit avoir une pente de 2%. Cette pente nous permettra d'avoir des stations de plus en plus rapprochées de la surface libre, car ce n'est pas commode de faire descendre les gens à 20 – 30 mètres de profondeur pour prendre le métro, donc entre deux (02) stations consécutives, on doit avoir une rampe et une pente. La limite supérieure de cette pente est donnée par le type de frottement du métro (frottement pneu – bitume ou frottement acier – acier). Dans le cas du Métro d'Alger, il s'agit d'un frottement acier–acier, ce qui a limité cette pente à 2%.

### V.4.3 Choix de la section

La section d'un tunnel doit être déterminée sur la base des facteurs suivants :

- Les gabarits des véhicules qui seront appelés à emprunter le tunnel et de ceux des matériaux qui y seront transportés.
- La nature du terrain, sa résistance, sa teneur en eau et les poussées géologiques du souterrain.
- Le matériau utilisé pour le revêtement, sa résistance, ainsi que les charges intérieures qu'il devra supporter.
- L'existence d'une ou de deux voies de circulation.

#### V.4.4 Profil en travers

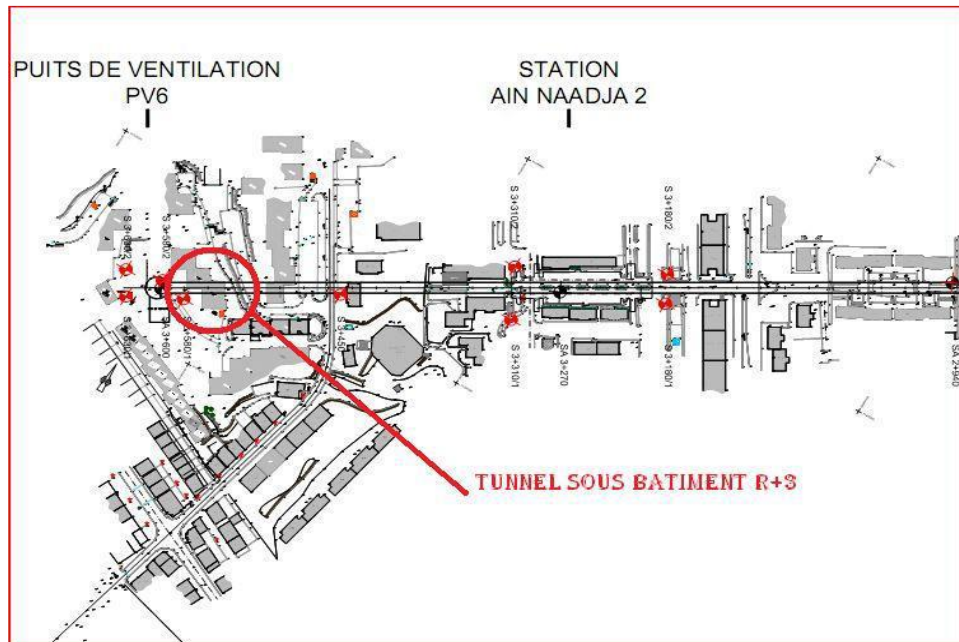
La définition géométrique du profil en travers excavé résulte de la recherche de la forme optimale permettant de satisfaire les exigences relatives :

- aux dispositions constructives induites par le respect du programme du maître d'ouvrage, largeur des deux locomotif, trottoirs, hauteur libre, revanches diverses, section de ventilation éventuellement, etc... ;
- aux conditions de stabilité imposées par la qualité géo-mécanique du terrain encaissant ; dans un terrain très déformable ou soumis à des contraintes importantes (faible valeur du module de déformabilité, très importante épaisseur de couverture, terrain gonflant, comportement différé très marqué, charge d'eau importantes, etc... ) il sera recherché la forme la plus circulaire possible ; alors que dans un terrain où l'excavation au rocher est auto-stable il pourra être adopté un profil en travers en voûte surbaissée à plusieurs rayons.
- au procédé d'exécution : l'emploi d'un tunnelier implique un profil circulaire alors que dans le cas de tranchées couvertes réalisées depuis la surface le profil en travers est quasiment toujours rectangulaire.

Les variations longitudinales de lithologie et de qualité mécanique des matériaux encaissants peuvent conduire à des changements de méthode ou de section d'excavation (ou des deux en même temps) au cours de l'avancement. Pour des raisons d'économie, il convient d'adopter un profil le plus uniforme possible tout au long de l'ouvrage ; en particulier dans les cas où un profil circulaire ne s'impose que sur une longueur assez courte, il vaudra mieux renforcer très fortement (augmenter l'épaisseur du revêtement, ferrailer le béton, mettre en place un radier contre-voûté...) le profil courant non circulaire, plutôt que d'appliquer sur toute la longueur de l'ouvrage la forme circulaire

#### V.5 Présentation de notre Ouvrage

Notre ouvrage se trouve dans l'extension C du Métro d'Alger Ain Naaja – Baraki totalisant une longueur de 1800m. On se limitera à étudier un tronçon qui se trouve sous un bâtiment R+3 comme indiqué sur la figure suivante :



**Figure V.3 : Tracé en plan**

La géométrie du tunnel correspond à la géométrie « gueule » avec une largeur théorique supérieure à 10 m. un demi cercle supérieure (calotte) avec un Rayon de 5.09 m et deux piédroits (stross) de longueur 1.63m et un radier.

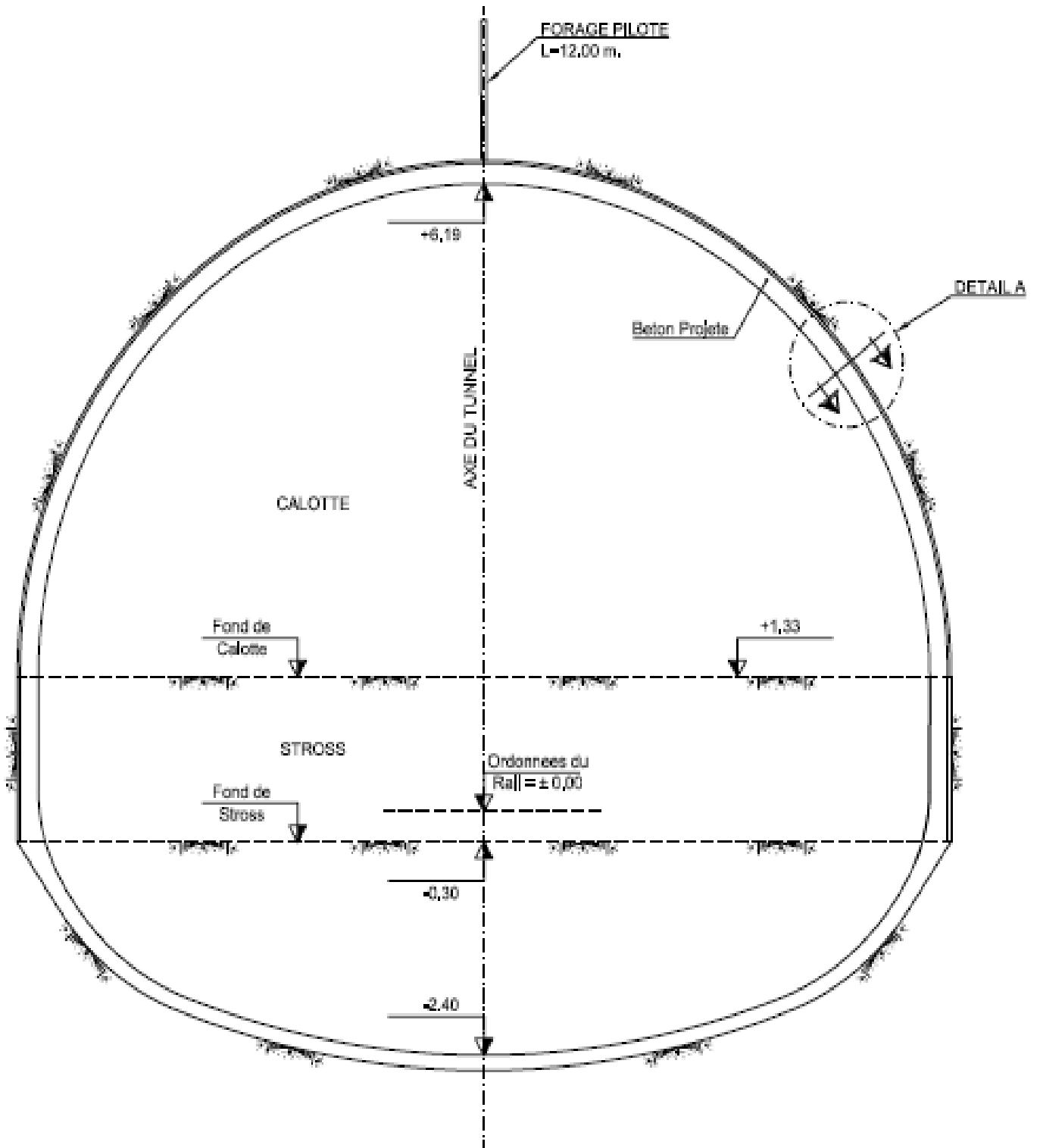


Figure V.4 : Géométrie du soutènement provisoire du tunnel

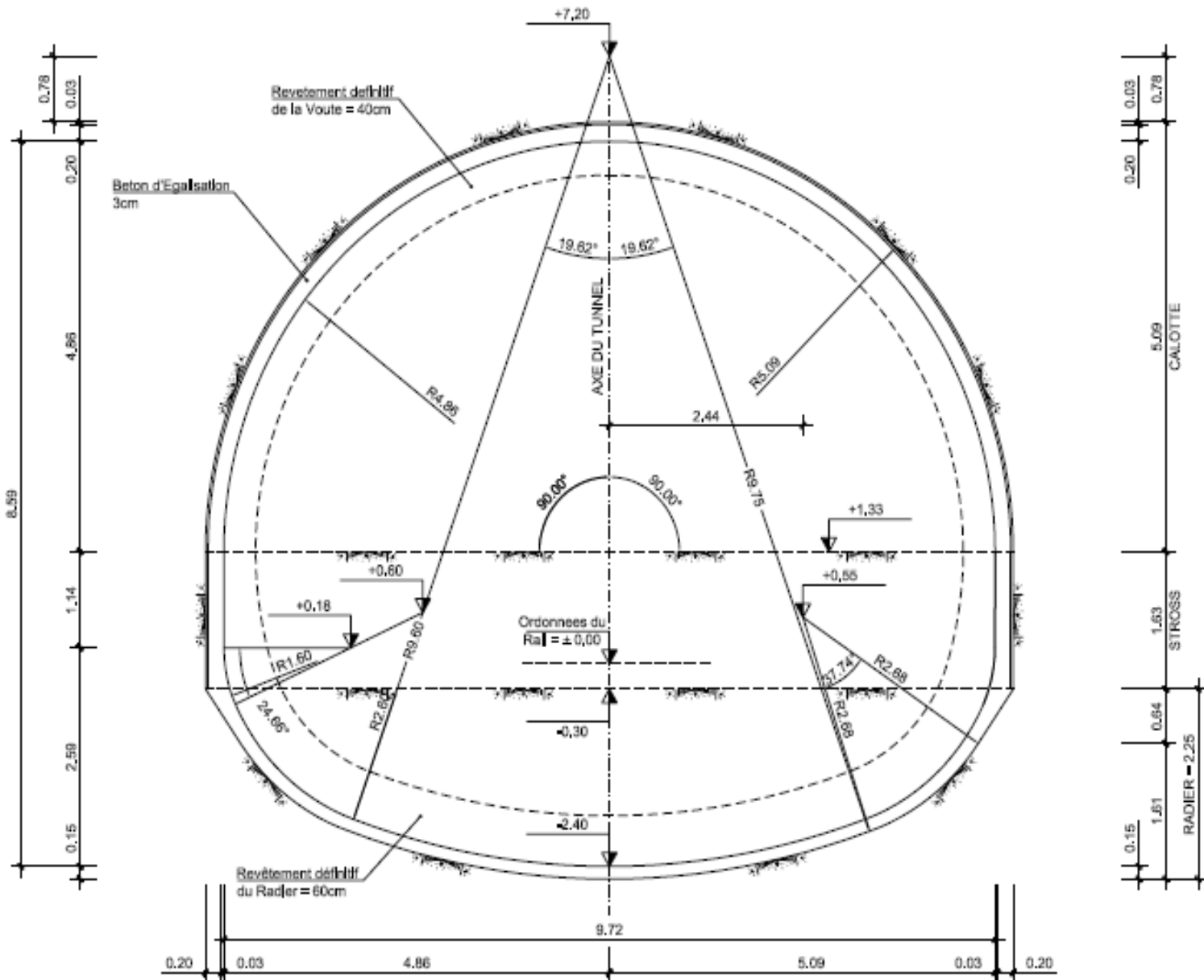


Figure V.5: Géométrie du revêtement définitif

## V.6 CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de présenter notre projet et d'en définir les caractéristiques qui nous seront utiles dans sa conception.

---

# **Chapitre VI : Méthodes de dimensionnement d'un soutènement provisoire**

---

## VI.1 INTRODUCTION

Au stade des études préliminaires, on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains, à partir des classifications des massifs rocheux.

Ils existent de nombreuses méthodes de classification, se basant sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et de la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage, qui font les différences d'une méthode à l'autre.

On peut classer les méthodes de dimensionnement en trois grandes catégories: méthodes empiriques, méthodes analytiques, et méthodes numériques.

## VI.2 Les différentes méthodes de dimensionnement

On peut classer les méthodes de dimensionnement du soutènement en trois grandes catégories :

- **Méthodes empiriques** : Les plus utilisés sont celles de :

- Dejean Raffoux.
- M. Protodiakonov.
- A.F.T.E.S.
- Barton et Al.
- Z.Bieniaswski.
- D.Deer.
- Lauffer.
- Terzaghi.

- **Méthodes métrologiques** :

On peut citer trois méthodes :

- Pression sur le soutènement.
- Contrainte dans le soutènement.
- Mouvement du massif.

- **Méthodes analytiques et numériques** :

- Réactions hyperstatiques.
- Intégrales frontières.
- Éléments finis.
- Différence finis.
- Blocs rigides.
- Éléments distincts.
- Convergence-confinement.



Dans notre travail, on a opté pour la méthode de convergence confinement pour dimensionner notre soutènement.

### VI.3 Présentation de la méthode de convergence - confinement

La méthode convergence confinement (M.C.C.) est une méthode analytique utilisée dans l'analyser l'interaction entre le massif excavé et son soutènement d'une manière simple et efficace. Si cette méthode sacrifie le caractère hétérogène (stratification) des profils de sols excavés, elle permet par contre de tenir compte d'autres facteurs importants de l'équilibre global du complexe rocher-soutènement, tels que la raideur du soutènement et les déformations du massif rocheux lors de la pose du soutènement. Aussi, le passage d'un état tridimensionnel du massif excavé qui se déconfiner progressivement autour du front de taille, à un état plan de déformations est reproduit en introduisant une pression fictive  $P_i$  sur la paroi, représentant les forces d'excavation.

Enfin, l'équilibre final du tunnel est obtenu en superposant respectivement les courbes caractéristiques de convergence du massif rocheux (déchargement du terrain) et celle de confinement (chargement du soutènement). Dans cette méthode, il est supposé que le massif est homogène, isotrope et que l'état des contraintes initiales sont homogènes à une certaine profondeur, c'est à dire géostationnaires (le diamètre du tunnel  $D$  doit être petit par rapport à la hauteur de couverture  $H_c$ ), afin que l'on puisse négliger la variation des contraintes dans la zone excavée elle sacrifie la géométrie de l'ouvrage, l'anisotropie du comportement mécanique du massif, l'anisotropie des contraintes.

Les conditions suivantes doivent être remplies :

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

D'autre part, pour que l'on puisse étudier le problème en déformation plane, la longueur du tunnel doit être suffisamment importante. La déformation longitudinale sera alors considérée comme nulle.

L'hypothèse forte est la considération unidimensionnelle du problème :

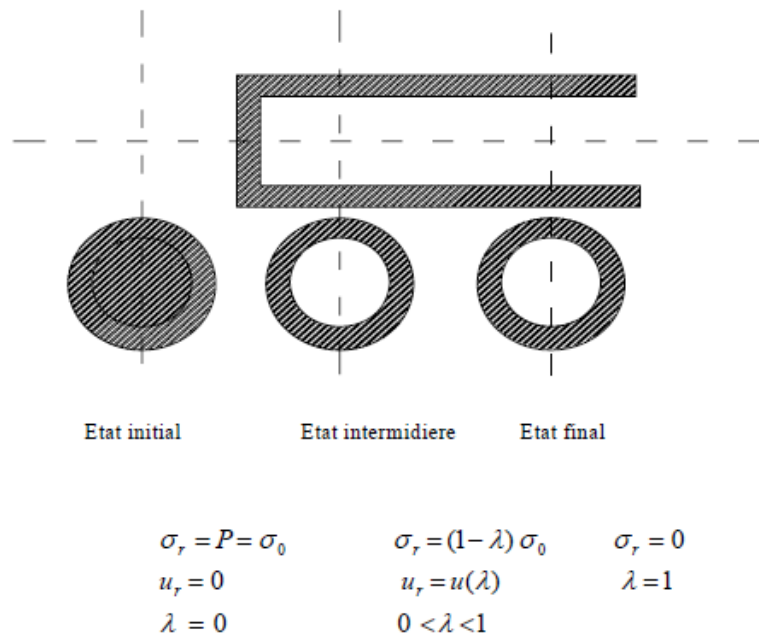
- Hypothèse des déformations planes ;
- Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ( $K_0 = 1$ ) et d'isotropie du massif ;
- La cavité étudiée a une forme cylindrique.

La méthode de convergence - confinement s'appuie sur la constatation que le champ de déformation obtenu à partir d'un calcul axisymétrique, dans une section perpendiculaire à

l'axe de tunnel, est analogue à celui donné par un calcul plan, dans lequel la paroi du tunnel est soutenue par une pression fictive :

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

$\sigma_0$  représentant la valeur de la contrainte naturelle en place, supposée uniforme et isotrope et  $\lambda$  un coefficient compris entre 0 et 1 (figure V.2). Ce résultat est valable à condition de se placer à une distance suffisante (de l'ordre de  $R/2$ ) du front de taille du tunnel. Le coefficient  $\lambda$ , qui caractérise le degré de décompression derrière le front de taille du tunnel, porte le nom de **taux de déconfinement**.



**Figure VI.1 : Méthode de convergence – confinement (Panet et Guellec, 1974)**

Partant de cette constatation Panet et Guellec (1974) ont suggéré de prendre en compte, en géométrie plane, l'effet stabilisant lié à la proximité du front de taille, en appliquant la pression sur la périphérie de tunnel. La progression du front de taille est alors simulée en faisant croître  $\lambda$  progressivement de la valeur 0, correspondant à l'état de contrainte initial, à la valeur 1, correspondant, à l'état de déformation stabilisé derrière le front de taille. Dans le cas d'un comportement linéaire-élastique du terrain, cette valeur est atteinte à une distance de l'ordre de deux diamètres du front de taille. Le comportement de l'ensemble terrain – soutènement est alors analysé dans un diagramme  $(p, u)$

Considérons une section plane du terrain soumis à une contrainte naturelle correspondant à un initial isotrope  $\sigma_0$ . La cavité est pré excavée et supposée remplie de liquide à une pression  $P$  correspondant à l'état initial  $\sigma_0$ . Le déplacement  $u$  de la paroi de la cavité est nul (point A de la figure V.2). En diminuant la pression  $P$ , on provoque un déplacement radial  $u$  correspondant à la décompression du massif autour de l'excavation.

Dans un premier temps le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe pression déplacement suivie  $p=f(u)$  est linéaire du point A au point B. Dans un deuxième temps, il peut se former autour de la cavité un phénomène de rupture (ou mise en plasticité) qui augmente la déformation, c'est la portion BC de la courbe. La courbe ABC est appelée « **courbe caractéristique** » du massif excavé.

Si la courbe ABC coupe l'axe des déplacements ( $u$  fini pour  $P=0$ ) la cavité est stable par elle-même (du moins pour un certain temps). Par contre si la courbe caractéristique ne recoupe pas l'axe des abscisses, la cavité n'est pas stable par elle-même et nécessite impérativement un soutènement. En pratique, la cavité nécessite également un soutènement lorsque la valeur du déplacement correspondant à l'équilibre théorique  $P = 0$  est grande ou lorsque le phénomène de rupture autour de la cavité s'étend profondément à l'intérieur du massif. Sur le même graphique on représente aussi la courbe  $p=f(u)$  reliant le déplacement radial du revêtement en fonction de la pression extérieure  $P$  qui lui est appliquée. Cette courbe est appelée « courbe caractéristique du soutènement ». Supposons un revêtement dont le comportement est élastique linéaire, sa courbe caractéristique est une droite.

Parce qu'il n'est mis en place qu'un certain temps après l'excavation, son chargement par le terrain ne commence que lorsque le déplacement de celui-ci est déjà  $u_{s0}$  (point O). Le point D, à l'intersection des deux courbes caractéristiques définit l'état d'équilibre du tunnel, et permet de déterminer, par simple lecture la valeur du déplacement radiale et de la pression finale du soutènement.

Nous voyons qu'en fonction du moment de la mise en place du revêtement, beaucoup d'autres points de la courbe caractéristique ABC pouvant être point d'équilibre. La pression sur le revêtement au point D doit être comparée à la pression au point M qui correspond à la pression maximale que peut supporter le soutènement, pression à calculer en fonction des caractéristiques de rupture de celui-ci.

L'influence du temps (fluage viscosité du terrain) s'exprime de la même façon par des courbes du type 2 et 3. Si le temps ne joue pas sur les caractéristiques du revêtement les points D2 et D3 sont respectivement les points d'équilibre au temps  $t$  et au temps infini.

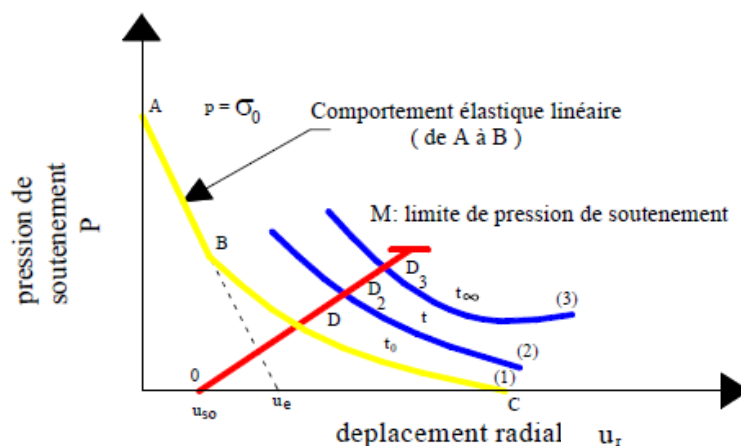


Figure VI.2 Principe de la méthode de convergence – confinement

## VI.4 Etapes de calcul d'un problème type

Etape 1 : Courbe caractéristique du terrain

Etapes de calcul :

- Pour  $\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$  calcul du déplacement à la paroi pour une pression de soutènement nulle :

$$u_0 = \frac{1 + \nu}{E} \times \sigma_0 R$$

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

$$\begin{cases} P = \sigma_0 \\ u = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Et} \\ p = 0 \\ u = u_0 = \frac{1 + \nu}{E} \times \sigma_0 \times R \end{cases}$$

- Pour  $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$  Calcul de la pression d'apparition de la zone en état limite de rupture  $p_a$  du taux de déconfinement  $\lambda_a$  et des déplacements à la paroi  $u_a$  correspondant :

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

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

$$u_a = \lambda_a \times u_0$$

Lorsque les caractéristiques du terrain évoluent avec le temps, on trace deux courbes enveloppes, l'une avec les caractéristiques à court terme du terrain, l'autre avec les caractéristiques à long terme.

- Pour  $p_a < p < \sigma_0$  la courbe caractéristique est un segment de droite.
- Pour  $p < p_a$  calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie.

Etape 2 : Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement.

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

$$U_{s0} > 0.265 \times u_0$$

Soit généralement plus du tiers du déplacement élastique à  $p = 0$

Etape 3 : Courbe caractéristique du soutènement

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

Dans le cas d'un revêtement cylindrique mince de module  $E_b$  et d'épaisseur  $e$  :

$$k_b = \frac{E_b \times e}{R}$$

$$p_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} \times e}{R}$$

Avec  $R$  rayon du tunnel.

Etape 4 : Equilibre final

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et la courbe caractéristique du soutènement donne la pression de soutènement à l'équilibre à court terme puis à long terme. Si cette pression n'est pas admissible un autre soutènement sera envisagé.

Ainsi, en faisant varier les caractéristiques (dimensions et écartement des boulons, épaisseur du béton projeté, dimension et écartement des cintres) et les hypothèses de pose (distance du front à laquelle ils sont mis en place), on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales acceptables et des coûts directs et indirects correspondants à chaque mode d'exécution.

Application de la méthode à notre tunnel :

#### **- Courbe caractéristique du terrain**

Module de déformation de la marne :  $E = 55 \text{ MPa}$

Coefficient de poisson :  $\nu = 0.3$

Cohésion :  $C = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Angle de frottement interne :  $\varphi = 14.7^\circ$

Rayon de l'excavation :  $R = 5.09 \text{ m}$

### - Charges verticales

Nous allons prendre en compte la descente de charges obtenue par la méthode des poids des terres :

$$\sigma_0 = \sum \gamma_i \times h_i + q$$

$$\sigma_0 = (19.8 \times 2 + 18.3 \times 8 + 20.5 \times 10) + 40$$

$$\sigma_0 = 431 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$R_c$  (Marne) = [0.5 – 6] MPa pour un sol de classe R5a, selon la classification de l'AFTES [1].

Si  $\sigma_0 < \frac{R_c}{2} \rightarrow$  Comportement élastique, le creusement n'entraîne que des déformations élastiques.

La courbe caractéristique du terrain est une droite qui recoupe l'axe des déplacements en un point d'abscisse :

$$U_0 = \frac{1 + \nu}{E} \times \sigma_0 \times R$$

Déplacement de la paroi sans soutènement :

$$U_0 = \frac{1 + \nu}{E} \times \sigma_0 \times R$$

$$U_0 = \frac{1 + 0.3}{55} \times 0.431 \times 5.09$$

$$U_0 = 0.051853 \text{ m.}$$

On constate que dans les Marnes, la convergence est très importante, le soutènement doit donc être disposé le plus rapidement possible.

**- Courbe caractéristique du soutènement**

Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement, cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement :

$$U_{s0} > 0.265 \times U_0$$

$$U_{s0} > 0.265 \times 0.051853$$

$$U_{s0} > 0.013 \text{ m}$$

Soit généralement plus du 1/3 du déplacement élastique à  $p = 0$ .

On prend :  $U_{s0} = 0.020 \text{ m}$ .

**- Cintres calés à la paroi**

Section du cintre :  $A_s = 149 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

Résistance de l'acier  $\sigma_0 = 300000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Module d'élasticité de l'acier  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ MPa}$ .

Espacement des cintres  $a = 0.8 \text{ m}$ .

**- Raideur du cintre**

$$K_c = \frac{E \times A_s}{a \times R}$$

$$K_c = \frac{2.1 \times 10^8 \times 149 \times 10^{-4}}{0.8 \times 5.09}$$

$$K_c = 768418.467 \text{ MPa}$$

**- Pression maximale de soutènement**

$$P_c^{max} = \frac{A_s \times \sigma_0}{a \times R}$$

$$P_c^{max} = \frac{149 \times 10^{-4} \times 300}{0.8 \times 5.09}$$

$$P_c^{max} = 1.098 \text{ MPa}$$

$$U_a = \frac{P_c \times R}{K_c} = \frac{1.098 \times 5.09}{768418.467}$$

$$U_a = 7.273 \times 10^{-6} \text{ m} = 7.273 \times 10^{-3} \text{ mm.}$$

**- Béton projeté**

Module de Young :  $E_b = 10818.865 \text{ MPa}$

Coefficient de Poisson :  $\nu = 0.2$

Epaisseur du béton  $e = 0.2 \text{ m}$

**- Raideur du béton projeté**

$$K_b = \frac{E_b \times e}{(1 - \nu^2) \times R}$$

$$K_b = \frac{10818.865 \times 0.2}{(1 - 0.2^2) \times 5.09}$$

$$K_b = 442.815 \text{ MPa.}$$

**- Pression maximale de soutènement**

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

$$P_b^{max} = \frac{14.17 \times 0.2}{5.09}$$

$$P_b^{max} = 0.557 \text{ MPa.}$$

$$U_b = \frac{P_b \times R}{K_b} = \frac{0.557 \times 5.09}{442.815}$$

$$U_b = 6.403 \times 10^{-3} \text{ m} = 6.403 \text{ mm.}$$



La convergence acquise par la paroi au moment du soutènement :

$$U_{s0} = 10\% U_0$$

$$U_{s0} = 0.1 \times 0.051853$$

$$U_{s0} = 0.0051853 \text{ m} = 5.1853 \text{ mm.}$$

Pour une mise en place à proximité front de taille :

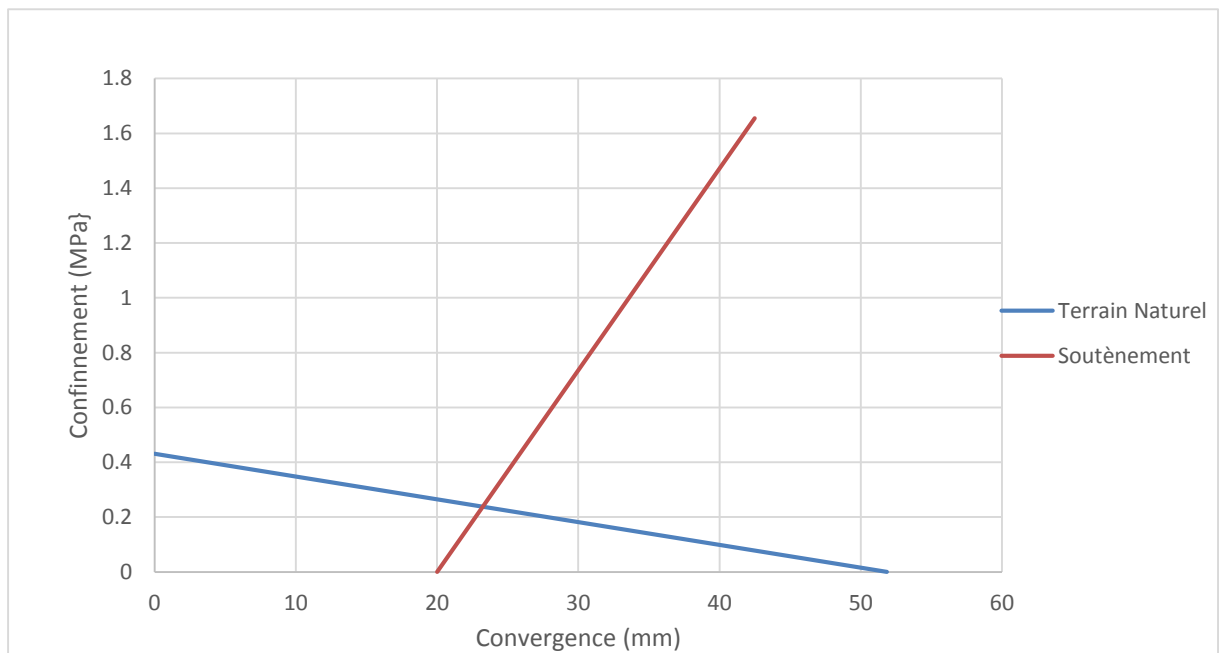
$$U_{s1} = U_{s0} + S_{ul}$$

$$U_{s1} = 0.0051853 + 0.002 = 0.0071853 \text{ m.}$$

$$U_{s1} = 7.1853 \text{ mm.}$$

### - Vérification du soutènement

$$P = \sigma_v < p_c^{\max} + p_b^{\max} \rightarrow 0.431 \text{ MPa} < 1.098 + 0.557 = 1.655 \text{ MPa.}$$



**Figure VI.3 : Courbes caractéristiques du terrain et du soutènement**

## VI.5 CONCLUSION

Par la méthode convergence-confinement on obtient des informations prévisionnelles qui orientent le choix initial du mode de soutènement, et ça nous permet aussi la compréhension et la sélection des facteurs déterminants à introduire dans un calcul plus élaboré.

L'application de la méthode convergence confinement à notre tunnel, nous a permis de déterminer la pression de soutènement à l'équilibre qui vérifie sa stabilité, on a abouti en conséquence à des déformations acceptables.

---

## **Chapitre VII : Calcul des charges**

---

## VII.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on détaillera le calcul des charges agissant sur notre tunnel en utilisant les différentes méthodes présentées dans le chapitre IV.

Nous prendrons en compte une surcharge de  $40\text{KN/m}^2$  soit  $10\text{KN/m}^2$  par plancher, qui représente le poids d'un bâtiment R+3 en surface (voir figureVII.1).

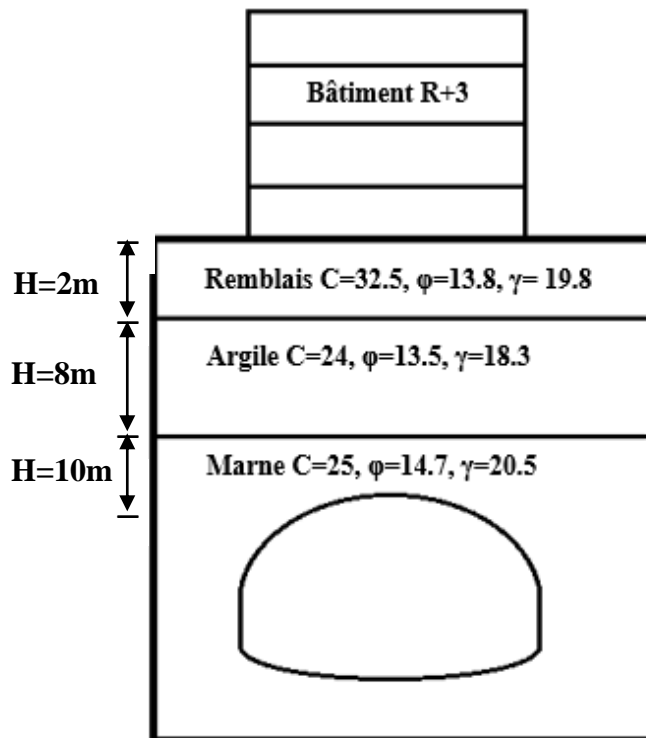


Figure VII.1 : Représentative du sondage de calcul

## VII.2 Calculs des charges agissant sur le soutènement du tunnel

### VII.2.1 Calcul de la pression verticale active descendante sur la demi-section supérieure du soutènement

#### 1- Méthode de TERZAGHI

La largeur de la voûte de décharge  $B$  est calculée en fonction de la hauteur et de la largeur de l'excavation et des caractéristiques mécaniques de sol considérées obtenues par la formule suivante :

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

$$B = 10.18 + 2 \times 5.09 \times \tan\left(45 - \frac{14.7}{2}\right)$$

$$B = 18.034 \text{ m}$$

La couverture H = 20m

Le coefficient de poussée active 'K' est pris égale à 1.

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K \tan \varphi} \left[ 1 - e^{-\left(\frac{2KH \tan \varphi}{B}\right)} \right] + q e^{-\left(\frac{2KH \tan \varphi}{B}\right)}$$

**Couche 1 :** Remblais C=32.50 KN/m<sup>2</sup>, φ=13.80, γ<sub>h</sub>=19.80 KN/m<sup>3</sup>.

$$\sigma_{v1} = \frac{(18.034 \times 19.8 - 2 \times 32.5)}{2 \times 1 \times \tan 13.8} \left[ 1 - e^{-\left(\frac{2 \times 1 \times 20 \times \tan 13.8}{18.034}\right)} \right] + q e^{-\left(\frac{2 \times 1 \times 20 \times \tan 13.8}{18.034}\right)}$$

$$\sigma_{v1} = 69.404 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

**Couche 2 :** Argile C=24 KN/m<sup>2</sup>, φ=13.5, γ<sub>h</sub>=18.30 KN/m<sup>3</sup>.

$$\sigma_{v2} = \frac{(18.034 \times 18.30 - 2 \times 24)}{2 \times 1 \times \tan 13.5} \left[ 1 - e^{-\left(\frac{2 \times 1 \times 8 \times \tan 13.5}{18.034}\right)} \right] + q e^{-\left(\frac{2 \times 1 \times 8 \times \tan 13.5}{18.034}\right)}$$

$$\sigma_{v2} = 168.769 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

**Couche 3 :** Marne C=25 KN/m<sup>2</sup>, φ=14.7, γ<sub>h</sub>=20.5 KN/m<sup>3</sup>.

$$\sigma_{v3} = \frac{(18.034 \times 20.5 - 2 \times 25)}{2 \times 1 \times \tan 14.7} \left[ 1 - e^{-\left(\frac{2 \times 1 \times 10 \times \tan 14.7}{18.034}\right)} \right] + q e^{-\left(\frac{2 \times 1 \times 10 \times \tan 14.7}{18.034}\right)}$$

$$\sigma_{v3} = 279.979 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

## 2- Théorie de BIERBAUMER

La poussée verticale est donnée par :  $\sigma_v = \gamma \times h = \gamma \times \alpha \times H$

Section fer à cheval :

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

$$B = 18.034$$

$$\text{Coefficient de répartition } \alpha : \quad \alpha = 1 - \frac{H \cdot \tan \varphi \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B}$$

$$\alpha = 1 - \frac{20 \cdot \tan 14.7 \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2}\right)}{18.034}$$

$$\alpha = 0.8268$$

$$h = \alpha \times H \rightarrow h = 0.8268 \times 20$$

$$h = 16.536 \text{ m.}$$

$$\sigma_v = 20.5 \times 16.536 = 338.988 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

## 3- Théorie des poids des terres

La contrainte verticale est donnée par :  $\sigma_v = \sum \gamma_i \times h_i + q$

$$\sigma_v = (19.8 \times 2 + 18.3 \times 8 + 20.5 \times 10) + 40$$

$$\sigma_v = 431 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

## VII.2.2 Calcul de la pression horizontale active agissant sur la demi-section supérieure du soutènement

### 1- Méthode de TERZAGHI

La poussée horizontale est donnée par :  $\sigma_h = 0.3 \times \gamma \times (0.5 \times m + H_p)$

$$\text{Hauteur de détente } H_p : \quad H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi}$$

$$H_p = \frac{10.18}{2 \times \sin 14.7}$$

$$H_p = 20.058 \text{ m.}$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20.5 \times (0.5 \times 5.09 + 20.058)$$

$$\sigma_h = 139.008 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

## 2- Théorie des poids des terres

La poussée horizontale sera donnée par :  $\sigma_h = K_a \times \sigma_v$

Coefficient de poussée active  $K_a$  :  $K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K_a = 0.5952$$

$$\sigma_h = 0.5952 \times 431$$

$$\sigma_h = 256.531 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

## 3- Théorie SOVIETIQUES

→ La poussée latérale au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = \gamma \times h_p \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} = \frac{10.18}{\sin 2 \times 14.7}$$

$$h_p = 20.737 \text{m}$$

$$\sigma_{h1} = 20.5 \times 20.737 \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2}\right) - 2 \times 25 \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2}\right)$$

$$\sigma_{h1} = 214.455 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

→ La poussée latérale au niveau du radier :

$$\sigma_{h2} = \gamma \times (h_p + m) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = 20.5 \times (20.737 + 5.09) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2}\right) - 2 \times 25 \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = 276.562 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

## 4- Théorie de COULOUMB-RANKINE

**Couche 3 :** Marne  $C=25 \text{ KN/m}^2$ ,  $\varphi=14.7$ ,  $\gamma_h = 20.5 \text{ KN/m}^3$ .

→ La poussée latérale au niveau de la calotte :  $\sigma_{h1} = K_a \times \sigma_v$

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

$$K_a = 0.5952.$$

$$\sigma_{h1} = 0.5952 \times 279.979$$

$$\sigma_{h1} = 166.644 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

→ La poussée latérale au niveau du radier :  $\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$

$$\sigma_{h2} = m \times \gamma \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 5.09 \times 20.5 \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2} \right) - 2 \times 25 \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 23.532 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_h = 166.644 + 23.532$$

$$\sigma_h = 190.176 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

### Récapitulatif

**Tableau VII.1 : Récapitulatif des pressions agissant sur le soutènement de la demi-section supérieure**

Pression active agissant sur le soutènement de la demi-section supérieur	
<b>Pression verticale</b> $\sigma_v = 279.979 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$	<b>Pression horizontale</b>
	Au niveau de la calotte $\sigma_{h1} = 166.644 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ .
	Au niveau du radier $\sigma_h = 190.176 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ .

### VII.2.3 Calcul de la pression verticale active agissant sur le soutènement de la structure globale

#### 1- Méthode de TERZAGHI

La largeur de la voûte de décharge B est calculée en fonction de la hauteur et de la largeur de l'excavation et des caractéristiques mécaniques de sol considérée obtenues par la formule suivante :

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

$$B = 10.58 + 2 \times 8.97 \times \text{tg} \left( 45 - \frac{14.7}{2} \right)$$

$$B = 24.42\text{m.}$$

La couverture H = 20m



Le coefficient de poussée active 'k' est pris égale à 1

La contrainte verticale est donnée par :

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

**Couche 1 :** Remblais  $C=32.50 \text{ KN/m}^2$ ,  $\varphi=13.80$ ,  $\gamma_h=19.80 \text{ KN/m}^3$ .

$$\sigma_{v1} = \frac{(24.42 \times 19.8 - 2 \times 32.5)}{2 \times 1 \times \tan 13.8} \left[ 1 - e^{-\left(\frac{2 \times 1 \times 2 \times \tan 13.8}{24.42}\right)} \right] + qe^{-\left(\frac{2 \times 1 \times 2 \times \tan 13.8}{24.42}\right)}$$

$$\sigma_{v1} = 72.019 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

**Couche 2 :** Argile  $C=24 \text{ KN/m}^2$ ,  $\varphi=13.5$ ,  $\gamma_h=18.30 \text{ KN/m}^3$ .

$$\sigma_{v2} = \frac{(24.42 \times 18.30 - 2 \times 24)}{2 \times 1 \times \tan 13.5} \left[ 1 - e^{-\left(\frac{2 \times 1 \times 8 \times \tan 13.5}{24.42}\right)} \right] + qe^{-\left(\frac{2 \times 1 \times 8 \times \tan 13.5}{24.42}\right)}$$

$$\sigma_{v2} = 182.452 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

**Couche 3 :** Marne  $C=25 \text{ KN/m}^2$ ,  $\varphi=14.7$ ,  $\gamma_h=20.5 \text{ KN/m}^3$ .

$$\sigma_{v3} = \frac{(24.42 \times 20.5 - 2 \times 25)}{2 \times 1 \times \tan 14.7} \left[ 1 - e^{-\left(\frac{2 \times 1 \times 10 \times \tan 14.7}{24.42}\right)} \right] + qe^{-\left(\frac{2 \times 1 \times 10 \times \tan 14.7}{24.42}\right)}$$

$$\sigma_{v3} = 313.224 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

## 2- Théorie de BIERBAUMER

La poussée verticale est donnée par :  $\sigma_v = \gamma \times h = \gamma \times \alpha \times H$

Section fer à cheval :

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

$$B = 24.42\text{m.}$$

Coefficient de répartition  $\alpha$  :  $\alpha = 1 - \frac{H \times \tan \varphi \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B}$

$$\alpha = 1 - \frac{20 \times \tan 14.7 \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2}\right)}{24.42}$$

$$\alpha = 0.8721$$

$$h = \alpha \times H \rightarrow h = 0.8721 \times 20$$

$$h = 17.442 \text{ m.}$$

$$\sigma_v = 20.5 \times 17.442 = 357.561 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

### 3- Théorie des poids des terres

La contrainte verticale est donnée par :  $\sigma_v = \Sigma \gamma_i \times h_i + q$

$$\sigma_v = (19.8 \times 2 + 18.3 \times 8 + 20.5 \times 10) + 40$$

$$\sigma_v = 431 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

## VII.2.4 Calcul de la pression horizontale active agissant sur le soutènement de la structure globale

### 1- Méthode de TERZAGHI

La poussée horizontale est donnée par :  $\sigma_h = 0.3 \times \gamma \times (0.5 \times m + H_p)$

Hauteur de détente  $H_p$  : 
$$H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi}$$

$$H_p = \frac{10.58}{2 \times \sin 14.7}$$

$$H_p = 20.847 \text{ m.}$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20.5 \times (0.5 \times 8.97 + 20.847)$$

$$\sigma_h = 155.792 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

### 2- Théorie des poids des terres

La poussée horizontale sera donnée par :  $\sigma_h = K_a \times \sigma_v$ .

Coefficient de poussée active  $K_a$  : 
$$K_a = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = 0.5952$$

$$\sigma_h = 0.5952 \times 431$$

$$\sigma_h = 256.531 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

### 3- Théorie SOVIETIQUES

→ La poussée latérale au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = \gamma \times h_p \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} = \frac{10.58}{\sin 2 \times 14.7}$$

$$h_p = 21.552 \text{ m.}$$

$$\sigma_{h1} = 20.5 \times 21.552 \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2}\right) - 2 \times 25 \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2}\right)$$

$$\sigma_{h1} = 224.369 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

→ La poussée latérale au niveau du radier :

$$\sigma_{h2} = \gamma \times (h_p + m) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = 20.5 \times (21.552 + 8.97) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2}\right) - 2 \times 25 \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = 333.845 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

### 4- Théorie de COULOUMB-RANKINE

**Couche 3 :** Marne  $C=25 \text{ KN/m}^2$ ,  $\varphi=14.7$ ,  $\gamma_h = 20.5 \text{ KN/m}^3$ .

→ La poussée latérale au niveau de la calotte :  $\sigma_{h1} = K_a \times \sigma_v$

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

$$K_a = 0.5952.$$

$$\sigma_{h1} = 0.5952 \times 313.224$$

$$\sigma_{h1} = 186.431 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

→ La poussée latérale au niveau du radier :  $\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$

$$\sigma_{h2} = m \times \gamma \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = 8.97 \times 20.5 \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2}\right) - 2 \times 25 \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = 70.874 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

$$\sigma_h = 186.431 + 70.874$$

$$\sigma_h = 257.305 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

## Récapitulatif

**Tableau VII.2 : Tableau des pressions agissant sur le soutènement de la structure globale**

Pression active agissant sur le soutènement de la structure globale	
<b>Pression verticale</b> $\sigma_v = 313.224 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$	<b>Pression horizontale</b>
	Au niveau de la calotte $\sigma_{h1} = 186.431 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ .
	Au niveau du radier $\sigma_h = 257.305 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ .

### VII.3 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu calculer les charges auxquelles est soumis notre ouvrage par différentes méthodes, pour la suite des calculs les charges calculées par la méthode de **TERZAGHI** seront prises en compte pour la charge verticale vu sa prise en considération de l'effet de voûte, la cohésion et terrain et aussi la profondeur de l'ouvrage. Tandis que pour la charge horizontale, on retiendra celle calculée avec la méthode de **COULOMB-RANKINE** qui tient compte de la charge verticale de **TERZAGHI**.

Pour reprendre ces charges, la mise d'un soutènement provisoire est nécessaire et le choix de ce dernier doit être justifié par des calculs détaillés.

---

# **Chapitre VIII : Calcul du soutènement provisoire**

---

## VIII.1 INTRODUCTION

Après avoir déterminé les charges que doit reprendre notre ouvrage, on passe maintenant au dimensionnement de son soutènement provisoire qui est la partie la plus délicate vue la gravité des conséquences en cas d'erreur dans les calculs.

On détaillera dans ce chapitre les différentes étapes de calculs conduisant à la mise en place du soutènement adéquat.

## VIII.2 Hypothèses du calcul

Par les hypothèses suivantes, on propose le système de charges de notre tunnel :

### - 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 orientées vers l'extérieur du tunnel, apparaît la réaction élastique du sol.

### - Hypothèse 2

Le système de charge considéré sont la charge verticale, la charge horizontale et la réaction élastique du sol correspondant.

### - Hypothèse 3

On adopte les charges verticales comme uniforme et symétrique. On néglige les charges verticales asymétriques. Les valeurs de charges verticales symétriques ont été établies en admettant la création de la voûte naturelle qui décharge le soutènement provisoire du tunnel [16].

## VIII.3 Détermination des efforts

Le cintre est considéré dans les calculs comme étant un arc porteur encastré aux deux extrémités. En négligeant le poids propre de ce dernier, et en supposant que les charges qui lui sont appliquées sont réparties d'une manière uniforme. Les efforts actifs qui entrent dans le calcul sont les poussées verticales et horizontales du terrain.

Par conséquent la charge verticale agissant sur le cintre est égale à :

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l}$$

Telle que :

$P_v$  : Pression verticale.

$Q_0$  : Partie uniformément répartie de la pression géologique.

$Q$  : Poids total de l'arc (négligeable).

$\Delta G$  : Partie de la charge d'intensité variable

On peut admettre en première approximation que la pression verticale se répartie uniformément sur la portée de l'arc mesurée dans l'axe.

La charge horizontale sera calculée à partir de la poussée verticale en se basant sur la relation de COULOMB-RANKINE.

$$e_0 = \left( \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right) \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \sqrt{tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$e_1 = (H + f) \gamma_h K_a - 2C \sqrt{K_a}$$

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

Tel que:

$e_0$  : La charge horizontale en clé de voûte

$e_1$  : La charge horizontale en pied de longrine

$H$  : La hauteur de couverture.

$C$  : Cohésion.

$h$  : La hauteur de la couche.

$K_a$  : Coefficient de poussée active

$f$  : Dimension (dépendant des dimensions de notre ouvrage)

$q$  : La charge d'exploitation.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

$\gamma_h$  : Poids volumique humide.

Comme approximation supplémentaire, on admet qu'au lieu d'une répartition trapézoïdale, la pression se répartie uniformément :

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2}$$

Valeur rapportée à l'extrados de la voûte donne :

$$P_h = e \times \frac{f_k}{f}$$

$P_h$  : La pression horizontale.

### VIII.3.1 Réactions d'appuis

Les réactions à la naissance seront calculées en fonction du rapport ( $f/l$ ) en utilisant le tableau suivant :

**Tableau VIII.1: Les coefficients des réactions des appuis**

Rapport $f/l$	Moment à la naissance		Poussée à la naissance	
	$\alpha_m$	$\beta_m$	$\alpha_h$	$\beta_h$
0.10	0.00120	-0.00120	1.2750	-0.0750
0.20	0.00425	-0.00425	0.6335	-0.1085
0.30	0.01010	-0.01010	0.4415	-0.1749
0.40	0.01748	-0.01748	0.3385	-0.2260
0.50	0.02668	-0.02668	0.2801	-0.2801

Les réactions d'appuis sont :

**Pour la charge verticale:**

$$M_v = \alpha_m P_v l^2$$

$$H_v = \alpha_h P_v l$$

$$V_v = P_v \frac{l}{2}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2}$$

**Pour la charge horizontale :**

$$M_h = \beta_m P_h l^2$$

$$H_h = \beta_h P_h l$$

$$V_h = 0$$

**Les sollicitations cumulées seront :**

$$M_f = M_v + M_h$$

$$H_f = H_v + H_h$$



$$V_f = V_v + V_h$$

Les contraintes de la voûte ne sont contrôlées qu'à la clé et aux naissances, l'influence favorable de la charge horizontale étant négligée ; ce qui augmente la sécurité.

Après avoir déterminé le moment et l'effort normal appliqués sur notre soutènement, les contraintes dans les cintres peuvent être déterminées par la relation suivante :

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{N_v}{A_s} \pm \frac{M_v}{w_s} < \sigma_e$$

Après la vérification des contraintes, on adoptera ce profilé pour toute la suite du calcul.

### VIII.3.2 Portance maximale du soutènement P

On admet la charge verticale admissible de la voûte [16] :

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l}$$

Pour une telle charge verticale les pressions maximales sur l'assise se formeront dans le système de sollicitation correspondant aux poussées horizontales.

## VIII.4 Système statique du soutènement provisoire

Le soutènement provisoire sera un soutènement agissant comme support, la reprise de charge aux naissances de la calotte peut être réalisée grâce à l'utilisation de cintres avec « **Jambes de forces** ». La reprise en sous-œuvre des cintres de voûte ne sera pas nécessaire dans les roches dures, elle pourrait par contre, s'avérer être indispensable dans les roches tendres et dans les zones broyées si le comportement du massif venait à ne pas correspondre aux hypothèses prises en compte dans le choix de la méthode et dans les calculs en pareille circonstance, la fermeture du cintre en radier serait nécessaire.

## VIII.5 Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté

La voûte en béton projeté remplira l'espace entre les cintres pour le calcul. On admet une épaisseur, e suivant le procédé en négligeant l'accroissement de l'épaisseur.

### VIII.5.1 Rigidités du cintre métallique

- à la compression

On doit vérifier que :

$$E_s A'_s = \frac{E_s \times A_s}{a}$$

$E_s A_s$  : Rigidités des cintres à la compression avant mise en place.

$E_s A'_s$  : Rigidités des cintres à la compression après mise en place.

$a$  : dimension entre deux axes de cintre.

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

$A_s$  : Section de profilé en acier

- **à la flexion**

On doit vérifier que :

$$E_s I'_s = \frac{E_s \times I_s}{a}$$

$E_s I_s$  : Rigidité des cintres à la flexion avant mise en place.

$E_s I'_s$  : Rigidité des cintres à la flexion après mise en place.

$I_s$  : moment d'inertie de profilé.

### VIII.5.2 Rigidités de la voûte en béton projeté

- **à la compression**

On doit vérifier que :

$$E_b A'_b = \frac{(E_b \times A_b)}{a} = \theta_n \times E_s \times A'_s$$

$E_b A_b$  : Rigidité du béton projeté avant mise en place.

$E_b A'_b$  : Rigidité du béton projeté après mise en place.

$E_b$ : module d'élasticité de béton projeté.

$A_b$  : Section de béton projeté.

$\theta_N$ : Coefficient d'équivalence de l'effort normal.

$A_s$  : Section de profilé en acier.

- **à la flexion :**

On doit vérifier que :

$$E_b I'_b = \frac{(E_b \times I_b)}{a} = \theta_m \times E_s \times I_s$$

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

$\theta_M$  : Coefficient d'équivalence du moment de flexion.

### VIII.5.3 Rigidité du soutènement provisoire soumis aux charges de courte durée

- À la compression

$$E_h A'_h = E_b A'_b + E_s A'_s = E_s A'_s \times (1 + \theta_N)$$

- À la flexion :

$$E_h I'_h = E_b I'_b + E_s I'_s = E_s I'_s \times (1 + \theta_M)$$

### VIII.5.4 Propriétés du béton équivalent (Section homogène)

$$\begin{cases} E_h \times e_h = \Sigma E_i \times A'_i \\ E_h \times e_h = 12 \times \Sigma E_i \times I'_i \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_h = \sqrt{\frac{12 \times \Sigma E_i \times I'_i}{\Sigma E_i \times A'_i}} \\ E_h = \frac{\Sigma E_i \times A'_i}{e_h} \end{cases}$$

### VIII.5.5 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:

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

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

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

On peut procéder aux choix du cintre métallique adéquat par le biais des coefficients de répartition d'efforts normaux et moments fléchissant en cherchant à optimiser notre choix de telle façon à ce que le cintre métallique reprend un pourcentage d'efforts internes plus important que le béton projeté [16].

### - La vérification du béton projeté

La vérification sera faite à l'ELU et à l'ELS, elle sera détaillée dans la partie calcul.

### - Vérification de la résistance du cintre

#### 1)- Au cisaillement

La relation suivante doit être vérifiée

$$\tau < \gamma_f \times \frac{T \times a \times S}{I \times \delta} < \frac{\sigma_e}{1.54}$$

a : distance entre axe des cintres de soutènement.

I : Moment d'inertie par rapport à l'axe x-x.

S : Moment statique de la demi-section par rapport à x-x.

T : Effort tranchant calculé.

$\delta$  : Épaisseur de lame du profilé.

$\gamma_f$  : Coefficient de pondération=4/3 (CM 66).

#### 2)- Vérification d'assemblage des éléments du cintre :

$$T' = n \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{\sigma_e}{1.54}$$

Avec :

n : nombre de boulons.

d : diamètre du boulon.

On doit vérifier que:

$$\bar{P} > P_v \frac{T'}{\gamma_f \times T \times a}$$

## VIII.6 Application numérique

### VIII.6.1 Définition des charges agissant sur le cintre

#### - La charge verticale

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l}$$

Avec :

Q : Poids propre du cintre (négligeable).

$$Q_0 = \left( \sum_{i=1}^n h_i \times \gamma_i + q \right) \times a$$

$$Q_0 = [(19.8 \times 2) + (18.3 \times 8) + (20.5 \times 10) + 40] \times 0.8$$

$$Q_0 = 344.8 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

La charge d'intensité variable :  $\Delta G$

$$\Delta G = \left( \frac{f_k + l_k}{3} \times \gamma_h \right) \times a$$

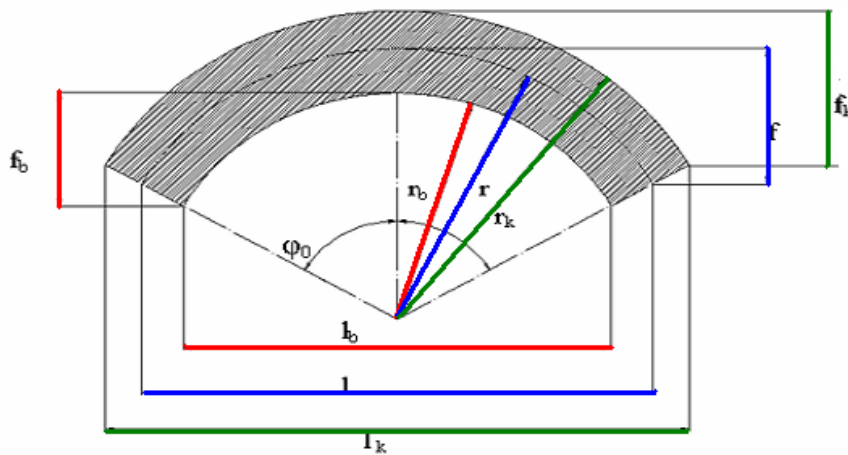


Figure VIII.1 : Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire.

Détermination des différentes dimensions de l'arc :

$$r_k = 5.09 \quad , \quad r = 4.99 \quad , \quad r_b = 4.89$$

$$l_k = 2(r_k \cos 30) = 2(5.09 \times 0.866) = 8.816 \text{ m}$$

$$l = 2(r \cos 30) = 2(4.99 \times 0.866) = 8.643 \text{ m}$$

$$l_b = 2(r_b \cos 30) = 2(4.89 \times 0.866) = 8.469 \text{ m}$$

$$f_k = r_k (1 - \cos 60^\circ) = 5.09 \times (1 - 0.5) = 2.545 \text{ m}$$

$$f = r (1 - \cos 60^\circ) = 4.99 \times (1 - 0.5) = 2.495 \text{ m}$$

$$f_b = r_b (1 - \cos 60^\circ) = 4.89 \times (1 - 0.5) = 2.445 \text{ m}$$

$$\Delta G = \frac{f_k \times l_k}{3} \times \gamma_h \times a = \frac{8.816 \times 2.545}{3} \times 20.5 \times 0.8 = 122.656 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

D'où la charge verticale appliquée sur notre soutènement est :

$$P_v = \frac{((334.8 \times 8.816) + 122.656)}{8.643} = 365.892 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

#### - La charge horizontale

La charge horizontale est calculée selon la formule de Coulomb-Rankine

$$e_0 = \left( \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right) \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \sqrt{tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$e_0 = 431 \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2} \right) - 2 \times 25 \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2} \right)$$

$$e_0 = 217.958 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$e_1 = (H + f) \gamma_h K_a - 2C \sqrt{K_a}$$

$$e_1 = (20 + 2.495) \times 20.5 - 2 \times 25 \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2} \right)$$

$$e_1 = 235.902 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Pour éviter la répartition trapézoïdale des charges, on fait une approximation en admettant que la charge horizontale est uniformément répartie sur le soutènement, on aura donc :

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2}$$

$$e = \frac{217.958 + 235.902}{2}$$

$$e = 226.930 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Cette valeur rapportée à l'extrados nous donne la valeur de la charge horizontale qui est égale à :

$$P_h = e \times \frac{f_k}{f} \times a$$

$$P_h = 226.930 \times \frac{2.545}{2.495} \times 0.8$$

$$P_h = 185.182 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

#### - Réactions d'appuis

Les réactions d'appuis à la naissance seront calculées en fonction du rapport  $f/l$  en utilisant le tableau des coefficients (Tableau VIII.1), on a :

$$\frac{f}{l} = 0.2886 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_m = 0.01010 & \alpha_h = 0.4415 \\ \beta_m = -0.01010 & \beta_h = -0.1749 \end{cases}$$

Les réactions d'appuis seront calculées pour la charge verticale et la charge horizontale :

#### - Sous charges verticales

$$M_v = \alpha_m P_v l^2$$

$$M_v = 0.01010 \times 365.892 \times 8.643^2 = 276.06 \text{ KN.m}$$

$$H_v = \alpha_h P_v l$$

$$H_v = 0.4415 \times 365.892 \times 8.643 = 1396.20 \text{ KN}$$

$$V_v = P_v \frac{l}{2}$$

$$V_v = 365.892 \times \frac{8.643}{2} = 1581.20 \text{ KN}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2}$$

$$N_v = \sqrt{(1396.20)^2 + (1581.20)^2}$$

$$N_v = 2109.399 \text{ KN}$$

#### - Sous charges horizontales

$$M_h = \beta_m P_h l^2$$

$$M_h = -0.01010 \times 185.182 \times 8.643^2$$

$$M_h = -139.717 \text{ KN.m}$$

$$H_h = \beta_h P_h l$$

$$H_h = -0.1749 \times 185.182 \times 8.643$$

$$H_h = -279.932 \text{ KN}$$

$$V_h = 0$$

- Les sollicitations cumulées seront

$$M_f = M_v + M_h$$

$$M_f = 276.06 - 139.717 = 136.343 \text{ KN.m}$$

$$H_f = H_v + H_h$$

$$H_f = 1396.2 - 279.932 = 1116.268 \text{ KN}$$

$$V_f = V_v + V_h$$

$$V_f = 1581.2 + 0 = 1581.2 \text{ KN}$$

$$\text{HEB 320} \rightarrow \begin{cases} A_v = 161 \text{ cm}^2 \\ W_v = 1930 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

$$\sigma_{naissance} = \frac{N_v}{A_v} \pm \frac{M_v}{W_v} < \sigma_e$$

$$\sigma_{naissance} = \frac{2.109399}{161 \times 10^{-4}} + \frac{0.27606}{1930 \times 10^{-6}} = 274.055 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{naissance} = 274.055 \text{ MPa} < 320 \text{ MPa.}$$

### VIII.6.2 Modélisation du soutènement provisoire par le logiciel SAP2000

Le logiciel SAP2000 permet de calculer des structures en béton armé (bâtiment, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...) ainsi que la charpente métallique.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, il calcule le ferrailage ainsi que la vérification des contraintes.

L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

La détermination des sollicitations auxquelles est soumis le soutènement d'un ouvrage souterrain est un problème hyperstatique dont les paramètres suivants peuvent être pris en compte par la méthode des éléments finis :



- La bi ou tridimensionnalité du problème.
- La géométrie de l'excavation
- Les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments du soutènement ainsi que la nature de son contact avec le terrain.
- L'état d'équilibre naturel du milieu (ou état de contrainte initial)
- Les propriétés de déformation du terrain et son hétérogénéité éventuelle.
- Les techniques de réalisation de l'ouvrage, les différentes phases d'exécution des travaux, en particulier la non simultanété de l'excavation et la mise en place du soutènement.
- Enfin l'évolution dans le temps des pressions exercées par le terrain sur le soutènement.

Que le projeteur fasse appel à un logiciel directement ou par l'intermédiaire d'informaticien, il lui incombe dans tous les cas de poser le problème correctement, de modéliser la structure, et de définir les sorties graphiques et les résultats qu'il compte exploiter.

Le calcul sur ordinateur n'est en effet qu'une aide matérielle et ne peut en aucun cas se substituer à la réflexion de l'Ingénieur.

**SAP2000** représente la version la plus sophistiquée et la plus facile à utiliser de la série **SAP** (Logiciels d'Analyse des structures par la méthode des Eléments Finis).

#### - Principe général de la modélisation

La méthode de calcul de structure aux éléments finis utilisée est appliquée sur un modèle tridimensionnel de 0.8 m de longueur (suivant l'axe **Y**), représentant <le soutènement provisoire >.

Les éléments poutres **FRAME** seront axés sur la fibre moyenne du profilé, reliés entre eux par des nœuds rigides. Le béton projeté et le profilé **HEB 300** seront modélisés en section équivalente.

Dans les nœuds des extrémités, nous placerons un encastrement, la réaction du terrain n'est mobilisée que lorsque le sens de la déformée du revêtement met le terrain en butée si bien que la rigidité des ressorts est nulle dans le sens de l'excavation.

La réaction du terrain n'est mobilisée que lorsque le sens de la déformée du revêtement met le terrain en butée, c'est dans cette zone qu'on va assigner les réactions élastiques du terrain.

- **Les conditions aux limites**
- **En clé de voûte :**

Le nœud en clé de voûte peut se déplacer librement dans le sens vertical et horizontal.

- **Au pied de cintre :**

Les nœuds situés en pieds de maillage sont supposés parfaitement encastrés

### VIII.6.3 Vérification du soutènement provisoire

Données HEB300 : voir figure ci-contre (dimensions en cm)

$$I_x = 25166 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 149 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 1680 \text{ cm}^3$$

$$E_s = 2.1 \times 10^8 \text{ MPa}$$

$$a = 0.8 \text{ m (espacement entre cintres).}$$

Données Béton projeté :

$$E_b = 3700 \times \sqrt[3]{(f_{c28})} = 10818.86 \text{ MPa (charges de courte durée)}$$

$$V = 0.2$$

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

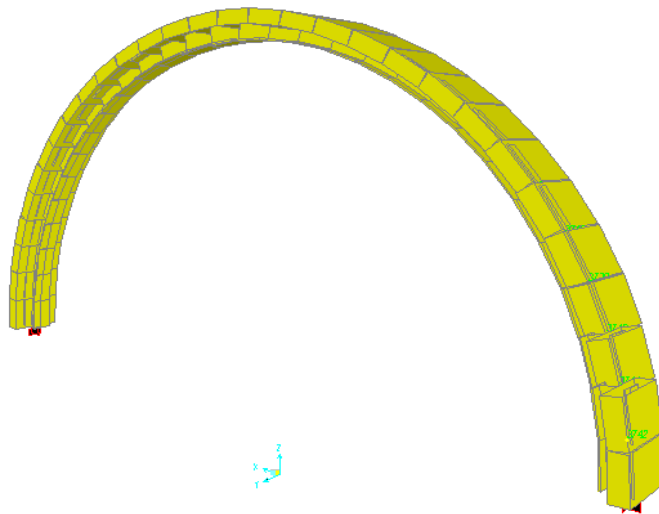
$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

- **Chargement appliqué sur la structure :**

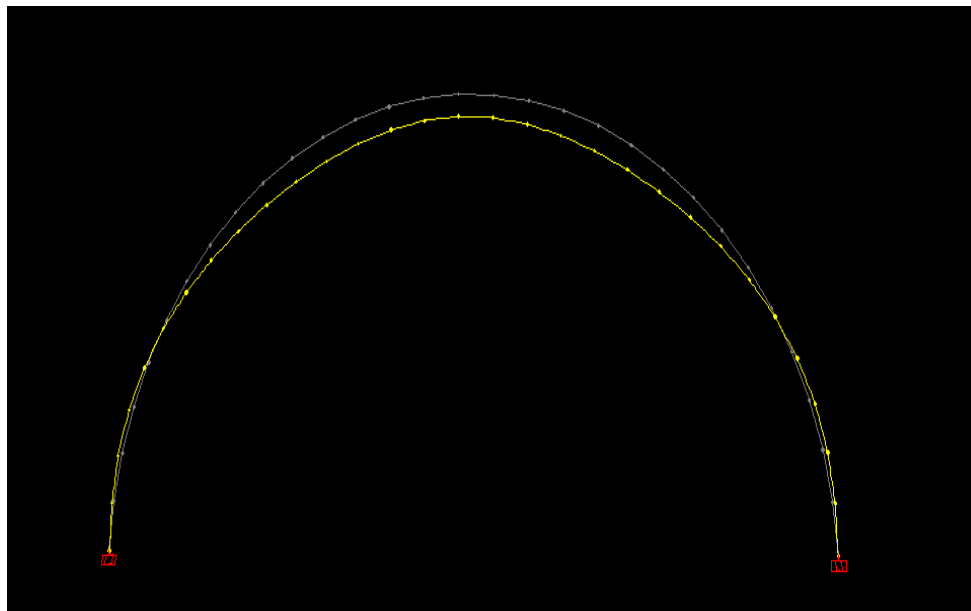
On a pris en considération les charges verticales et horizontales agissant sur le soutènement  $P_v$  et  $P_h$  qui sont déjà calculés au début de ce chapitre tel que :

$$P_v = 365.892 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

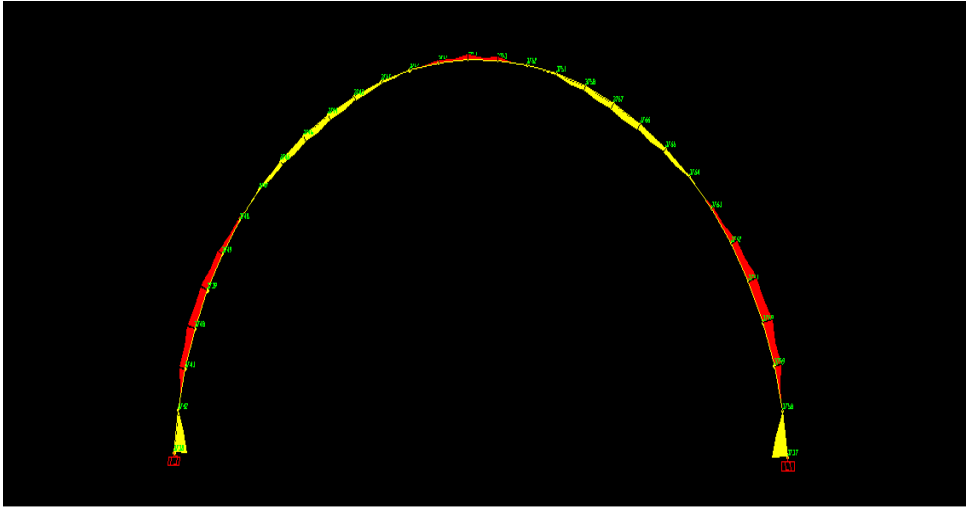
$$P_h = 185.182 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$



**Figure VIII.2 : Modélisation en éléments FRAME**

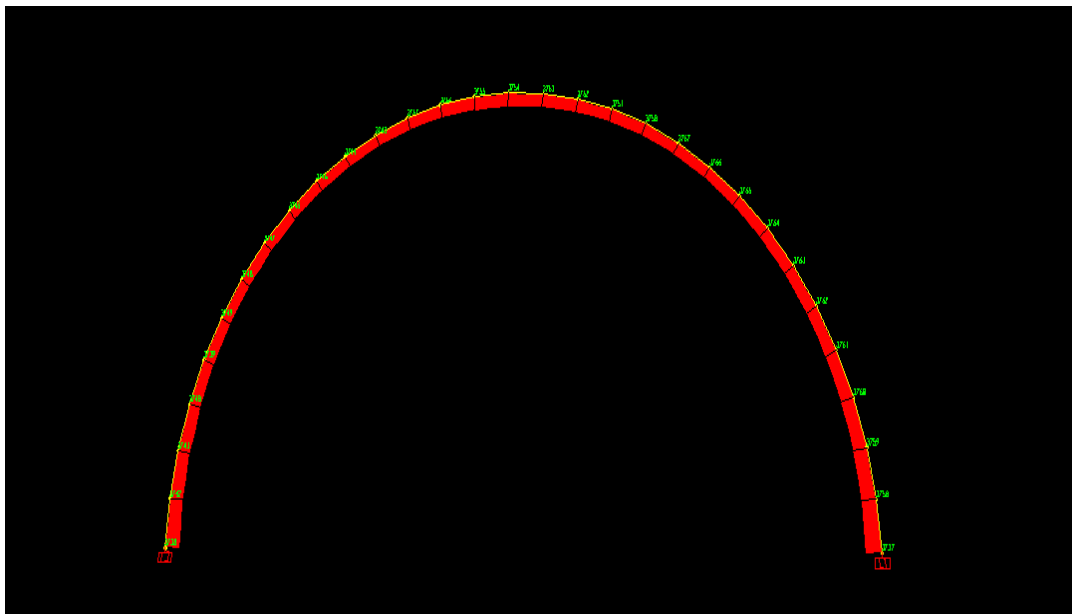


**Figure VIII.3 : Déformation causée par la combinaison de charges (verticales et horizontales)**



**Figure VIII.4 : Diagramme du moment fléchissant**

La couleur jaune désigne un moment fléchissant positif, tandis que la couleur rouge désigne un moment fléchissant négatif.



**Figure VIII.5 : Diagramme de l'effort normal**

La couleur rouge désigne l'effort normal de compression.

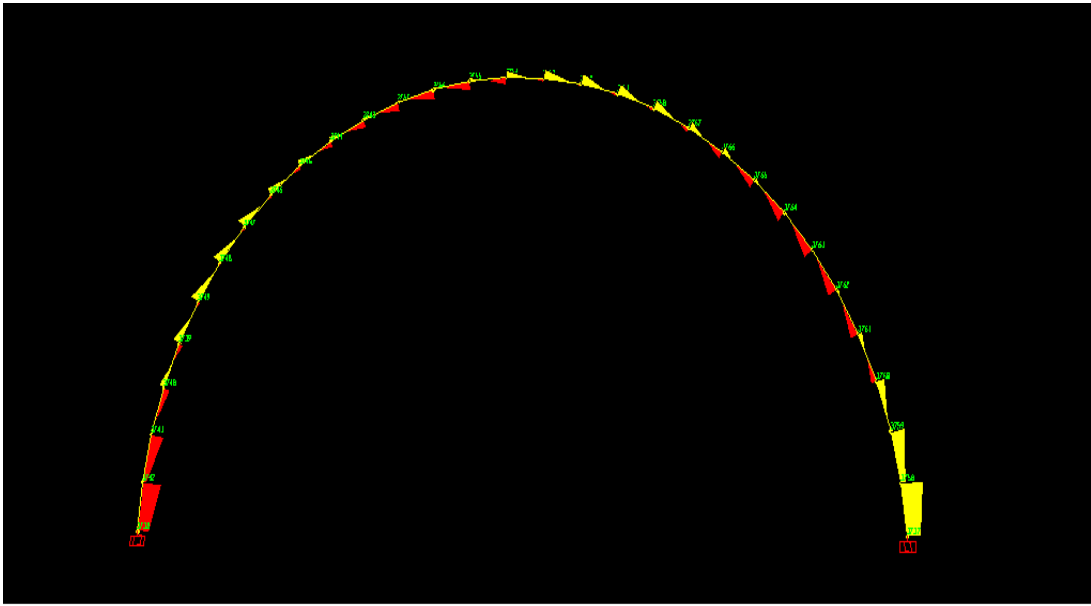


Figure VIII.6 : Diagramme de l'effort tranchant

La couleur jaune désigne un effort tranchant positif, tandis que la couleur rouge désigne un effort tranchant négatif.

Nous obtenons les résultats suivant :

- **Répartition des efforts sur les éléments de soutènement :**

- **Dans le cintre HEB 300 :**

- **Rigidité à la compression :**

$$E_s \times A'_s = \frac{(E_s \times A_s)}{a} \rightarrow E_s \times A'_s = \frac{149 \times 10^{-4} \times 2.1 \times 10^8}{0.8} = 3.911 \times 10^6 \text{ KN}$$

- **Rigidité à la flexion :**

$$E_s \times I'_s = \frac{(E_s \times I_s)}{a} = \frac{2.1 \times 10^8 \times 25166 \times 10^{-8}}{0.8} = 6.606 \times 10^4 \text{ KN.m}^2$$

- **Dans le Béton projeté :**

- **Rigidité à la compression :**

$$E_b \times A'_b = \frac{E_b \times A_b}{a} = \frac{E_b \times (ae)}{a} = eE_b = \theta_n \times E_s \times A'_s$$

$$\theta_n = \frac{E_b \times e}{E_s \times A'_s}$$

$$\theta_n = \frac{10818.86 \times 10^3 \times 0.2}{3.911 \times 10^6} = 0.553$$

$$\theta_n = 0.553$$

**- Rigidité à la flexion :**

$$E_b \times I'_b = \frac{(E_b \times I_b)}{a}$$

$$E_b \times I'_b = \frac{E_b \times \frac{ae^3}{12}}{a} \rightarrow E_b \times I'_b = \frac{E_b \times e^3}{12}$$

$$E_b \times I'_b = \theta_m E_s \times I'_s \rightarrow \theta_m = \frac{E_b \times I'_b}{E_s \times I'_s} = \frac{E_b e^3}{12 \times E_s \times I'_s}$$

$$\theta_m = \frac{10818.86 \times 10^3 \times 0.2^3}{12 \times 6.606 \times 10^4}$$

$$\theta_m = 0.109$$

**- Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement**

Donc :

$$M_s = \frac{3}{3+\theta_m} M \quad N_s = \frac{3}{3+\theta_n} N \quad T_s = \frac{3}{3+\theta_n} T \quad (\text{Dans le cintre})$$

$$M_b = \frac{\theta_m}{3+\theta_m} M \quad N_b = \frac{\theta_n}{3+\theta_n} N \quad T_b = \frac{\theta_n}{3+\theta_n} T \quad (\text{Dans le béton projeté})$$

**- Le moment maximum dans le cintre et l'effort normal correspondant**

$$M = -80.463 \text{ KN.m} \quad \rightarrow N = -1832.971 \text{ KN}$$

**• Vérification dans le cintre HEB 300 :**

$$M_s^{\max} = \frac{3}{3+\theta_m} M = \frac{3}{3+0.109} (-80.463) \rightarrow M_s^{\max} = -77.642 \text{ KN.m}$$

$$N_s^{\max} = \frac{3}{3+\theta_n} N = \frac{3}{3+0.553} (-1832.971) \rightarrow N_s^{\max} = -1547.682 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \gamma_f \left( \frac{N_s}{A_{\text{HEB300}}} \pm \frac{M_s}{W_{\text{HEB300}}} \right) < \sigma_s$$

Avec :  $\gamma_f = \frac{4}{3}$  Coefficient de pondération (CM66)

Fibre comprimée :

$$\sigma_s = 1.33 \left( -\frac{1.547682}{149 \times 10^{-4}} + \frac{-0.077642}{1680 \times 10^{-6}} \right) = -199.615 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = |-199.615| \text{ MPa} < \sigma_e = 300 \text{ MPa}$  Vérifiée.

Fibre tendue :

$$\sigma_s = 1.33 \left( -\frac{1.547682}{149 \times 10^{-4}} - \frac{-0.077642}{1680 \times 10^{-6}} \right) = -76.683 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = |-76.682| \text{ MPa} < \sigma_e = 300 \text{ MPa}$  Vérifiée.

- **Vérification du béton projeté :**

La vérification sera faite à l'ELU et à l'ELS. Nous calculerons d'abord l'inertie et la section équivalente béton projeté/treillis soudé :

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

$$A_{\text{equ}} = b \times h + 15 \times A_s$$

h : L'épaisseur de la section de béton projeté.

b : Largeur de la section de béton projeté.

d : Distance entre l'axe neutre du treillis soudé et la fibre extrême du béton projeté égale à 16cm.

$A_s$  :  $5 \phi 8 = 2.512 \text{ cm}^2$  (section d'acier en treillis soudé  $15 \times 15 \text{ cm}^2$ , pour un espacement de cintre de 0.8 mètre)

$$I_{\text{equ}} = \frac{0.8 \times 0.2^3}{12} + 15 \times 2.512 \times 10^{-4} \left( \frac{0.2}{2} - 0.18 \right)^2 = 5.574 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A_{\text{equ}} = 0.8 \times 0.2 + 15 \times 2.512 \times 10^{-4} = 0.163768 \text{ m}^2$$

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

$\gamma_b = 1.35$  (Coefficient de pondération **BAEL**)

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{bu}}{1.5} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_b = \frac{\theta_m}{3+\theta_m} M = \frac{0.109}{3+0.109} (-80.463) \rightarrow M_b = -2.821 \text{ KN.m}$$

$$N_b = \frac{\theta_n}{3+\theta_n} N = \frac{0.553}{3+0.553} (-1832.271) \rightarrow N_b = -285.180 \text{ KN}$$

- **ELU :**

**Fibre comprimée :**

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A} \pm \frac{M_b}{W} \right) < f_{bu}$$

$$\sigma_b = 1.35 \times \left( \frac{-0.285180}{0.2 \times 0.8} + \frac{-0.002821}{0.006} \right) = -3.041 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = |-3.041| \text{ MPa} < f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

**Fibre tendue :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{300}{1.15} = 260.869 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.35 \times \left( \frac{-0.285180}{0.2 \times 0.8} - \frac{-0.002821}{0.006} \right) = -1.716 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = |-1.716| \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 260.869 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

- **ELS :(Fissuration préjudiciable) :**

**Fibre comprimée :**

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A} \pm \frac{M_b}{W} \right) < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.35 \times \left( \frac{-0.285180}{0.2 \times 0.8} + \frac{-0.002821}{0.006} \right) = -3.041 \text{ MPa}$$



$$\sigma_b = |-3.041| \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

### **Fibre tendue :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{c28}}\right) = 200 \text{ MPa} \quad (\eta = 1.6 \text{ Pour HA})$$

$$\sigma_b = 1.35 \times \left( \frac{-0.285180}{0.2 \times 0.8} - \frac{-0.002821}{0.006} \right) = -1.716 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = |-1.716| \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

### **- Le moment et l'effort au niveau de l'encastrement**

$$M_{\text{max}} = 121.84 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{max}} = -2189.673 \text{ KN}$$

- **Vérification dans le cintre HEB 300 :**

$$M_s^{\text{max}} = \frac{3}{3 + \theta_m} M = \frac{3}{3 + 0.109} (121.84) = 117.568 \text{ KN.m}$$

$$N_s^{\text{max}} = \frac{3}{3 + \theta_n} N = \frac{3}{3 + 0.553} (-2189.673) = -1848.865 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \gamma_f \left( \frac{N_s}{A_{\text{HEB300}}} \pm \frac{M_s}{W_{\text{HEB300}}} \right) < \sigma_s$$

Avec :  $\gamma_f = \frac{4}{3}$  Coefficient de pondération

### **Fibre comprimée :**

$$\sigma_s = 1.33 \times \left( -\frac{1.848865}{149 \times 10^{-4}} + \frac{0.117568}{1680 \times 10^{-6}} \right) = -71.958 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = |-71.958| \text{MPa} < \sigma_e = 300 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

**Fibre tendue :**

$$\sigma_s = 1.33 \times \left( -\frac{1.848865}{149 \times 10^{-4}} - \frac{0.117568}{1680 \times 10^{-6}} \right) = -258.107 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = |-258.107| \text{ MPa} < \sigma_e = 300 \text{ MPa} \text{ Vérifiée.}$$

- **Vérification du béton projeté :**

Le calcul sera identique pour les inerties et les sections que précédemment.

La vérification sera faite à l'**ELU** et l'**ELS**. Nous calculerons d'abord l'inertie et la section équivalente béton projeté/treillis soudé :

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

$$A_{\text{equ}} = b \times h + 15 \times A_s$$

h : L'épaisseur de la section de béton projeté.

b : Largeur de la section de béton projeté.

d : Distance entre l'axe neutre du treillis soudé et la fibre extrême du béton projeté égale à 16cm.

$A_s$  :  $5 \phi 8 = 2.512 \text{ cm}^2$  (section d'acier en treillis soudé  $15 \times 15 \text{ cm}^2$ , pour un espacement de cintre de 0.8 mètre).

$$I_{\text{equ}} = \frac{0.8 \times 0.2^3}{12} + 15 \times 2.512 \times 10^{-4} \left( \frac{0.2}{2} - 0.18 \right)^2 = 5.574 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A_{\text{equ}} = 0.8 \times 0.2 + 15 \times 2.512 \times 10^{-4} = 0.163768 \text{ m}^2$$

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

$$\gamma_b = 1.35 \text{ (Coefficient de pondération BAEL)}$$

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{bu}}{1.5} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_b = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} M = \frac{0.109}{3 + 0.109} (121.84) \rightarrow M_b = 4.272 \text{ KN.m}$$

$$N_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} N = \frac{0.553}{3 + 0.553} (-2189.673) \rightarrow N_b = -340.808 \text{ KN}$$

- **ELU :**

**Fibre comprimée :**

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A} \pm \frac{M_b}{W} \right) < f_{bu}$$

$$\sigma_b = 1.35 \times \left( \frac{-0.340808}{0.2 \times 0.8} + \frac{0.004272}{0.006} \right) = -1.914 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = |-1.914| \text{ MPa} < f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

**Fibre tendue :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{300}{1.15} = 260.869 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.35 \times \left( \frac{-0.340808}{0.163768} - \frac{0.004272}{0.006} \right) = -3.770 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = |-3.770| \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 260.869 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

- **ELS :(Fissuration préjudiciable) :**

**Fibre comprimée :**

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A} \pm \frac{M_b}{W} \right) < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.35 \times \left( \frac{-0.340808}{0.2 \times 0.8} + \frac{0.004272}{0.006} \right) = -1.914 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = |-1.914| \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

**Fibre tendue :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{c28}}\right) = 200 \text{ MPa} \quad (\eta = 1.6 \text{ Pour HA})$$

$$\sigma_b = 1.35 \times \left( \frac{-0.340808}{0.163768} - \frac{0.004272}{0.006} \right) = -3.770 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = |-3.770| \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

### VIII.6.3.1 Vérification au cisaillement

- **Vérification du cintre au cisaillement :**

$$\tau = \gamma_f \times \frac{(T_s^{\max} \times S \times a)}{I_x \times \delta} < \frac{\sigma_e}{1.54}$$

$I_x$  : Moment d'inertie du profile.

$S$  : Moment statique de la demi-section suivant x.

$\delta$  : Epaisseur de lame du profile.

$$T_s^{\max} = \frac{3}{3 + \theta_n} T = \frac{3}{3 + 0.553} (273.327)$$

$$T_s^{\max} = 230.786 \text{ KN}$$

Moment statique de la demi-section suivant x :

$$S_{xx} = A_1 y_1 + A_2 y_2$$

$$A_1 = 1.1 \times 13.1 = 14.41 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 30 \times 1.9 = 57 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = 6.55 \text{ cm}$$

$$y_2 = 14.05 \text{ cm}$$

$$S_{xx} = (14.41 \times 6.55) + (57 \times 14.05)$$

$$S_{xx} = 895.2355 \text{ cm}^3$$

- Figure explicative pour le calcul du moment statique de la demi-section suivant x :

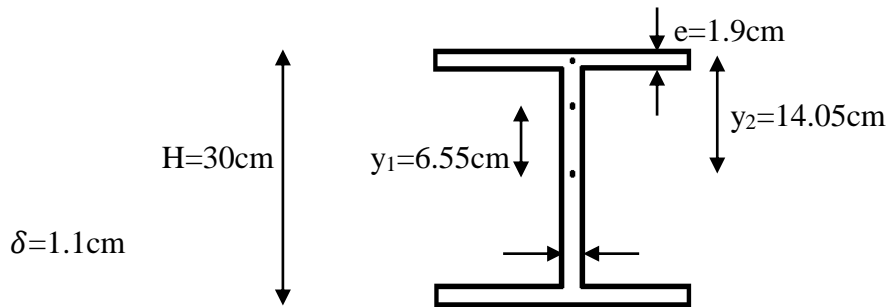


Figure VIII.7 : Calcul du moment statique de la demi-section suivant x

$$\rightarrow \tau = \frac{4}{3} \times \left( \frac{0.230789 \times 895.2355 \times 10^{-6} \times 0.8}{25166 \times 10^{-8} \times 0.011} \right) = 79.611 \text{ MPa}$$

$$\tau = 79.611 \text{ MPa} < \frac{\sigma_e}{1.54} = 194.805 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

• **Vérification du béton projeté au cisaillement :**

$$\tau = \frac{T_b^{\max}}{a \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

a : entre axe des cintres

$$d = \frac{9}{10}h = 0.18 \text{ m} \quad (\text{Hauteur utile de la section})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5 \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$T_b^{\max} = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} T = \frac{0.553}{3 + 0.553} (273.327)$$

$$T_b^{\max} = 42.542 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{0.042542}{0.8 \times 0.18} = 0.295 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

### VIII.6.3.2 Vérification des assemblages

Afin de faciliter la mise en place des profilés, les cintres seront composés de plusieurs éléments assemblés entre eux, (assemblage boulonné).

L'assemblage sera vérifié avec les sollicitations maximales obtenues dans le cintre.

Données :

On disposait des boulons de classe 8.8 $\phi$ 30

$$A_r = 581 \text{ mm}^2 \quad (\text{Section de la partie filetée}).$$

$$\sigma_{eb} = 660 \text{ MPa} \quad (\text{Limite d'élasticité des boulons}).$$

$$T_b \leq T_a = 1.1 \times \varphi \times (N_0 - N_N)$$

$\varphi = 0.3$  : Coefficient de frottement pour une surface simplement brossée.

$$N_0 = 0.8 \times \sigma_{eb} \times A_r$$

$$N_0 = 0.8 \times 660 \times 10^3 \times 581 \times 10^{-6}$$

$$N_0 = 306.768 \text{ KN}$$

$$N_N = \frac{N_s^{max}}{n} = \frac{1848.865}{8} = 231.108 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement dû à  $T_s^{max}$  exercé sur chaque boulon :

$$T_b = \frac{T_s^{max}}{n} = \frac{230.786}{8} = 28.848 \text{ KN}$$

$$T_b = 28.848 < T_a = 1.1 \times 0.3 \times (306.768 - 231.108)$$

$$T_b = 28.848 \text{ KN} < T_a = 24.968 \text{ KN} \quad \text{Non vérifiée.}$$

Les boulons de classe 8.8 $\phi$ 30 n'ont pas vérifié les conditions d'assemblage, d'où la nécessité de les changer. On adoptera des boulons de classe 8.8 $\phi$ 33 pour une nouvelle vérification.

$$A_r = 694 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{eb} = 660 \text{ MPa}$$

$$T_b \leq T_a = 1.1 \times \varphi \times (N_0 - N_N)$$

$\varphi = 0.3$  : Coefficient de frottement pour une surface simplement brossée.

$$N_0 = 0.8 \times \sigma_{eb} \times A_r$$

$$N_0 = 0.8 \times 660 \times 10^3 \times 694 \times 10^{-6}$$

$$N_0 = 366.432 \text{ KN}$$

$$N_N = \frac{N_s^{max}}{n} = \frac{1848.865}{8} = 231.108 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement dû à  $T_s^{max}$  exercé sur chaque boulon :

$$T_b = \frac{T_s^{max}}{n} = \frac{230.786}{8} = 28.848 \text{ KN}$$

$$T_b = 28.848 < T_a = 1.1 \times 0.3 \times (366.432 - 231.108)$$

$$T_b = 28.848 \text{ KN} < T_a = 44.657 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

## VIII.7 CONCLUSION

La conception du soutènement a une influence directe sur l'importance et la répartition des efforts qu'il devra supporter. Notre soutènement provisoire est constitué de cintre HEB300 et d'une couche de béton projeté d'épaisseur 20cm. Les calculs ont montré qu'il est adéquat.

Dans l'obligation d'avoir un ouvrage durable et résistant, on doit ajouter à ce soutènement provisoire un revêtement définitif capable de nous garantir une durabilité pérenne.

---

# **Chapitre IX : Calcul du revêtement définitif**

---



## IX.1 INTRODUCTION

Les méthodes modernes de soutènement assurent, en général, la stabilité définitive de l'excavation dans les massifs rocheux. Néanmoins, il existe des terrains qui continuent à évoluer dans le temps, soit par gonflement, soit par fluage de certains minéraux, soit par consolidation des argiles. Un revêtement définitif est alors nécessaire pour assurer un confinement pérenne de ces terrains. Son dimensionnement tient compte de ces phénomènes différés.

Les revêtements assurent également, en cas de besoin, d'autres fonctions, telles que la conservation du soutènement à long terme et l'étanchéité de l'ouvrage.

## IX.2 REGLE DE CONCEPTION DU REVETEMENT

La recherche d'un profil en travers adapté se doit d'abord de prendre en compte les exigences fonctionnelles et les besoins à satisfaire en termes d'espace nécessaire à la circulation et à l'exploitation de l'ouvrage ; cela se traduit par une limite imposée à la position de l'intrados du revêtement. Une fois cette exigence de base satisfaite, la forme et l'épaisseur du revêtement seront conçues dans le respect d'un certain nombre de règles de l'art, puis validées au besoin par un calcul détaillé.

Il existe plusieurs règles de conception du revêtement dont les principales sont :

- Assurer la continuité du contact entre le terrain et le revêtement (uniformisation de la distribution des charges s'appliquant sur le revêtement).
- Une flexibilité relative terrain/revêtement suffisamment élevée pour que l'interaction entre ces deux éléments entraîne bien la redistribution des charges.
- Se rapprocher de la forme circulaire et adopter en tout point une géométrie qui ne concentre pas les efforts.
- Une fermeture de la section par un radier contre-voûté dans le cas des roches évolutives et poussantes, et dans les terrains meubles.
- Il est généralement recommandé en l'absence d'étanchéité à l'extrados, de respecter une longueur maximale de plot de béton n'excédant pas les 8 mètres.

Le calcul du revêtement définitif de notre tunnel comportera une étude dynamique, on retiendra ainsi les sollicitations obtenues du cas le plus défavorable pour le calcul du ferrailage.

### IX.3 Méthode de calcul du revêtement provisoire

Le calcul du revêtement sera effectué avec la méthode des réactions hyperstatiques.

#### - Principe de la méthode

Cette méthode étudie le comportement du revêtement sous l'action de charges extérieures.

On distingue alors des charges dites actives qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (charges et surcharges intérieures ou extérieures, poussées du terrain) et des charges dites passives qui sont les réactions hyperstatiques dépendant de la déformation (sont classiquement les réactions de butée du terrain).

Ainsi le sol sera matérialisé par des ressorts en élasticité correspond aux modules de déformation du terrain.

Le module de réaction du sol sera défini par la formule suivante [18]:

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{E_M} \left[ \frac{(\alpha \times a)}{2} + 0.133(9a)^\alpha \right]$$

Avec :  $E_M$  : Module pressiométrique qui dépend de la nature du terrain.

$$E_M = \alpha \times E$$

$\alpha$  : Coefficient rhéologique qui dépend de la nature du terrain.

Pour des sols sur consolidés, le coefficient  $\alpha$  est égal à 1

Pour des sols normalement consolidés, le coefficient  $\alpha$  est égal à  $\frac{2}{3}$

$a$  : paramètre dépendant de la géométrie de l'ouvrage.

$$a = \begin{cases} m & \text{Pour } K_h \\ b & \text{Pour } K_v \end{cases}$$

$K_v$  : Composante verticale de  $K$ .

$K_h$  : Composante horizontale de  $K$ .

$b$  : Ouverture de l'excavation.

$m$  : Hauteur de l'excavation.

#### - Module de réaction élastique vertical

Le module de réaction élastique vertical du terrain est donné par la formule :

$$\frac{1}{K_v} = \frac{1}{E_M} \left[ \frac{(\alpha \times a)}{2} + 0.133(9a)^\alpha \right]$$

Bien que les marnes semblent sur-consolidées, on prendra  $\alpha = \frac{2}{3}$ , pour se placer dans le cas défavorable.

Avec :  $E = 55 \text{ MPa}$  (Module de déformation des Marnes)  $\rightarrow E_m = 36.67 \text{ MPa}$

$a = b = 10.18 \text{ m}$ . (Ouverture de la galerie).

$$\frac{1}{K_V} = \frac{1}{36.67 \times 10^3} \left[ \frac{\frac{2}{3} \times 10.18}{2} + 0.133(9 \times 10.18)^{\frac{2}{3}} \right] \rightarrow K_V = 6015.096 \text{ KN/m}^2$$

Le module calculé ci-dessus est un module linéique, la raideur des appuis élastiques à prendre en compte dans le calcul est en fonction de la longueur de la structure affectée à cet appui.

Le module de réaction vertical linéique est égal à :  $K_V = 6015.096 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$ .

#### - Module de réaction élastique horizontal

Le module de réaction élastique horizontal du terrain est donné par la formule :

Avec  $a = m = 8.97 \text{ m}$ . (Hauteur du cintre)

$$\frac{1}{K_h} = \frac{1}{36.67 \times 10^3} \left[ \frac{\frac{2}{3} \times 8.97}{2} + 0.133(9 \times 8.97)^{\frac{2}{3}} \right] \rightarrow K_h = 6698.544 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Le module de réaction horizontal linéique est égal à :  $K_h = 6698.544 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$ .

## IX.4 Etude statique

### IX.4.1 Calcul des charges agissant sur le revêtement définitif

De même que pour le soutènement provisoire, on adoptera la méthode de THERZAGHI pour déterminer les charges agissant sur le revêtement.

La largeur de la voûte de décharge B est calculée en fonction des caractéristiques mécaniques des couches :

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

$$B = 9.58 + 2 \times 7.97 \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2} \right)$$

$$B = 21.87 \text{ m}$$

- **Détermination de la charge verticale**

En prenant le coefficient de poussée active égale à 1, On a :

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

**Couche 1 :**

$$C = 32.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}; \quad \varphi = 13.8^\circ; \quad \gamma_h = 19.8 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}; \quad H = 2\text{m}$$

$$\sigma_{v1} = \frac{(21.87 \times 19.8 - 2 \times 32.5)}{2 \times \operatorname{tg} 13.8} \left[ 1 - e^{\left( \frac{-2 \times 2 \times \operatorname{tg} 13.8}{21.87} \right)} \right] + 40 \times e^{\left( \frac{-2 \times 20 \times \operatorname{tg} 13.8}{21.87} \right)}$$

$$\sigma_{v1} = 71.28 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

**Couche 2 :**

$$C = 24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}; \quad \varphi = 13.5^\circ; \quad \gamma_h = 18.3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}; \quad H = 8\text{m}$$

$$\sigma_{v2} = \frac{(21.87 \times 18.3 - 2 \times 24)}{2 \times \operatorname{tg} 13.5} \left[ 1 - e^{\left( \frac{-2 \times 8 \times \operatorname{tg} 13.5}{21.87} \right)} \right] + 71.28 \times e^{\left( \frac{-2 \times 20 \times \operatorname{tg} 13.5}{21.87} \right)}$$

$$\sigma_{v2} = 178.01 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

**Couche 3 :**

$$C = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}; \quad \varphi = 14.7^\circ; \quad \gamma_h = 20.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}; \quad H = 10\text{m}$$

$$\sigma_{v3} = \frac{(21.87 \times 20.5 - 2 \times 25)}{2 \times \operatorname{tg} 14.7} \left[ 1 - e^{\left( \frac{-2 \times 10 \times \operatorname{tg} 14.7}{21.87} \right)} \right] + 178.01 \times e^{\left( \frac{-2 \times 20 \times \operatorname{tg} 14.7}{21.87} \right)}$$

$$\sigma_{v3} = 302.18 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

- **Détermination des charges horizontales**

Application de la méthode de **Coulomb-Rankine**

**Au niveau de la calotte :****Couche 3 :**

$$C = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} ; \varphi = 14.7^\circ ; \gamma_h = 20.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} ; H = 10\text{m}$$

$$\sigma_{h1} = K_0 \sigma_v$$

Avec :

$$K_0 = (1 - \sin\varphi) X_1 X_2 X_3$$

$$X_1 = 0.70 ; X_2 = 1.00 ; X_3 = 0.70$$

$$K_0 = (1 - \sin 14.7) \times 0.70 \times 1.00 \times 0.70$$

$$K_0 = 0.366$$

D'où :

$$\sigma_{h1} = 0.366 \times 302.18$$

$$\sigma_{h1} = 110.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**Au niveau du radier :**

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

$$\sigma_{h2} = m \times \gamma \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - C \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 7.97 \times 20.5 \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2} \right) - 25 \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 77.94 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Donc :

$$\sigma_h = 110.5 + 77.94$$

$$\sigma_h = 188.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- **Calcul de la pression active agissant au niveau du radier**

On va calculer les pressions agissant au niveau du radier en appliquant la méthode de TSIMBARIEVITH.

- Poussée des terres :

$$\sigma_v = \sum \gamma_i \times h_i + q$$

$$\sigma_v = (19.8 \times 2 + 18.3 \times 8 + 20.5 \times 10) + 40$$

$$\sigma_v = 431 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

- Coefficient de poussée :

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

$$K_a = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2} \right)$$

$$K_a = 0.5952$$

- Coefficient de butée :

$$K_p = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_p = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{14.7}{2} \right)$$

$$K_p = 1.68$$

- Profondeur Z où  $e_a = e_p$  :

$$Z = \frac{PK_a - 2C(\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}{\gamma \times (K_p - K_a)}$$

$$Z = \frac{431 \times 0.5952 - 2 \times 25(\sqrt{1.68} - \sqrt{0.5952})}{20.5 \times (1.68 - 0.5952)}$$

$$Z = 10.356\text{m}$$

- La résultante des efforts agissant en direction de l'excavation sera :

$$E = E_a + E_p = \frac{\gamma Z}{2} (Z + 2H) \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{\gamma Z^2}{2} \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$E = \frac{20.5 \times 10.356}{2} (10.356 + 2 \times 20) \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2} \right) - \frac{20.5 \times 10.356^2}{2} \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{14.7}{2} \right)$$

$$E = 1.334 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

- Pression des terres au repos  $P_0$

$$P_0 = \frac{2E}{\cos\varphi} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$P_0 = \frac{2 \times 1.334}{\cos 14.7} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2}\right)$$

$$P_0 = 1.022 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$Y = \frac{Z}{\text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

$$Y = \frac{10.356}{\text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14.7}{2}\right)}$$

$$Y = 13.423\text{m}$$

**La contrainte provoquée sous le radier est égale à**

$$\sigma = \frac{P_0}{Y}$$

$$\sigma = \frac{1022}{13.423}$$

$$\sigma = 76.659 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

**Vérification au non soulèvement**

$$\frac{P}{Y} \leq \left[\frac{4C}{(1 - \sin\varphi)}\right](2 + \sin\varphi) \cos\varphi$$

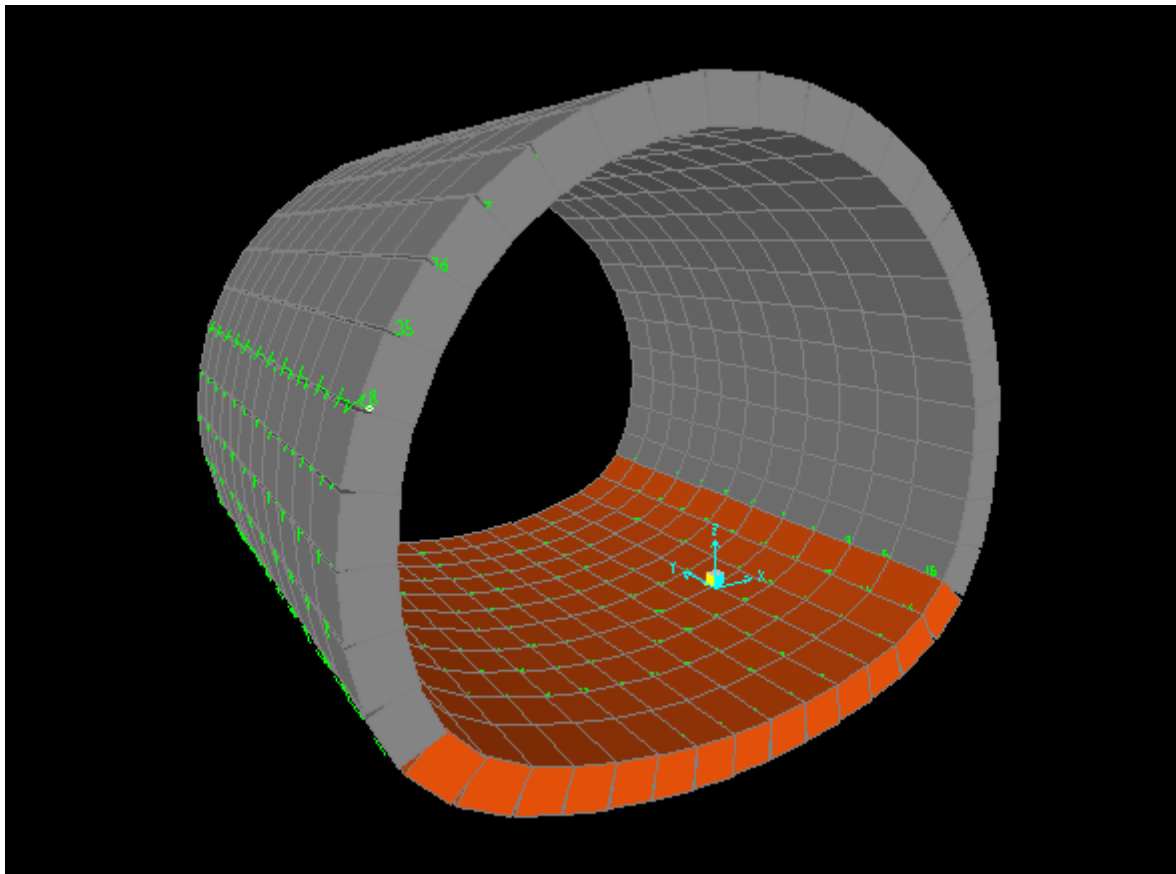
$$\frac{1022}{13.423} \leq \left[\frac{4 \times 25}{(1 - \sin 14.7)}\right](2 + \sin 14.7) \cos 14.7$$

$$76.659 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq 292.128 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

La condition de non soulèvement est vérifiée.

**Récapitulatif :****Tableau IX.1 : Tableau récapitulatif du chargement agissant sur le revêtement définitif (Cas statique)**

Chargement actif agissant sur le revêtement définitif			
Au niveau de la calotte		Au niveau du radier	
Verticale	Horizontale	Verticale	Horizontale
$\sigma_v = 302.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$\sigma_h = 110.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$\sigma_v = 76.659 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$\sigma_h = 188.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

**IX.4.2 Détermination des sollicitations avec SAP2000****Figure IX.1 : Vue en 3D du tunnel**



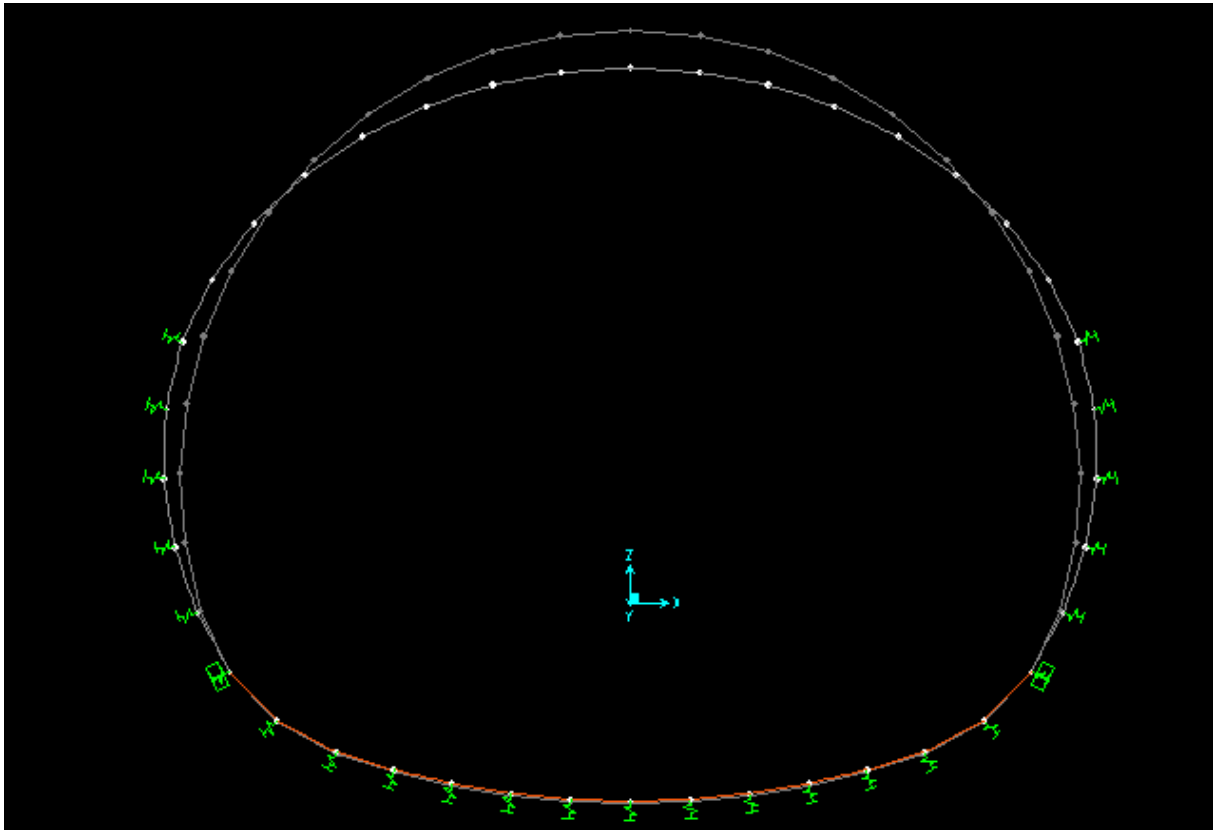


Figure IX.2 : Déformation du revêtement

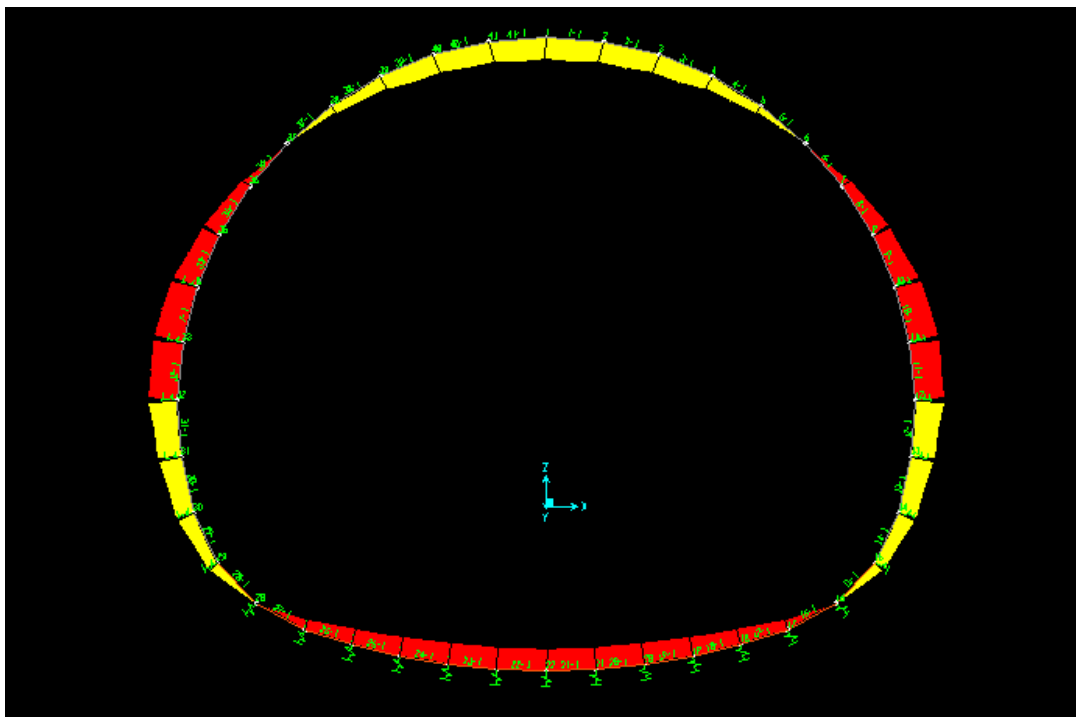
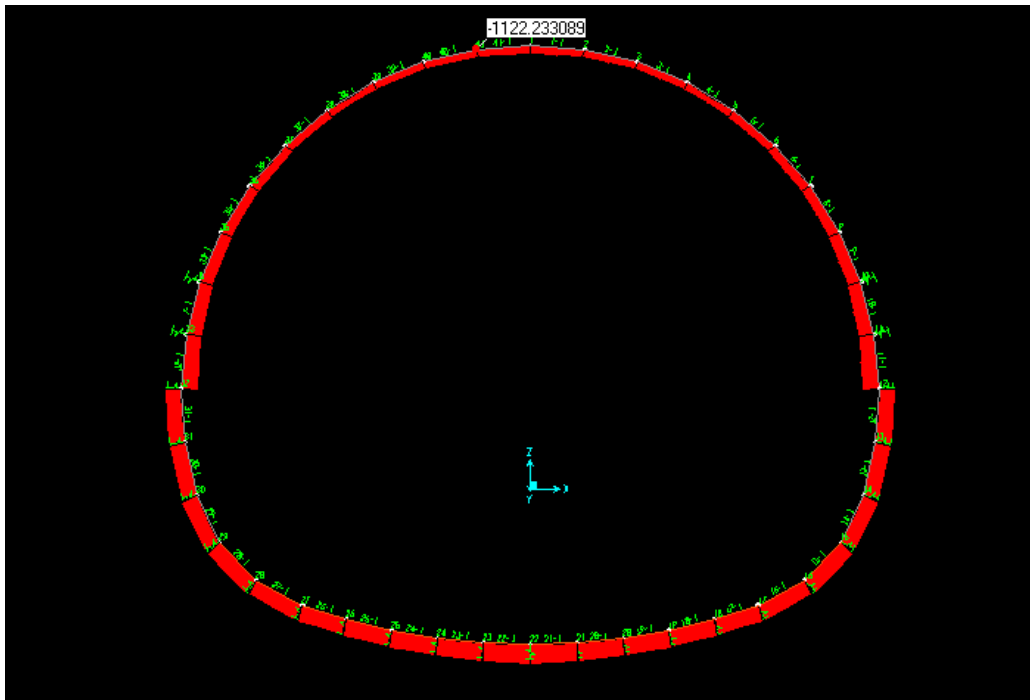


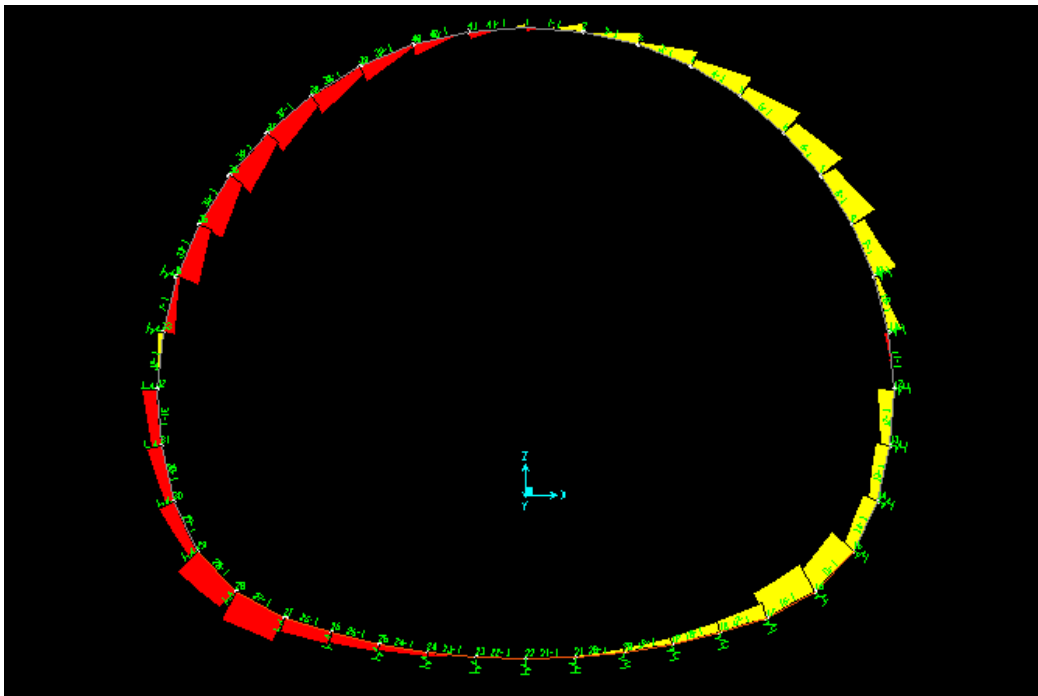
Figure IX.3 : Diagramme des moments

La couleur jaune désigne un moment fléchissant positif, tandis que la couleur rouge désigne un moment fléchissant négatif.



**Figure IX.4 : Diagramme de l'effort normal**

La couleur rouge désigne l'effort normal de compression.



**Figure IX.5 : Diagramme de L'effort tranchant**

La couleur jaune désigne un effort tranchant positif, tandis que la couleur rouge désigne un effort tranchant négatif.

Tableau IX.2 : Efforts internes dans le revêtement définitif (Cas statique)

Elément de revêtement		Moment Fléchissant KN. m	Effort Normal KN	Effort Tranchant KN
Voute	$M_{\max}$	-443.075	-2122.185	-397.61
	$N_{\max}$	-86.444	-2612.619	
Piédroit	$M_{\max}$	303.00	-3129.33	-360.36
	$N_{\max}$			
Radier	$M_{\max}$	-303.00	-470.04	166.387
	$N_{\max}$	90.933	-1147.343	

## IX.5 ETUDE DYNAMIQUE

### IX.5.1 Action sismique le long de l'axe du tunnel

L'action sismique le long de l'axe du tunnel est déterminée à partir des déplacements en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel.

#### Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel

La figure ci-dessous représente les déplacements du terrain en champ libre et en milieu infini selon l'axe du tunnel générés par une onde de cisaillement sinusoïdale caractérisée par sa longueur d'onde  $L$ , son amplitude en déplacement  $D_0$  et son angle d'incidence  $\theta$  par rapport au tunnel.

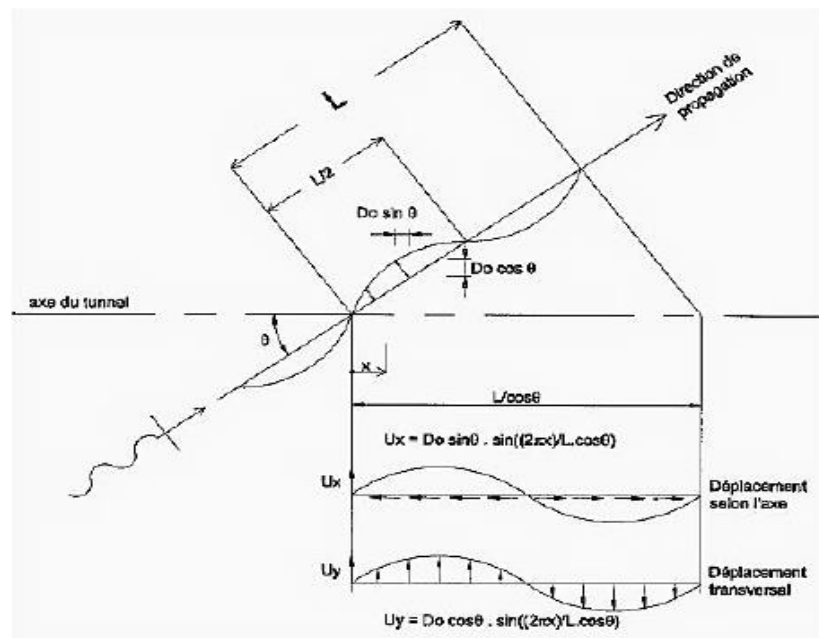


Figure IX.6 : Déplacement du terrain en champ libre [RPOA08]

- **Déplacement axial (longitudinal)**

Il est donné par l'expression suivante :

$$U_l(x) = D_0 \sin \theta \sin\left(\frac{2\pi x}{L}\right) \cos \theta \quad \text{Eq. (IX. 1)}$$

Avec :

$D_0$  : L'amplitude en déplacement tel que :

$$D_0 = A \cdot g \cdot D \quad \text{Eq. (IX. 2)}$$

$g$  : L'accélération de la pesanteur  $g = 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$

La longueur d'onde est donnée par l'équation suivante :

$$L = \frac{C}{f} \quad \text{Eq. (IX. 3)}$$

Où :

$f$  : Fréquence fondamentale du mouvement,

$C$  : vitesse apparente de propagation d'onde tel que :

$$C = \min \left[ 10^3 \frac{\text{m}}{\text{s}}, V_s \right]$$

Après dérivation de l'Eq. (IX.1), l'expression de la déformation axiale de la ligne matérialisant le tunnel est de la forme :

$$\varepsilon(x) = \frac{V_0}{C} \sin \theta \cos \theta \cos\left(\frac{2\pi x}{L}\right) \cos \theta \quad \text{Eq. (IX. 4)}$$

- **Déplacement transversal**

Donné par :

$$U(x) = D_0 \cos \theta \sin\left(\frac{2\pi x}{L}\right) \cos \theta \quad \text{Eq. (IX. 5)}$$

La courbure de la ligne matérialisant le tunnel est donnée par :

$$\frac{1}{r}(x) = \frac{A_0}{C^2} \cos^3 \theta \sin\left(\frac{2\pi x}{L}\right) \cos \theta \quad \text{Eq. (IX. 6)}$$

$A_0$  : étant l'accélération particulière au niveau de l'axe du tunnel.

Dans le cas où les mouvements en surface sont connus, il conviendra de tenir compte de la profondeur de l'axe du tunnel

L'amplitude  $D_0$  ainsi que la vitesse  $V_0$  et l'accélération  $A_0$  au niveau de l'axe du tunnel, peuvent être déterminées à partir d'un calcul de réponse en champ libre en fonction de la sollicitation sismique et des caractéristiques géodynamiques des formations géologiques.

Avec :

$$V_0 = 2\pi f D_0 \quad \text{Eq. (IX. 7)}$$

$$A_0 = A \times g \quad \text{Eq. (IX. 8)}$$

### IX.5.2 Sollicitations induites sur le tunnel

On calculera les sollicitations induites sur le tunnel :

#### a) Sans prise en compte de l'interaction sol-structure

On admet dans ce cas que la déformation de l'ouvrage est identique à celle du terrain encaissant et par conséquent, peut être estimée directement à partir des formules donnant la déformation en champ libre.

Pour une section courante (éventuellement fissurée), caractérisée par son aire, son inertie et un module caractérisant le matériau constitutif de l'ouvrage :

#### - Moment de flexion

Pour  $x=L$  :

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} EI D_0 \cos^3 \theta \quad \text{Eq. (IX. 9)}$$

Le moment est maximal pour  $x = L/4$  et  $\theta = 0$  :

$$M_{\max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EI D_0 \quad \text{Eq. (IX. 10)}$$

#### - Effort tranchant

$$T = \frac{2\pi \cos \theta}{L} M \quad \text{Eq; (IX. 11)}$$

#### - Effort normal

$$N = \frac{2\pi}{L} ES D_0 \sin \theta \cos \theta \quad \text{Eq. (IX. 12)}$$

N est maximum pour  $x=0$  et  $\theta = \pi/4$  :

$$N_{\max} = \frac{2\pi}{L} ES D_0 \quad \text{Eq. (IX. 13)}$$

Avec :

$$L = T \times V_s \quad \text{Eq. (IX. 14)}$$

L : Longueur d'onde

T : la période

$V_s$  : vitesse de l'onde sismique

### b) Prise en compte de l'interaction sol-structure

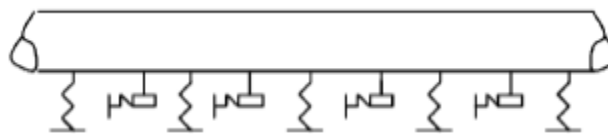
L'interaction sol-structure est caractérisée par un coefficient de raideur longitudinal du terrain  $K_1$  et un coefficient de raideur transversal  $K_t$  [24]

On admet que :  $K_1 = K_t = G$

Avec :

G : Le module de cisaillement du sol

La détermination des sollicitations le long de l'axe du tunnel en fonction des caractéristiques de l'onde sismique revient à l'étude d'une poutre continue sur appuis élastiques.



**Figure IX.7 : Schématisation de l'interaction sol-structure [RPOA08]**

#### - Moment de flexion

$$M_{\max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EI D_0 \frac{K_t}{EI \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_t} \quad \text{Eq. (IX. 15)}$$

#### - Effort tranchant

$$T_{\max} = \frac{2\pi}{L} M_{\max} \quad \text{Eq. (IX. 16)}$$

## - Effort normal

$$N_{\max} = \frac{\pi}{L} ES D_0 \frac{K_1}{ES \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_1} \quad \text{Eq. (IX. 17)}$$

Avec :

$$G_{\text{stat}} = \frac{E_s}{2(1 + \nu)} \quad \text{Eq. (IX. 18)}$$

## - Calcul des efforts internes

## Données de calcul

D'après Eq.(IX.8) :

$$A_0 = A \times g = 0.3 \times 9.81 \rightarrow A_0 = 2.943 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$f = \frac{A_0}{4\pi^2 D_0} = \frac{2.943}{4\pi^2 0.206}$$

$$f = 0.361 \text{ Hz}$$

Tableau IX.3 : Paramètres du site

C m/s	E KN/m <sup>2</sup>	V <sub>s</sub> m/s	T (s)	G <sub>stat</sub> 10 <sup>7</sup> KN/m	G <sub>dyn</sub> 10 <sup>4</sup> KN/m	R (m)	r (m)	D <sub>0</sub>
400	3.10 <sup>7</sup>	400	2.77	1.7	3.28	4.86	4.46	0.206

$$S = \pi(R^2 - r^2) \rightarrow S = \pi(4.86^2 - 4.46^2) \rightarrow S = 11.71 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{\pi}{4}(R^4 - r^4) \rightarrow I = \frac{\pi}{4}(4.86^4 - 4.46^4) \rightarrow I = 127.33 \text{ m}^4$$

$$EA = 351300 \times 10^3 \text{ KN}; \quad EI = 3819900 \times 10^3 \text{ KN.m}^2$$

## - Sans prise en compte de l'interaction sol-structure

Tableau IX.4 : Valeurs de M, N et T sans interaction sol-structure

M [KN.m]	T [KN]	N [KN]
486.32	403.45	2327.89

- **Prise en compte de l'interaction sol-structure**

**Tableau IX.5 : Valeurs de M, N et T avec interaction sol-structure**

M [KN.m]	T [KN]	N [KN]
519.23	470.29	3088.3

## IX.6 Ferrailage des différents éléments du revêtement

En utilisant les règles du BAEL, le ferrailage est donné pour 1m de revêtement dans le sens longitudinal du tunnel :

**Tableau IX.6 : Ferrailage longitudinal dans le cas statique**

Elément revêtement	de	Section (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
Voûte	Sup	6.9	6 T 14
	Inf	22.071	6T20+3T14
Piédroit	Sup	6.9	6T14
	Inf	19.010	6T20+2T12
Radier	Sup	15.307	6T20
	Inf	8.4	6T14

### IX.6.1 Ferrailage transversal

- **Vérification du cisaillement**

La fissuration étant préjudiciable, d'après le BAEL on a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \quad \text{Pour une disposition des armatures à } 90^\circ$$

$$\min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = \min \left( 0.15 \times \frac{30}{1.5} ; 4 \text{MPa} \right)$$

$$\min (3 \text{MPa} ; 4 \text{MPa}) = 3 \text{MPa} \quad \rightarrow \bar{\tau} = 3 \text{MPa}$$



On prend :

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

**Tableau IX.7 : Calcul de l'effort tranchant**

Elément revêtement	du	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$S_t$ (cm)
Voûte		0.839	3	20
Piédroit		0.759	3	20
Radier		0.36	3	20

On remarque que :

$\tau_u < \bar{\tau}$  est vérifiée pour tous les éléments du revêtement.

#### IX.6.1.1 Calcul du ferrailage transversal

On a :

$$\tau_0 = 0.3 \times f_{tj} \times k$$

Avec :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$K = 0 \quad (\text{fissuration très préjudiciable})$$

$$A_t = \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 S_t$$

- Pour la voûte :

$$A_t = \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 S_t = 0.428 \text{ cm}^2$$

- Pour le piédroit :

$$A_t = \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 S_t = 0.387 \text{ cm}^2$$

- Pour le radier :

$$A_t = \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 S_t = 0.184 \text{ cm}^2$$

La section d'acier est tellement petite qu'il n'y a pas nécessité de ferrailleur le revêtement à l'effort tranchant le béton seul peut répondre l'effort tranchant, on adoptera des cadres de  $\phi 8$  comme armature de montage espacée de 20 cm.

### IX.6.2 Armature de répartition

Nous disposerons des armatures de répartition parallèlement à l'axe du tunnel telles que :

$$A_r = \frac{A_t}{4}$$

$$A_r = \frac{22.071}{4}$$

$$A_r = 5.51 \text{ cm}^2$$

### IX.7 Schémas de ferrailrages du revêtement

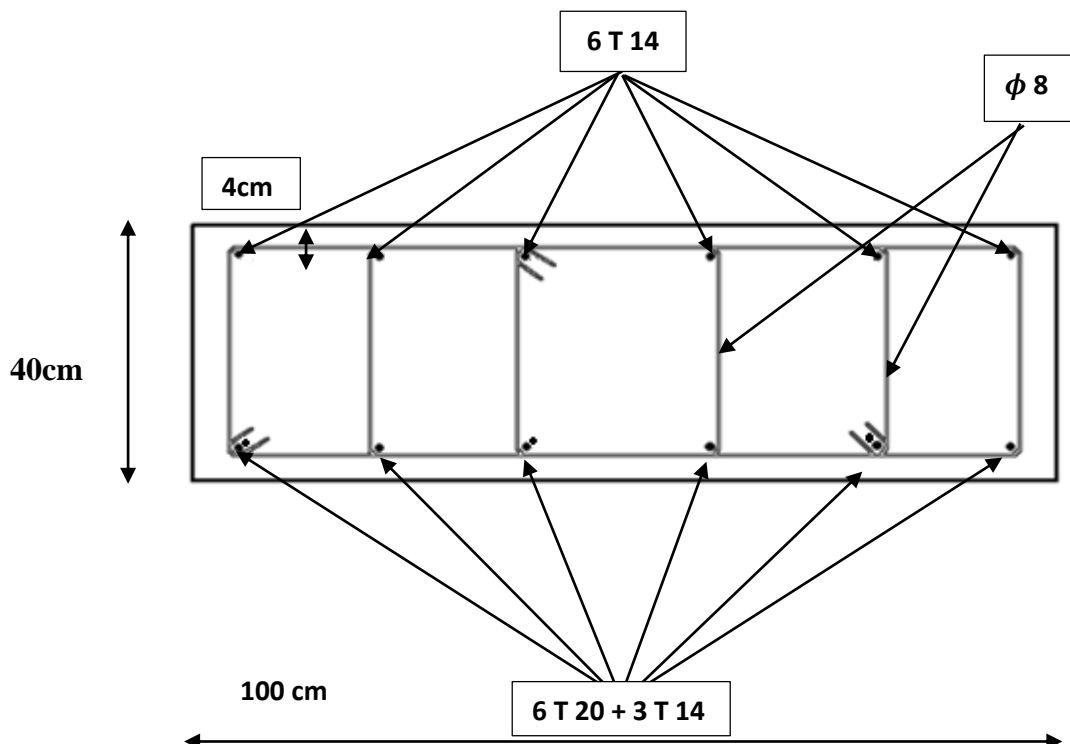


Figure IX.8 : Ferrailage de la voûte

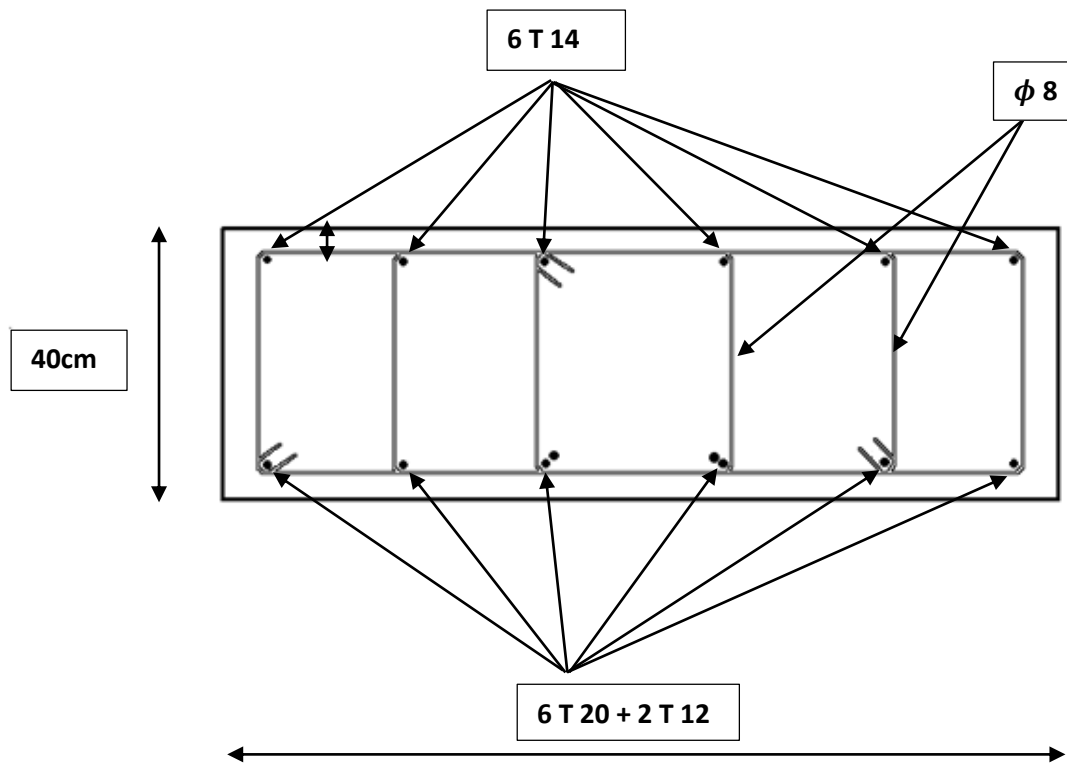


Figure IX.9 : Ferrailage du piédroit

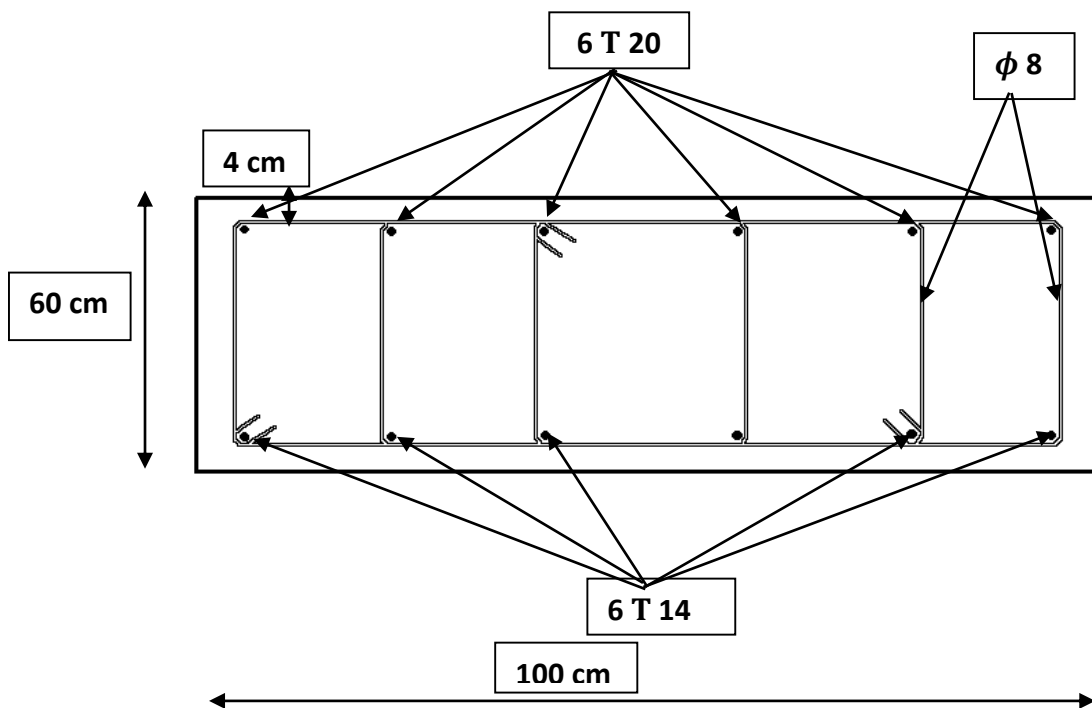


Figure IX.10 : Ferrailage du radier

## IX.8 CONCLUSION

La modélisation du revêtement nous a permis de déterminer ses sollicitations ainsi que son ferrailage.

Ce chapitre a comporté aussi une étude dynamique afin d'évaluer les efforts internes dans le revêtement lors de séismes suivant les règles du RPOA.

Après avoir fini la conception de notre ouvrage, on va faire une évaluation du tassement qui va se créer en surface pour voir son impact sur le bâtiment R+3 qui s'y trouve et sur ses fondations.

---

# **Chapitre X : Tassement**

---

## X.1 Introduction

Le creusement des tunnels peu profonds provoque des déformations en surface du massif de sols ou de roches qui les accueille. Ces déformations sont surtout représentées par des tassements, qui ne sont pas uniformes mais se concentrent à l'aplomb du souterrain sous la forme d'une cuvette. Le problème est particulièrement sensible dans les villes, où ces tassements affectent toutes les composantes du tissu urbain, qu'il s'agisse des bâtiments, des ouvrages d'art, des voiries ou des réseaux. En profondeur, d'autres ouvrages peuvent se trouver dans la zone d'influence du tunnel en construction : des tunnels, notamment quand on construit des tunnels jumeaux, où le second interagit avec le premier, mais plus généralement des ouvrages souterrains (galeries, collecteurs, etc.) et enfin des fondations profondes, qui n'ont pas forcément été prévues pour résister au creusement d'un tunnel dans leur voisinage.

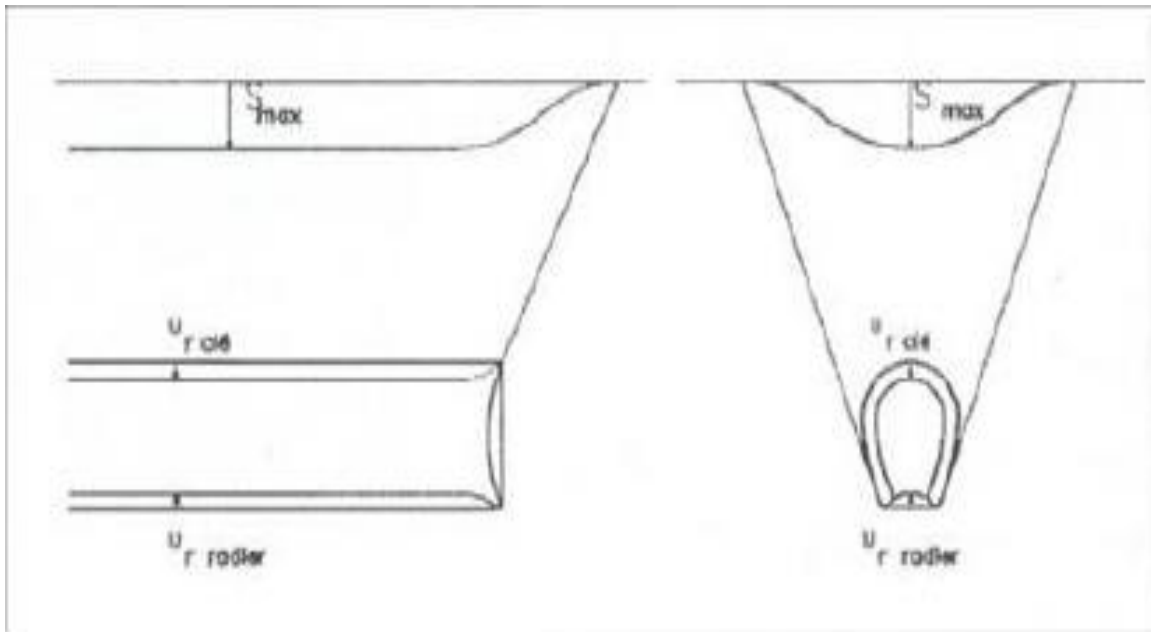
Quelle que soit la technique de creusement utilisée, il se produit des déplacements autour de l'excavation qui se propagent dans le massif et peuvent atteindre la surface. Ces déplacements selon leur amplitude, leur extension, leur direction et leur vitesse de propagation peuvent causer des désordres dans le bâti situé dans l'environnement du tunnel.

On peut considérer trois grandes classes de dommages : architecturaux, esthétiques uniquement ; fonctionnels qui affectent l'usage ; structuraux qui affectent la stabilité.

Il faut avoir une attention particulière à ce qui est tolérable en fonction du caractère de la zone et la sensibilité des habitations ou d'ouvrages particuliers (réservoirs, bâtiments classés). Les réseaux enterrés sont aussi à surveiller et doivent rester opérationnels, Les grands ouvrages auront des valeurs de mouvements admissibles déterminées avant le creusement.

## X.2 Tassement de surface

Dans le cas des sols fins, la modification du champ des pressions interstitielles peut induire des déplacements différés car des phénomènes de consolidation peuvent être engendrés par le creusement de l'ouvrage.



**Figure X.1 : Déplacement du contour de l'excavation**

L'amplitude, l'orientation et la localisation des déplacements des points du massif autour du tunnel dépendent des caractéristiques mécaniques des terrains, des contraintes géostatistiques, des surcharges de surface, des conditions hydrauliques et des méthodes d'excavation et de soutènement. L'environnement en surface va ressentir la modification due au creusement sous son emprise de manière différente selon sa géométrie, son mode de construction, l'état de sa structure et la proximité du creusement.

Les tassements dépendent également des conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques. Toutefois, un projet à faible profondeur est souvent plus préjudiciable et doit être l'objet de précautions plus grandes.

Ainsi, en cas de mauvais confinement des parois, les déplacements aux contours de l'excavation peuvent entraîner la création d'une zone de rupture en arrière du front ; si ce dernier n'est pas confiné de manière adéquate, cette zone peut se développer dès l'avant du front.

La connaissance des risques de rupture au front de taille apporte donc également des informations utiles à l'évaluation du potentiel de tassement, dans la mesure où les venues de terrain au front constituent une des sources principales de tassement et qu'elles se produiront d'autant plus facilement que les conditions de stabilité seront mauvaises.

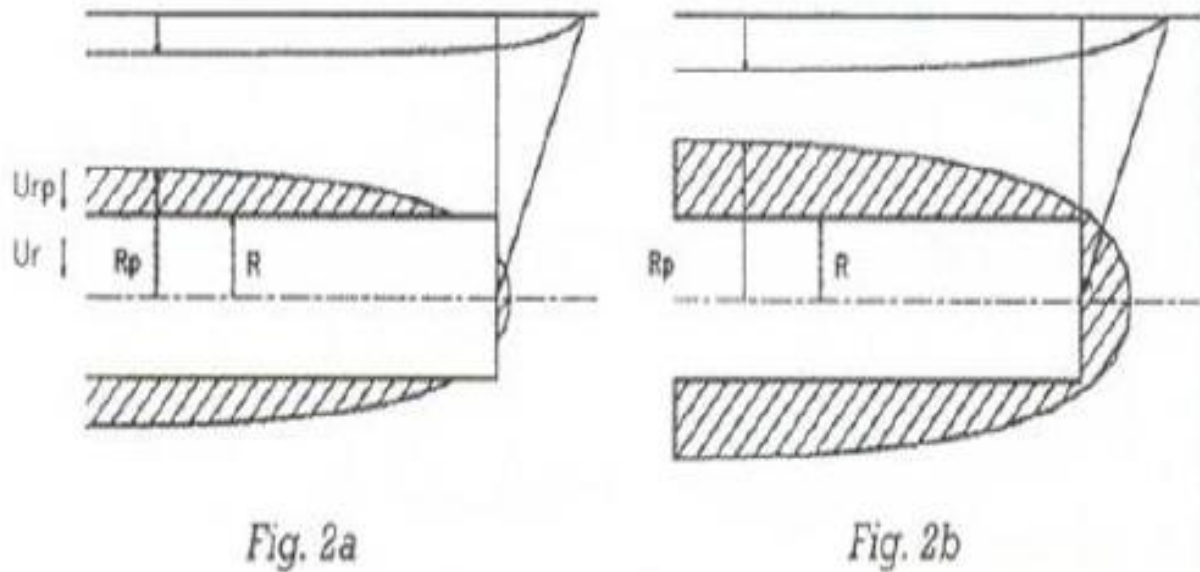


Figure X.2 : Zone de rupture avant et arrière du front

### X.3 Critère d'estimation du tassement

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

- évaluation des pertes de volume générées par le creusement du tunnel (pertes dues à l'extrusion du front de taille, à la convergence des parois, à un mauvais remplissage du vide annulaire derrière la jupe d'un tunnelier),
- évaluation de la part de ces pertes se répercutant en surface, (en cas de tunnel à faible profondeur, on fait généralement l'hypothèse d'une transmission intégrale du volume perdu en surface en considérant le terrain comme incompressible (mieux vérifié en terrain argileux et de couverture faible),
- choix de la forme de la cuvette de tassement (bien approchée par une courbe de Gauss), détermination de sa largeur à partir des caractéristiques géométriques du tunnel (dimension, profondeur) et de la nature du terrain,
- calcul de la profondeur de cette cuvette pour retrouver en surface un volume égal à celui des pertes prises en compte.

Il peut être intéressant de partir de ce qui est admissible en surface pour remonter à la perte de volume que l'on peut accepter au droit de l'excavation.



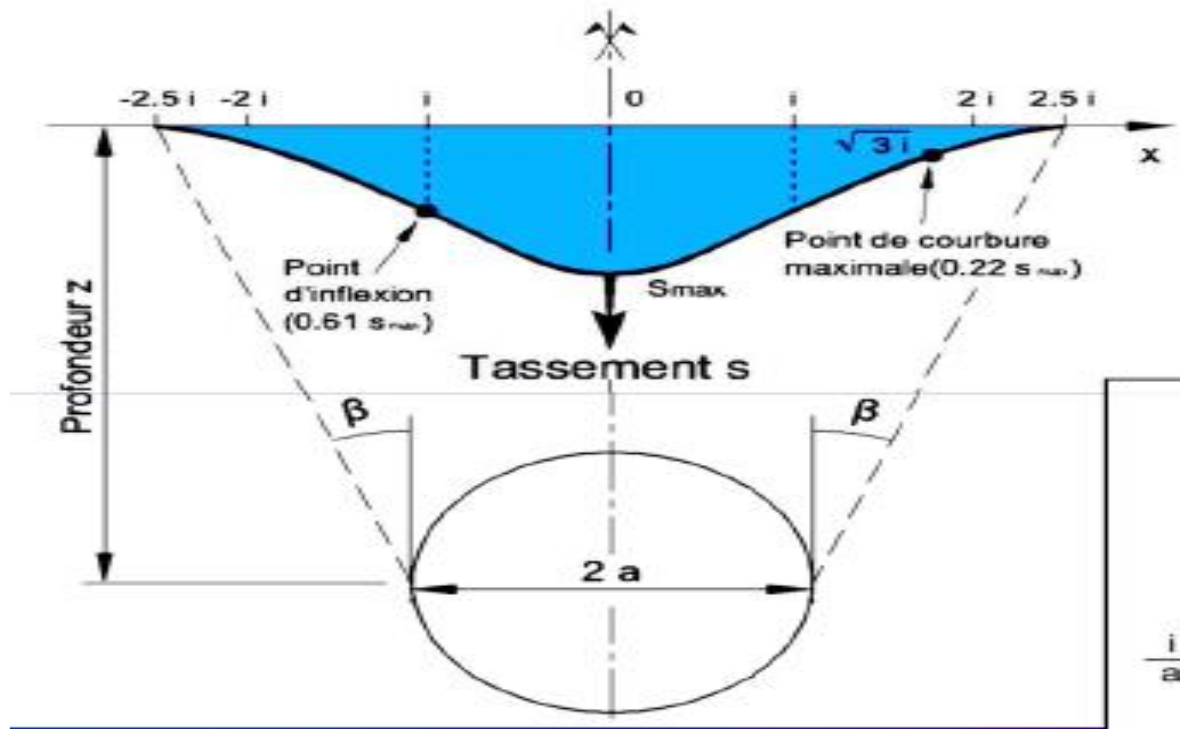
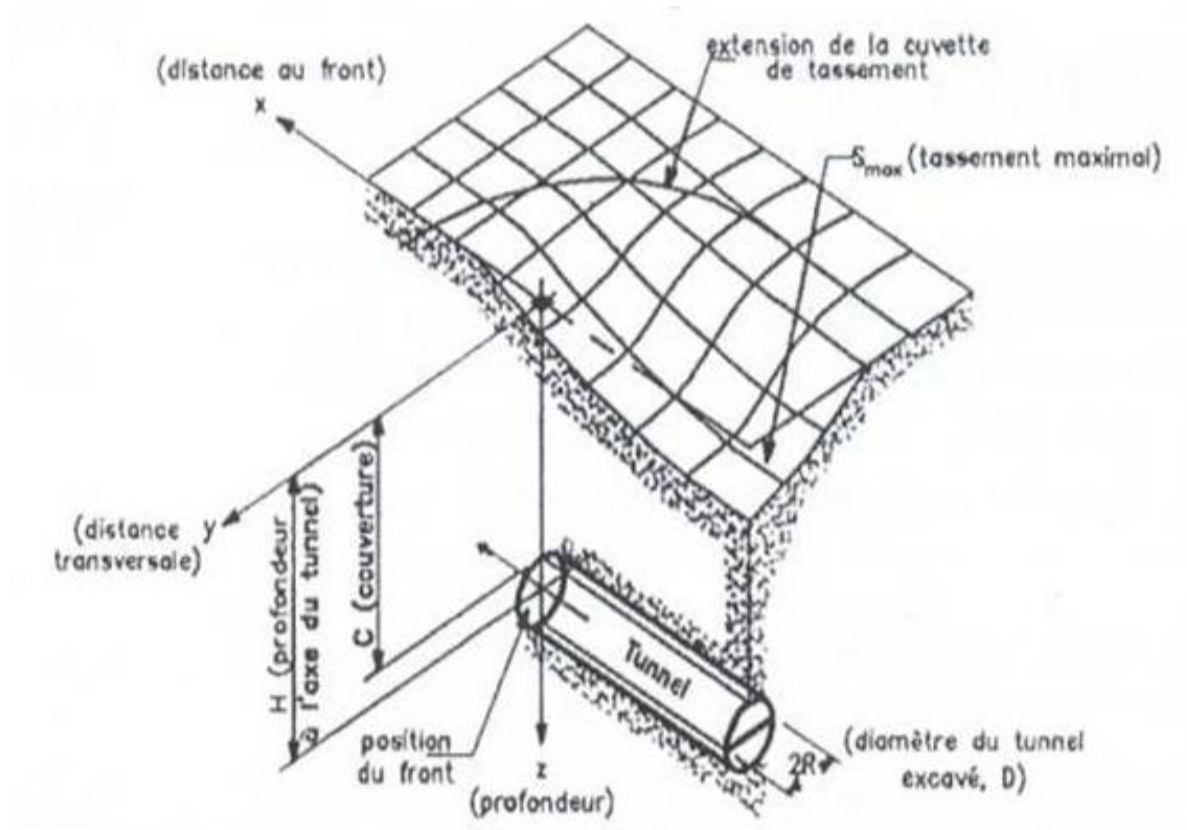


Figure X.3 : Cuvette transversale de tassement idéalisée

### X.3.1 Cas des travaux réalisés en creusement séquentiel

Pour les travaux réalisés en creusement séquentiel, il y a quatre sources majeures de tassements : liés à la tenue du front de taille, liés à la nature du soutènement et aux conditions de sa mise en œuvre, ceux liés au phasage de réalisation de la section du tunnel et ceux liés au revêtement définitif.



**Figure X.4 : Cuvette de tassement tridimensionnelle**

### X.3.1.1 Influence de la tenue du front

La maîtrise de la stabilité du front est essentielle ainsi que les développements présentés sur la tenue du front de taille montrent clairement le lien direct qui existe entre le degré de contrôle de la tenue du front et l'apparition des tassements en avant de l'excavation.

### X.3.1.2 Influence du soutènement

Le choix de la nature d'un soutènement est un des résultats importants des études d'exécution du projet. Il nécessite de réaliser un compromis entre les impératifs théoriques du dimensionnement et ceux imposés par les études de méthodes. Il se traduit par la fixation de deux paramètres :

- La raideur nominale du soutènement qui doit tenir compte de sa capacité mécanique et de son mode de pose, en particulier son calage
- Le délai de pose, celui-ci dépendant notamment de la distance de pose derrière le front de taille.

C'est la combinaison de ces deux paramètres qui définit la capacité globale du soutènement à s'opposer à la convergence du terrain et donc à limiter les tassements induits en surface. Une fois définie cette capacité théorique, encore convient-il de s'assurer que les conditions réelles de mise en œuvre sur chantier permettent de l'obtenir.

### X.3.1.3 Influence du phasage des travaux

Le phasage des travaux peut influencer fortement sur les déformations du massif :

- au front, en fonction de la surface de ce dernier
- en section courante, en fonction de la rapidité de fermeture du soutènement, liée à la division de la section transversale et au découpsu longitudinal adoptés
- en section courante encore, selon la distance à laquelle est mis en œuvre le revêtement, en effet ce dernier est souvent beaucoup plus raide que le soutènement et sujet à des déformations moindres ; sa mise en œuvre rapide peut contribuer à un meilleur report longitudinal des charges et être donc facteur de limitation des déformations du terrain.

### X.3.1.4 Influence du revêtement

Il convient de tenir compte de l'incidence de la déflexion du revêtement, surtout dans le cas de grandes portées à faible profondeur et, éventuellement, de son calage d'extrados

### X.3.2 Cas des travaux réalisés au tunnelier

Les sources de tassements liées au creusement d'un ouvrage au tunnelier peuvent être décomposées en quatre catégories

- Les tassements en avant et au droit du front
- Les tassements le long du bouclier
- Les tassements à l'échappée de la queue du bouclier
- Les tassements dus à l'ovalisation du revêtement de l'ouvrage.

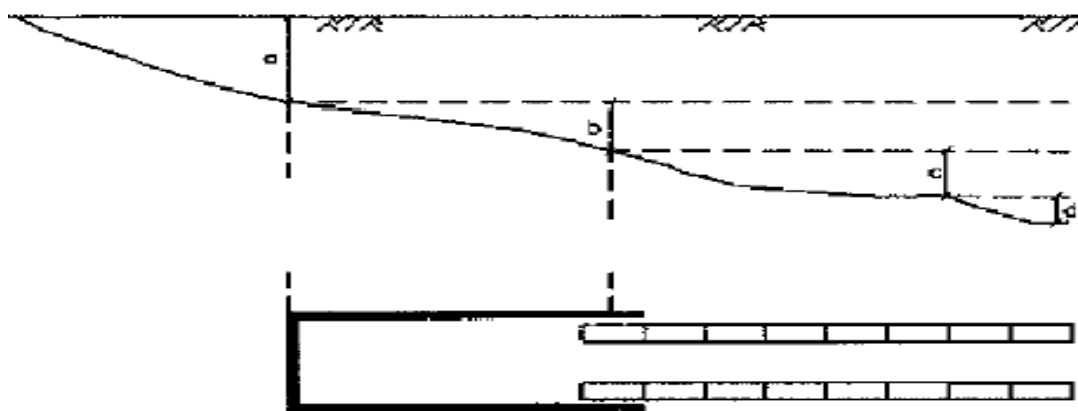


Figure X.5 : Evolution des tassements le long d'un tunnelier

## X.4 Les méthodes de détermination des tassements en surface

Si l'on exclut les approches par modèles réduits, réservées à la recherche, on trouve une distinction entre deux grandes familles de méthodes,

### X.4.1 Les méthodes empiriques et semi-empiriques

Ces méthodes, consistent à estimer les tassements à la surface du sol à partir d'un faible nombre de paramètres prenant en compte :

- La dimension et la profondeur de l'excavation
- Une définition grossière de la nature du terrain
- La perte de volume ou la convergence engendrée par le creusement.

Dans la pratique, on a recours le plus souvent à des méthodes empiriques, plus ou moins guidées par des approches analytiques ou par des calculs aux éléments finis, et calées sur des retours d'expérience. Ces méthodes sont, en général simple et permettent de nombreuses études paramétriques sur le tassement causé par l'ouvrage. Elles sont utiles lors des phases d'études préliminaires et peuvent suffire à l'ensemble de l'étude lorsque le site de creusement est déjà bien connu et les paramètres correctement calés.

Le modèle suivant, s'applique si le sol excavé est un milieu élastique. Bien que le sol des tunnels peu profonds soit hétérogène et anisotrope dans beaucoup de cas, il se comporte approximativement de manière élastique en raison du faible chargement. A partir de la contrainte géostatique (chargement extérieure (surface)), gravité  $g$ , hauteur de couverture, et le coefficient des terres au repos  $K_0 = 1$ , on a [22] :

$$P = P_0 + \gamma \left( H + \frac{D}{2} \right)$$

$P$  : Contrainte géostatique verticale au niveau du piédroit.

$P_0$  : La surcharge en surface.

La déformation radiale s'exprime comme suit :

$$W = 1.5 \times P_0 \times \left( \frac{R}{E} \right)$$

- $R = D/2$  est le rayon du cercle approximatif.
- $E$  Module de rigidité du sol.

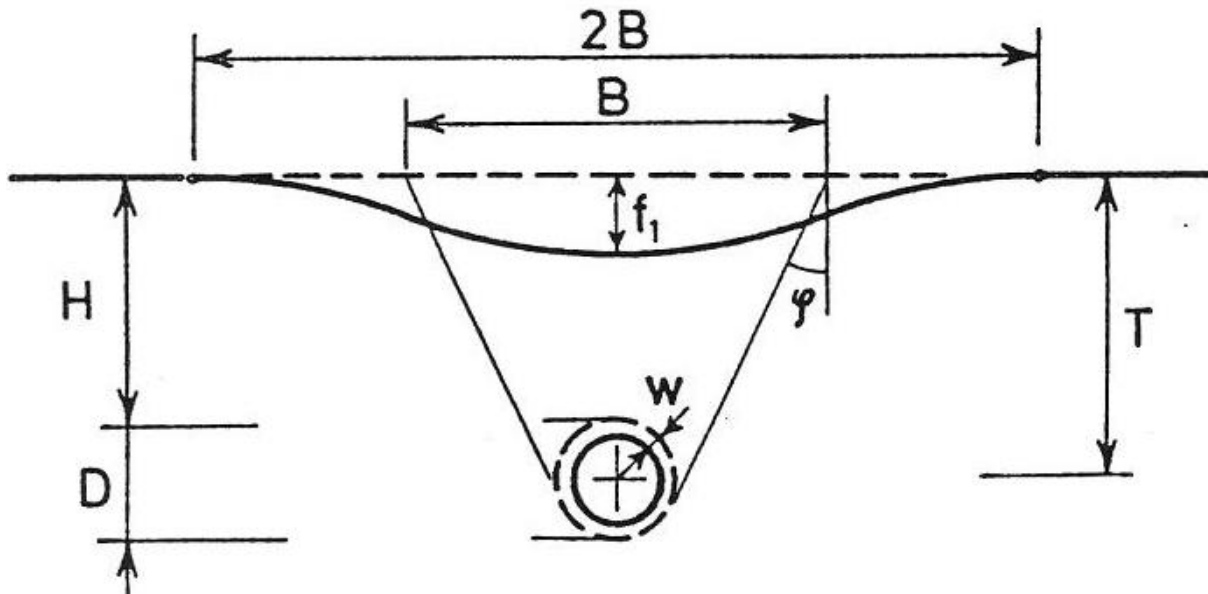


Figure X.6 : Cuvette de tassement au-dessus d'un tunnel

$$B = \frac{D}{\cos \varphi} + 2 \times T \times \tan \varphi$$

$$f_1 = \frac{3\pi}{4} (P_0 + \gamma \times T) \times \left( \frac{D^2}{B \times E} \right)$$

B : La largeur mesurée au niveau du toit du tunnel.

D : Hauteur de l'excavation.

H : Hauteur de couverture.

T : Profondeur de l'axe de l'ouvrage.

$f_1$  : Tassement.

## X.5 Le tassement

### X.5.1 Application numérique

-H = 20 m, D = 8.97m, T = 25.09 m,  $\gamma = 20.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ ,  $\varphi = 37.65$ , E = 55MPa,  $P_0 = 40 \text{ KPa}$ .

$$B = \frac{D}{\cos \varphi} + 2 \times T \times \tan \varphi$$

$$B = \frac{8.97}{\cos 37.65} + 2 \times 25.09 \times \tan 37.65$$

$$B = 50.043 \text{ m.}$$

$$f_1 = \frac{3\pi}{4} (P_0 + \gamma \times T) \times \left( \frac{D^2}{B \times E} \right)$$

$$f_1 = \frac{3\pi}{4} (40 + 20.5 \times 25.09) \times \left( \frac{8.97^2}{50.043 \times 55000} \right)$$

$$f_1 = 3.816 \text{ cm}$$

## X.6 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu déterminer le tassement en surface du massif, la valeur maximale trouvée est acceptable et n'engendrera pas de dégât dans les fondations du Bâtiment qui se trouve en surface.

---

## **Conclusion générale**

---

Le tunnel est classé parmi les grands ouvrages d'art dans le génie civil, son étude et sa conception dans le cadre de notre projet de fin d'étude fut une expérience enrichissante.

Notre mémoire a fait dans un premier temps l'objet d'une étude bibliographique, suivi d'une familiarisation du Logiciel SAP2000 qui nous a été utile dans l'évaluation des efforts dans l'ouvrage et les différentes vérifications.

Les charges verticales ont été calculées par la méthode de TERZAGHI, tandis que la méthode de COULOMB-RANKINE a été utilisée pour l'évaluation des charges horizontales.

Les résultats de déformations acceptables données par l'application de la méthode Convergence-Confinement à notre ouvrage nous a orienté vers la mise d'un soutènement provisoire suivant la nouvelle méthode autrichienne, il s'agit de cintres métalliques de type HEB espacés de 0.8m et de béton projeté d'épaisseur 20cm. Un revêtement définitif a été mis ensuite pour assurer la stabilité à long terme.

L'élaboration de ce modeste travail nous a permis de :

- Connaître les différentes étapes de réalisation d'un tunnel et constater sa complexité.
- Connaître les différentes méthodes de creusement et de soutènement ainsi que l'importance des études géologique, géotechnique et hydrogéologique dans le choix.
- Utiliser un logiciel de modélisation et de calcul numérique pour la détermination des efforts internes.

Il faut souligner que le calcul sur ordinateur n'est en effet qu'une aide matérielle et ne peut en aucun cas se substituer à la réflexion de l'ingénieur, une confiance trop aveugle dans les compétences de l'ordinateur ne peut conduire qu'à des déboires, c'est pourquoi l'appréciation de l'ingénieur de génie civil sont ici, plus qu'ailleurs, nécessaires pour compenser le manque de règles précises.



---

## **Références Bibliographiques**

---

- [1]- **AFTES**, Méthodes de classification des terrains et utilisation dans la conception des projets-1993.
- [2]- **AFTES**; Recommandations pour une description des massifs rocheux utile à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains. 1993.
- [3]- **AFTES**, Recommandations relatives à la technologie et à la mise en œuvre du béton projeté-1993.
- [4]- **AFTES**, Réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains-1993
- [5]- **AFPS/AFTES**. Conception et protection parasismiques des ouvrages souterrains.
- [6]- **BELKACEMI** – Note de cours mécanique des sols – 2014.
- [7]- **BENARFA Fouad, KERIKECH Ismail**, - Projet de Fin d'Etudes Conception et calcul d'un tunnel cas du métro d'Alger - Ecole nationale Polytechnique d'Alger- Juin 2007
- [8]- **BOUTEMEUR** – Note de cours béton armé – 2015.
- [9]- **A. BOUVARD, G.COLOMBERT, F.ESTEUILLE** « ouvrages souterrains Conception-Réalisation-Entretien »-1988
- [10]- **CETU**, Centre d'Etude des Tunnels, *Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 1-1988*
- [11]- **CETU**, Centre d'Etude des Tunnels, *Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 2-1988*
- [12]- **CETU**, Centre d'Etude des Tunnels, *Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 3-1988*
- [13]- **CETU**, Centre d'Etude des Tunnels, *Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 4-1988*
- [14]- **CETU**, Centre d'Etude des Tunnels, *Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 5-1988*
- [15]- **CETU**, Centre d'Etude des Tunnels, *Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 6-1988*
- [16]- **C.CHERCHALI** «TUNNEL Calcul Soutènement Provisoire Tome I ».OPU(1993).
- [17]- **C.CHERCHALI** «TUNNEL Calcul Revêtement Définitif Tome II ».OPU(1993).
- [18]- **J.CORTE**, A propos de la méthode du module de réaction pour le calcul des soutènements, Département des sols et fondations, Laboratoire central, 1979.

- [19]- **François Martin**, Mécanique des roches et travaux souterrain 8<sup>ème</sup> édition-2012
- [20]- **C.LOUIS, J.PIRAUD**, <établissement des projets d'exécution de tunnels selon la Nouvelle Méthode Autrichienne>, BRGM, 1973.
- [21]- **M.PANET**, Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement Presses de l'ENPC-1995
- [22]- **REMMAS.A & HANIFI.I**. Mémoire de fin d'étude : Analyse des effets du phasage de construction d'un tunnel et son impact sur les structures environnantes par la méthode du solide composite : Etude de cas. Directeur de mémoire : Pr B.TILIOUINE. Ecole nationale polytechnique, Alger. 2012.
- [23]- '*Risques hydrogéologiques en montagne : parades et surveillance*', Activité 5. Systèmes de parades Parade 10 – Béton projeté, 2003.
- [24]- **RPOA**. Document technique réglementaire D.T.R, règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. 2008.
- [25]- SZECHY - KAROLOJY- Art of tunneling -Traite de construction Des Tunnels, 1970.
- **Logiciel**
- [26]- **SAP 2000**, version 14.
- **Site Internet**
- [27]- <http://www.lb.auf.org/kourdey/Reconnaissance.htm>
- [28]-<http://www.outils-cetu.fr/didactu/tunnel/reconnaissances/essaisExecutionTassement.php>

---

# **ANNEXES**

---

---

## **Annexe A : Etapes de la modélisation**

---

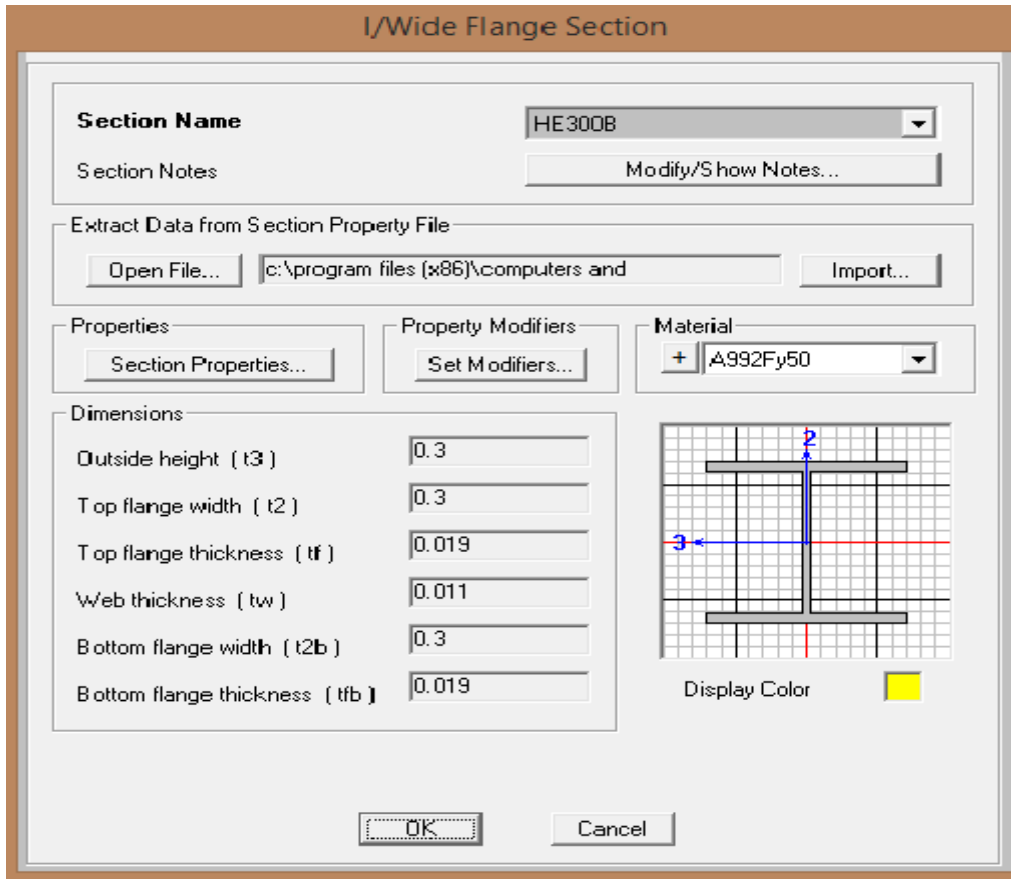


Figure 1 : Définition du cintre métallique HEB 300

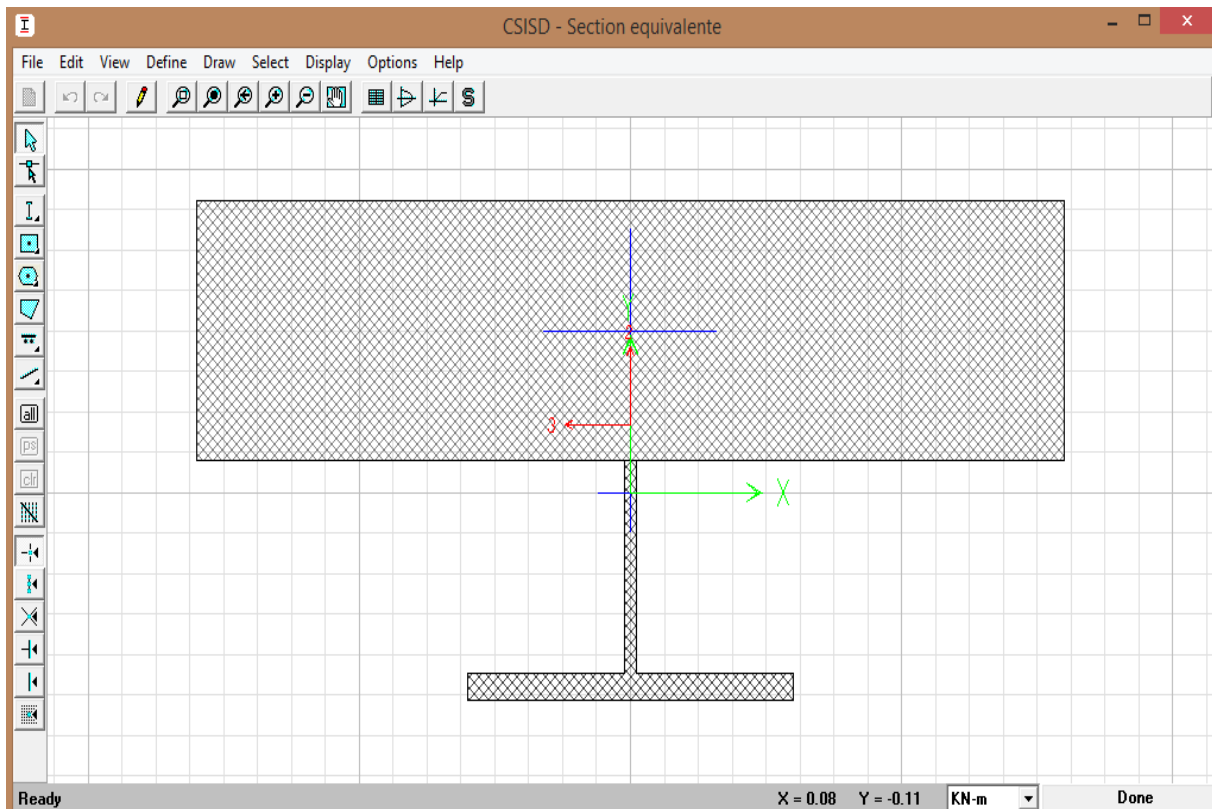
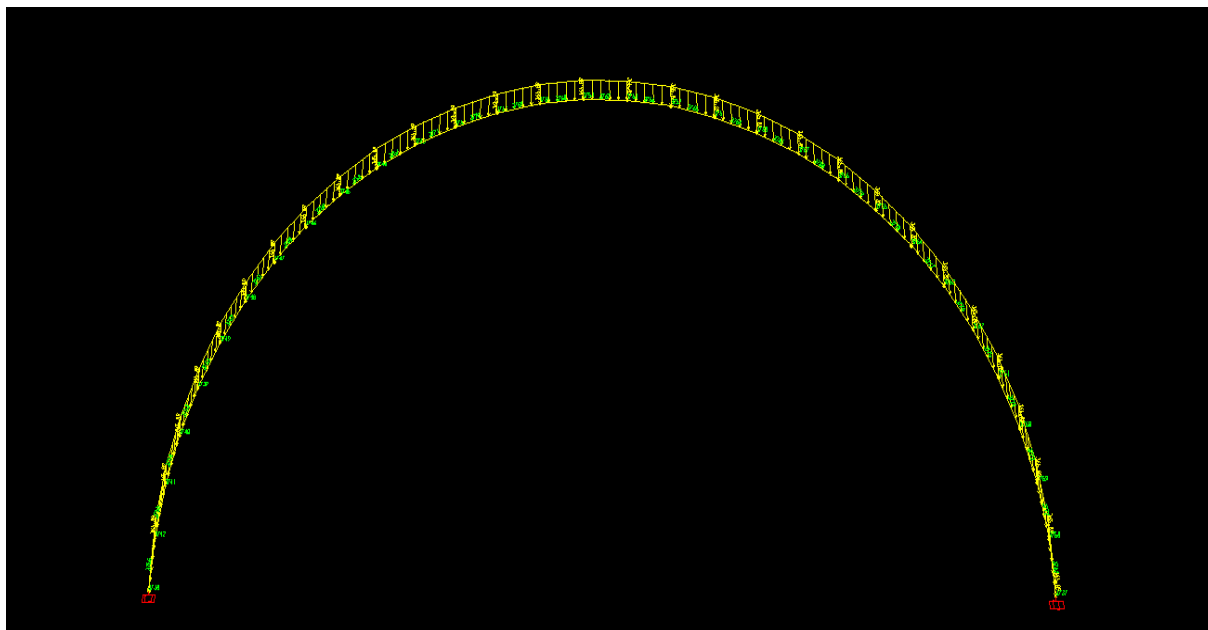
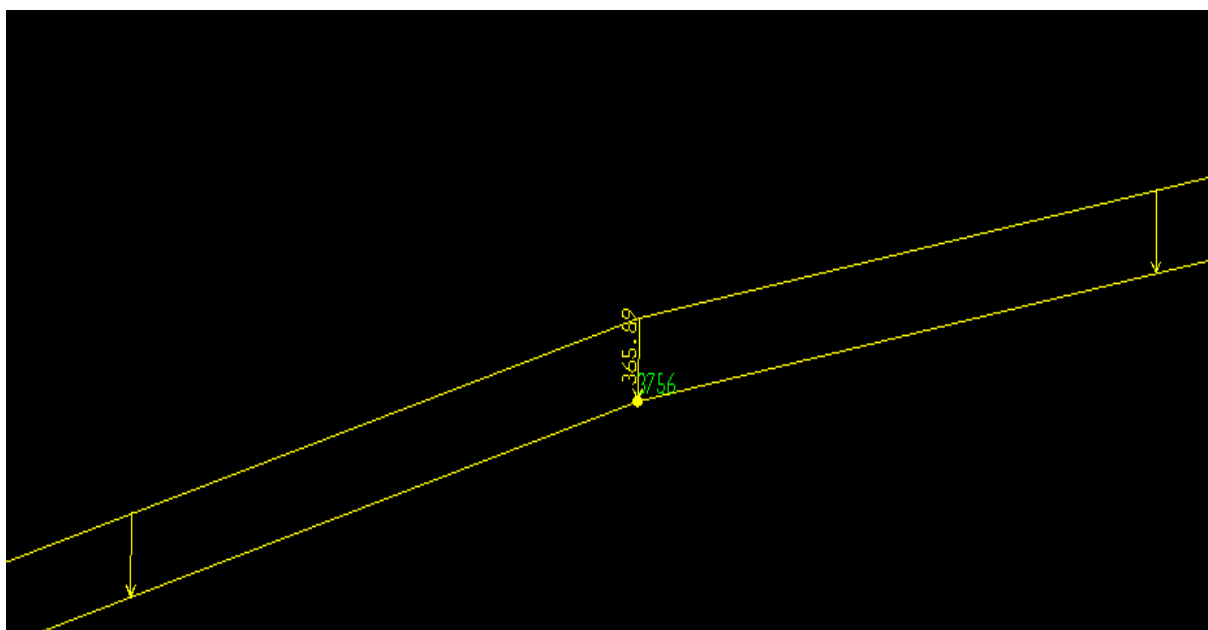


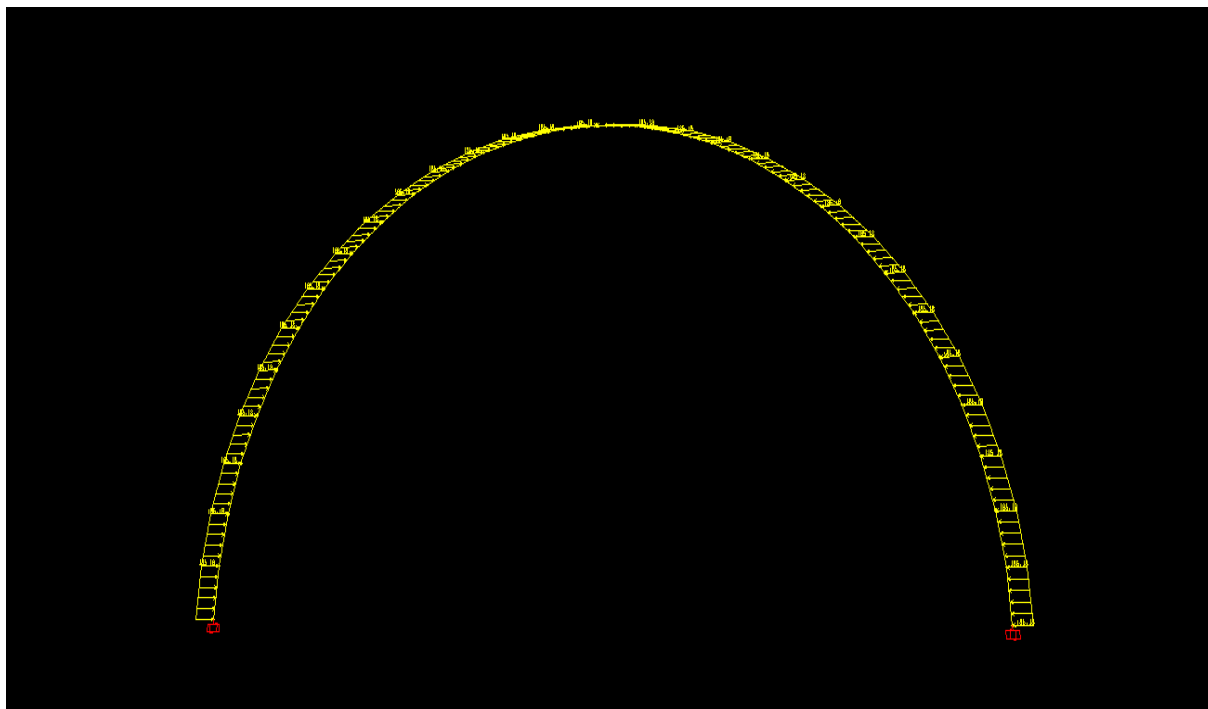
Figure 2 : Définition de la section équivalente (HEB 300 + béton projeté)



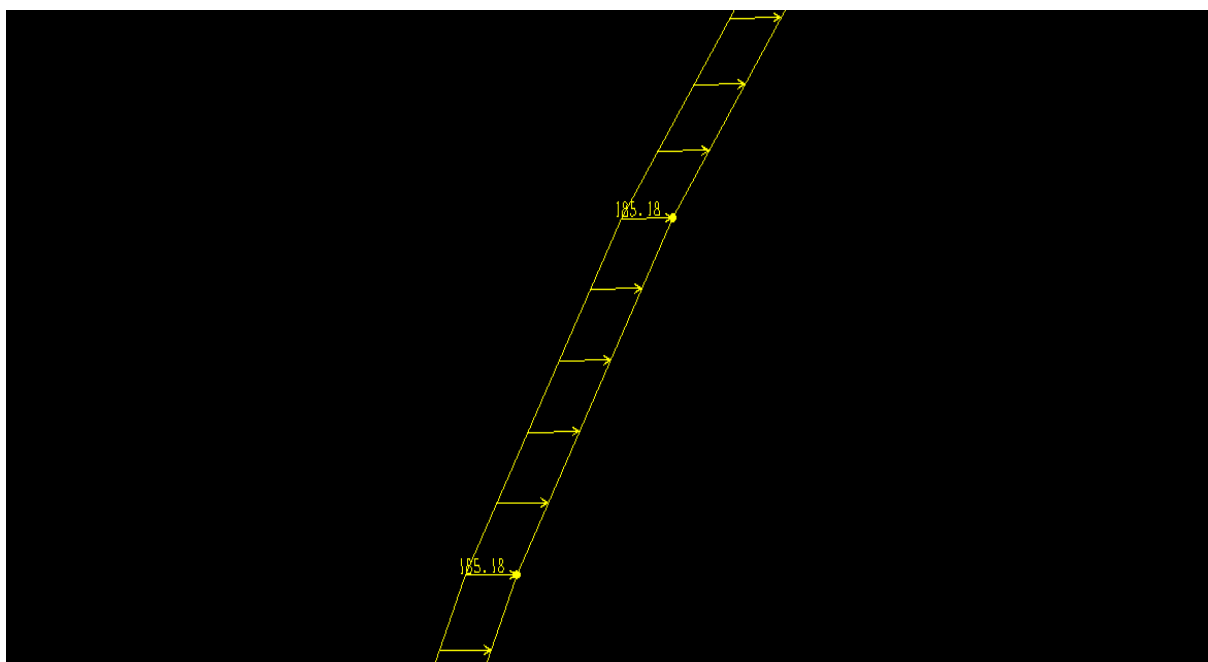
**Figure 3 :** Distribution de la charge verticale agissant sur le soutènement provisoire de la demi-section supérieur



**Figure 4 :** Valeur de la charge verticale agissant sur le soutènement provisoire de la demi-section supérieur

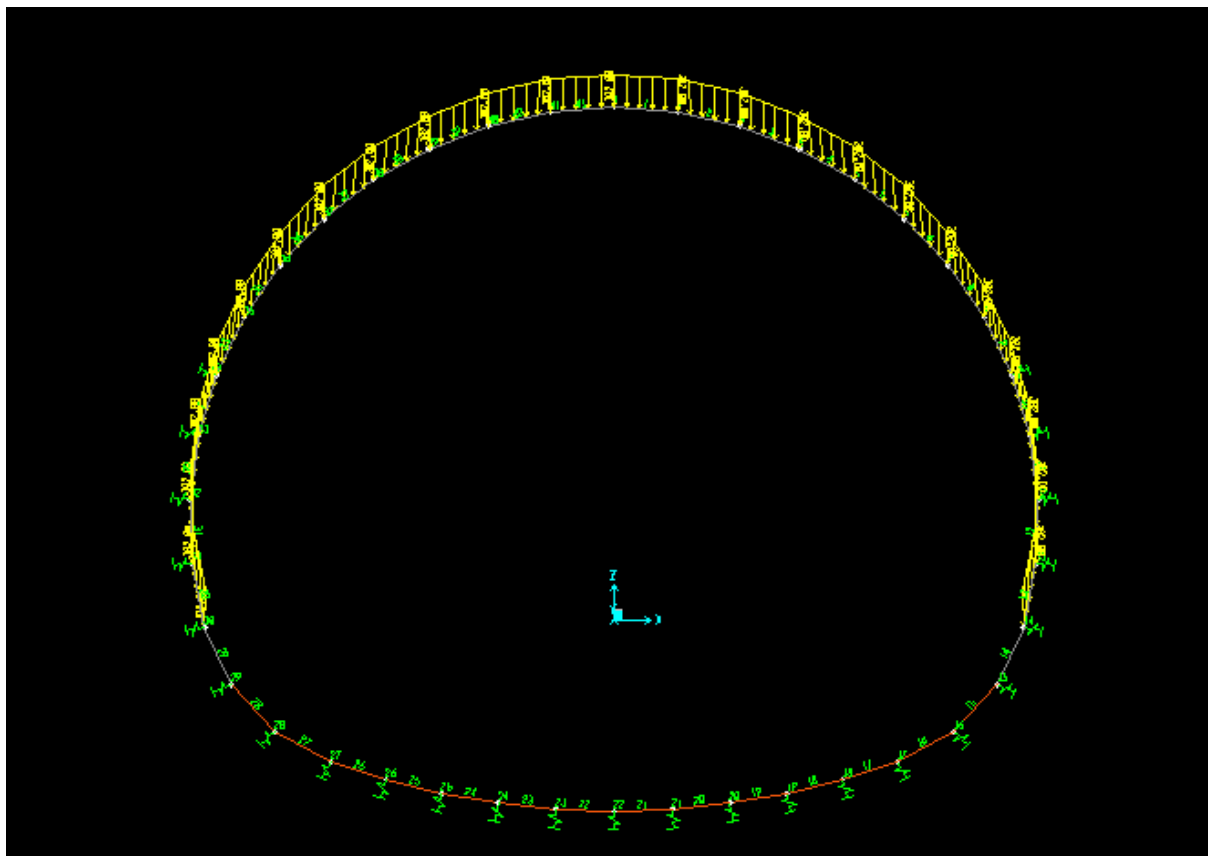


**Figure 5 :** Distribution de la charge horizontale agissant sur le soutènement provisoire de la demi-section supérieur

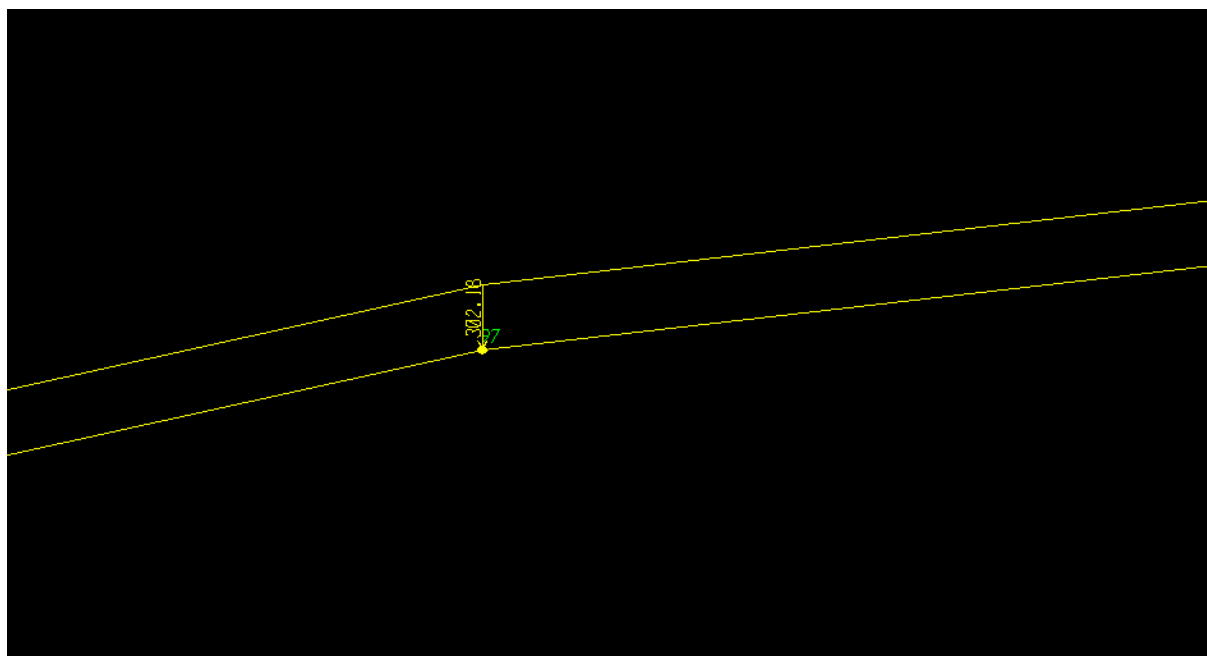


**Figure 6 :** Valeur de la charge horizontale agissant sur le soutènement provisoire de la demi-section supérieur

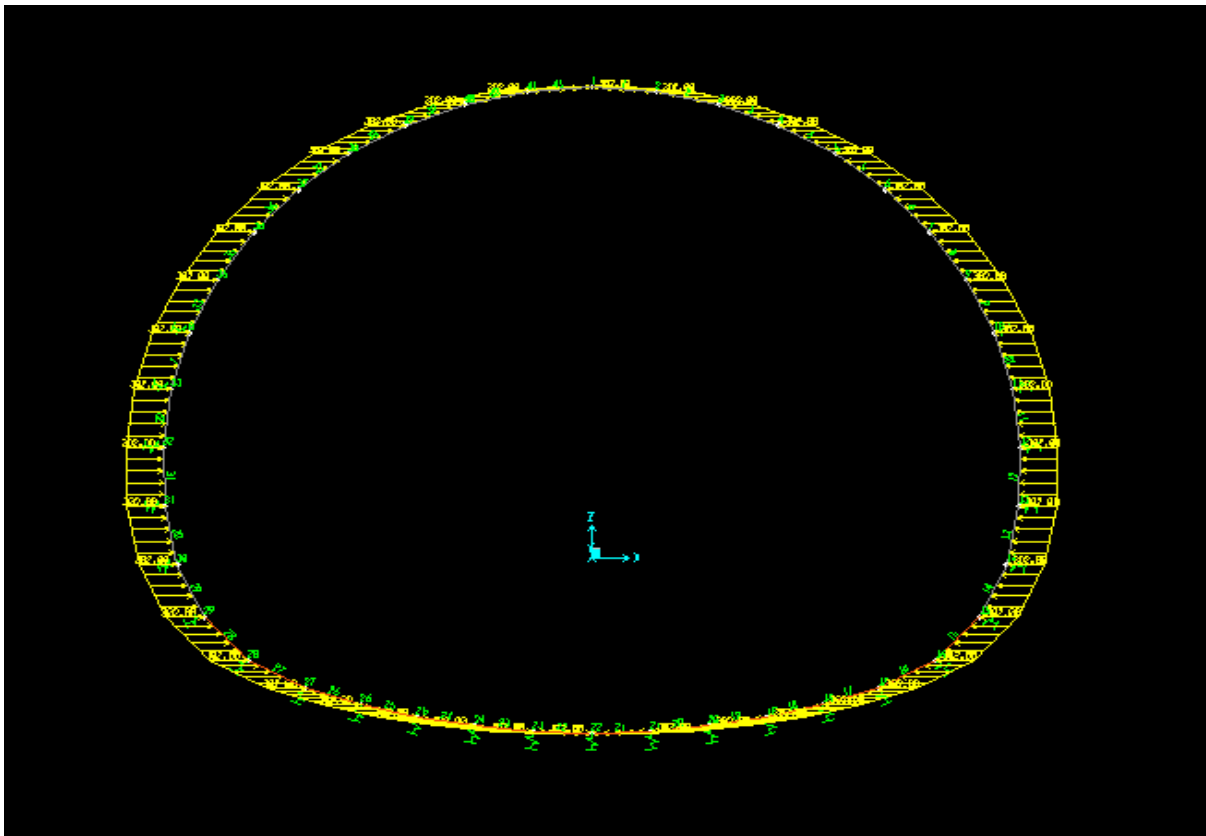




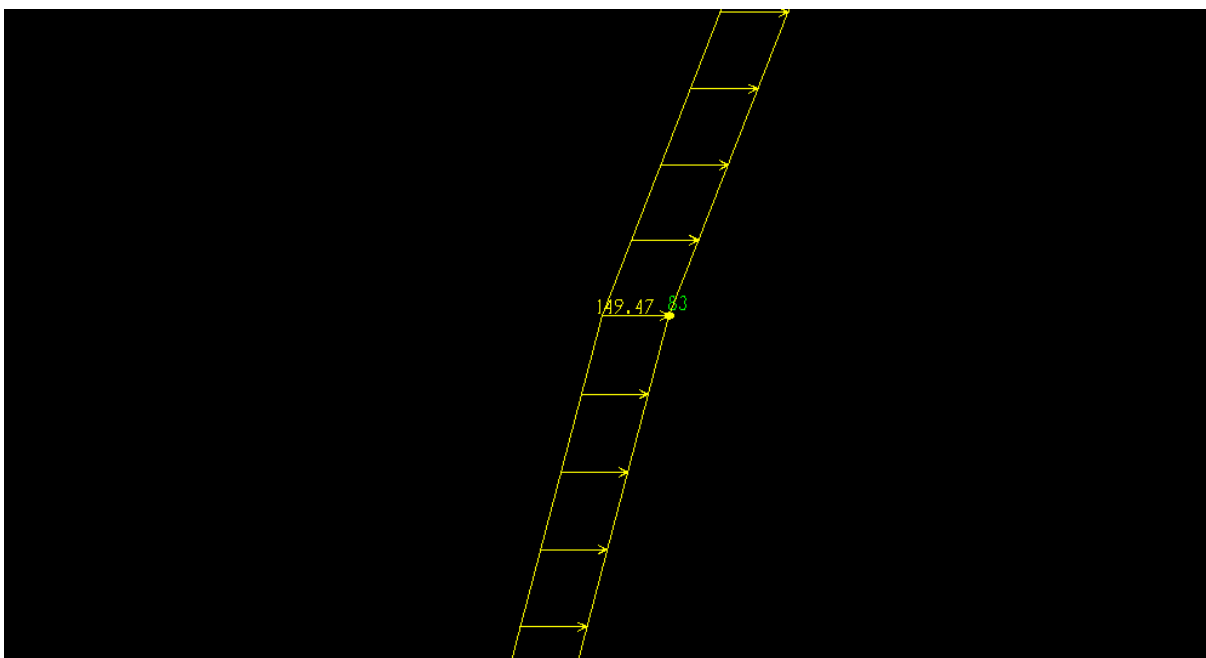
**Figure 7 :** Distribution de la charge verticale agissant sur le revêtement définitif de la structure globale (cas statique)



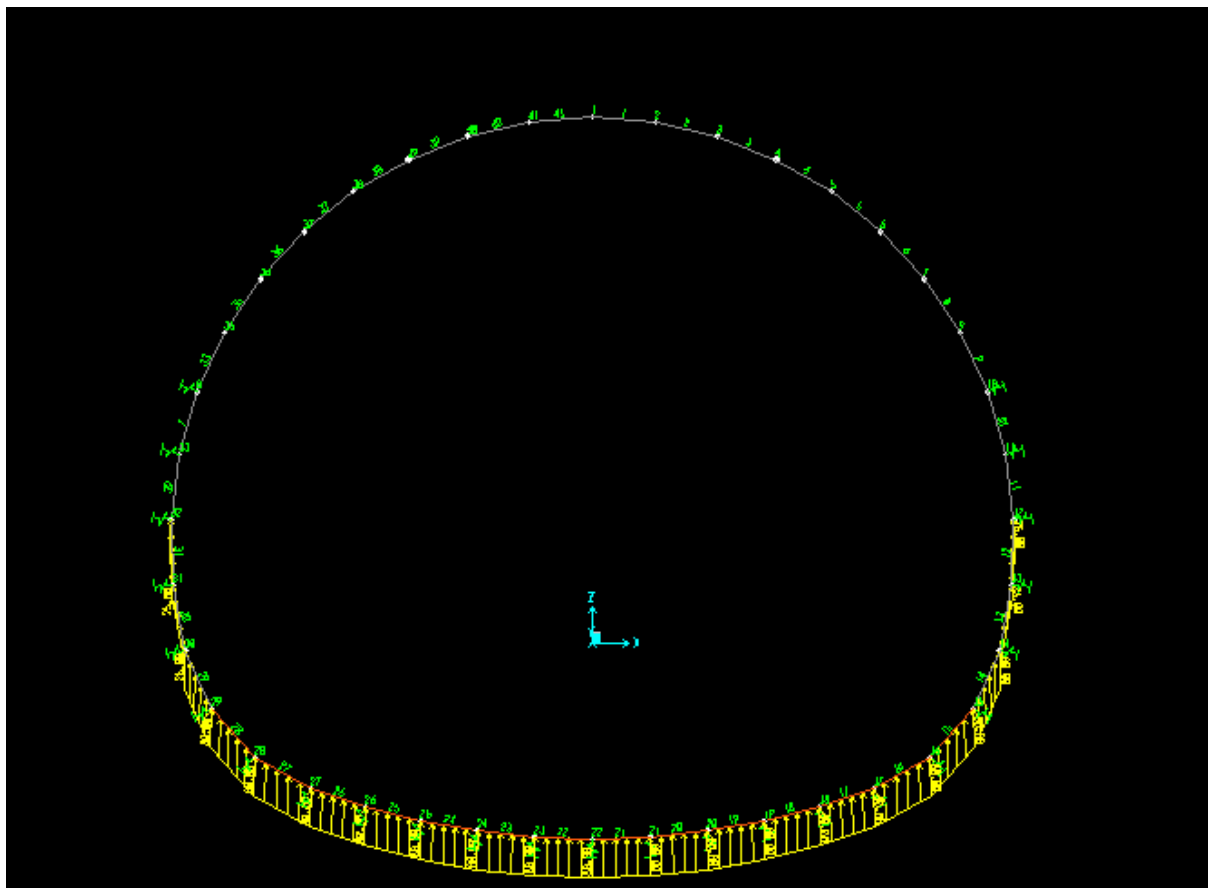
**Figure 8 :** Valeur de la charge verticale agissant sur le revêtement définitif de la structure globale (cas statique)



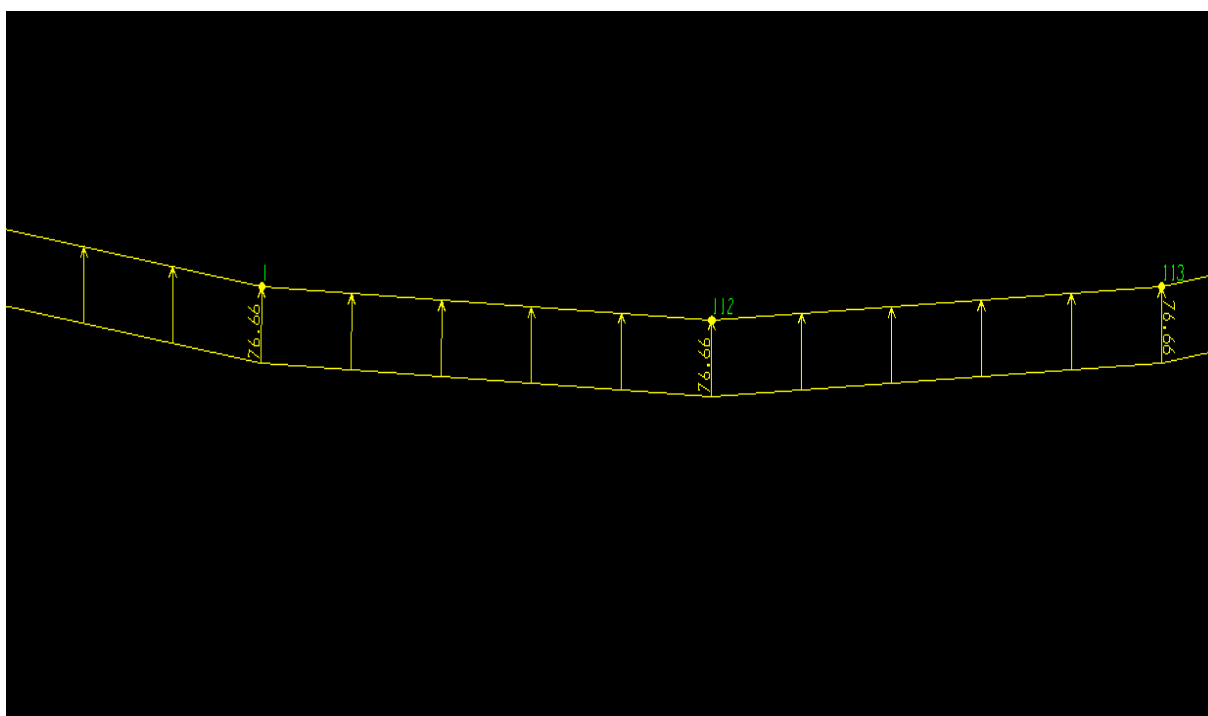
**Figure 9 :** Distribution de la charge horizontale agissant sur le revêtement définitif de la structure globale (cas statique)



**Figure 10 :** Valeur de la charge horizontale agissant sur le revêtement définitif de la structure globale (cas statique)



**Figure 11 :** Distribution de la charge au niveau du radier agissant sur le revêtement (cas statique)



**Figure 12 :** Valeur de la charge au niveau du radier agissant sur le revêtement définitif de la structure globale (cas statique)

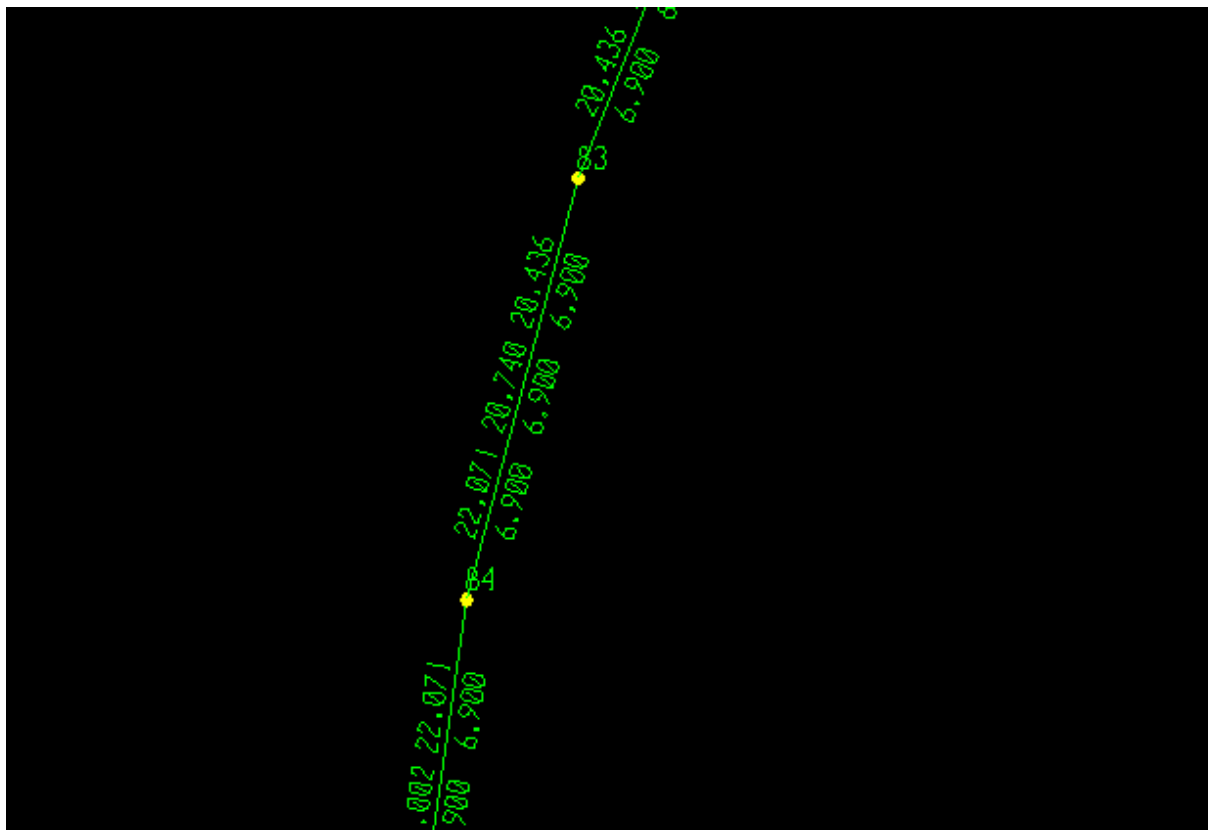


Figure 13 : Ferrailage du tronçon le plus sollicité de la voûte (cas statique)

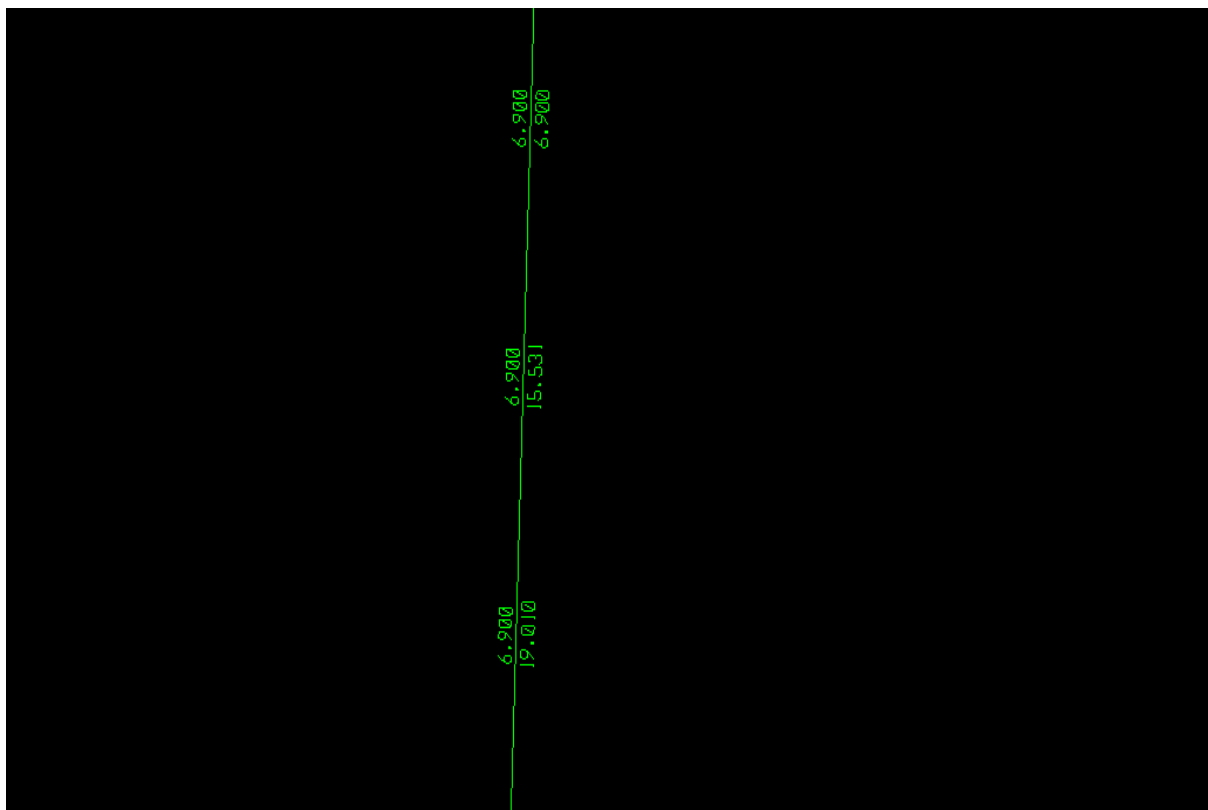


Figure 14 : Ferrailage du tronçon le plus sollicité du pied droit (cas statique)

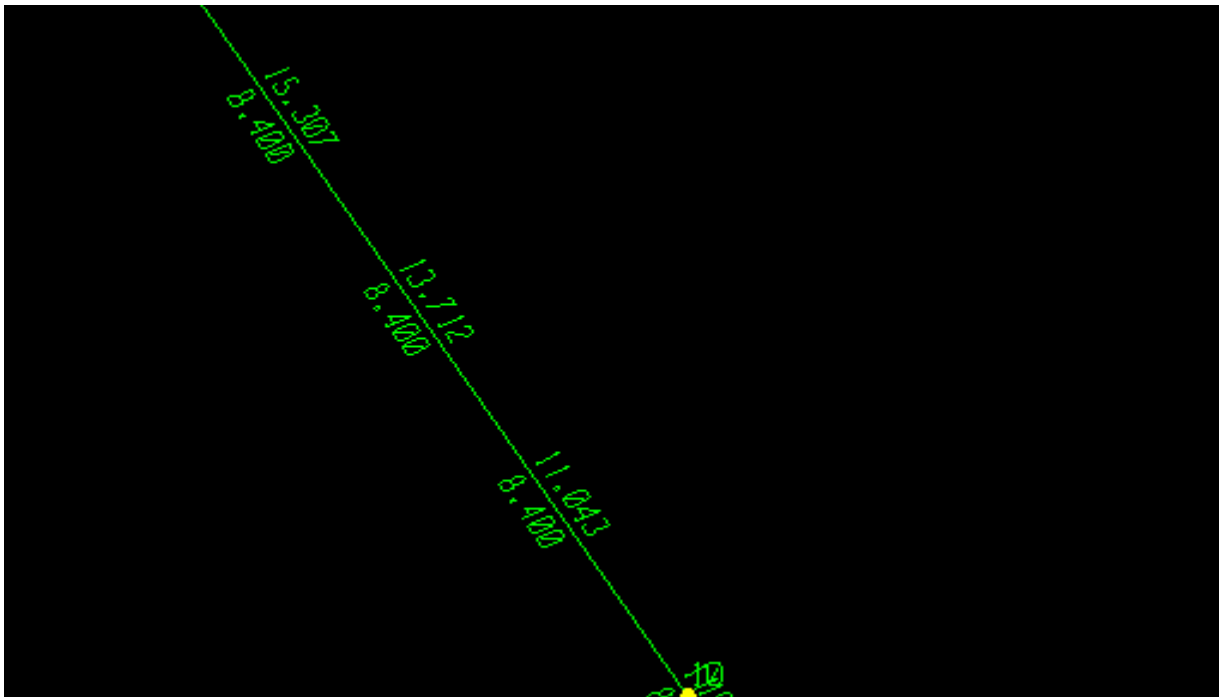


Figure 15 : Ferrailage du tronçon le plus sollicité du radier (cas statique)

EUROCODE 2-1992 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, m, C				
Element: 106				
Station Loc 0.533				
Section ID RU définitif				
Combo ID COMB1				
Material Partial Factors of Safety $\gamma_{mC}=1.5$ $\gamma_{mS}=1.15$				
L=0.533				
B=1.000 D=0.500 $b_f=1.000$ $d_s=0.000$ $d_{ct}=0.040$ $d_{cb}=0.040$				
E=32118000.0 $f_{yk}=500000.000$ $f_{ck}=30000.000$ Light Wt. Shr. Fac.=1.000 $f_{yk}=500000.000$				
DESIGN MOMENTS, M3				
		Positive Moment	Negative Moment	
		0.000	-412.650	
FLEXURAL REINFORCEMENT FOR MOMENT, M3				
		Required	+Moment	-Moment
		Rebar	Rebar	Rebar
Top (+2 Axis)		0.002	0.000	0.002
Bottom (-2 Axis)		6.900E-04	0.000	0.000
SHEAR REINFORCEMENT FOR SHEAR, U2				
		Design	Shear	Shear
		Rebar	Uu	Uc/GammaC
		0.001	120.900	507.354
				Us/GammaS
				198.000

Figure 16 : Détails de ferrailage du tronçon le plus sollicitée de la voûte

EUROCODE 2-1992 BEAM SECTION DESIGN		Type: Sway Frame	Units: KN, m, C
Element:	136		
Station Loc	1.630		
Section ID	RU définitif		
Combo ID	COMB1		
Material Partial Factors of Safety $\Gamma_{mC}=1.5$ $\Gamma_{mS}=1.15$			
L=	1.630		
B=	1.000	D=	0.500
bf=	1.000	ds=	0.000
dct=	0.040	dcb=	0.040
E=	32118000.0	fyk=	500000.000
fck=	30000.000	Light Wt. Shr. Fac.=	1.000
fywk=	500000.000		
DESIGN MOMENTS, M3			
	Positive Moment	Negative Moment	
	358.844	0.000	
FLEXURAL REINFORCEMENT FOR MOMENT, M3			
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar
	Minimum Rebar		
Top (+2 Axis)	6.900E-04	0.000	0.000
Bottom (-2 Axis)	0.002	0.002	0.000
			6.900E-04
SHEAR REINFORCEMENT FOR SHEAR, U2			
	Design Rebar	Shear Uu	Shear Uc/GammaC
			Shear Us/GammaS
	0.001	122.873	640.917
			198.000

Figure 17 : Détails de ferrailage du tronçon le plus sollicitée du pied droit

EUROCODE 2-1992 BEAM SECTION DESIGN		Type: Sway Frame	Units: KN, m, C
Element:	11		
Station Loc	0.792		
Section ID	revetement df		
Combo ID	COMB1		
Material Partial Factors of Safety $\Gamma_{mC}=1.5$ $\Gamma_{mS}=1.15$			
L=	0.792		
B=	1.000	D=	0.600
bf=	1.000	ds=	0.000
dct=	0.040	dcb=	0.040
E=	32118000.0	fyk=	500000.000
fck=	30000.000	Light Wt. Shr. Fac.=	1.000
fy			
DESIGN MOMENTS, M3			
	Positive Moment	Negative Moment	
	0.000	-358.844	
FLEXURAL REINFORCEMENT FOR MOMENT, M3			
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar
	Minimum Rebar		
Top (+2 Axis)	0.002	0.000	0.002
Bottom (-2 Axis)	8.400E-04	0.000	0.000
			8.400E-04
SHEAR REINFORCEMENT FOR SHEAR, U2			
	Design Rebar	Shear Uu	Shear Uc/GammaC
			Shear Us/GammaS
	0.001	59.634	313.347
			241.043

Figure 18 : Détails de ferrailage du tronçon le plus sollicitée du radier

---

## **Annexe B : Définitions**

---

- **Abattage** : Opération de désagrégation du terrain à excaver provoquant sa chute au pied de la paroi attaquée où les déblais sont repris par les engins de marinage. Ce terme est également employé, notamment au pluriel, pour désigner certaines phases d'exécution en section divisée (abattages latéraux).

- **Anneau** : Tranche élémentaire du revêtement d'un tunnel creusé au moyen d'un tunnelier.

- **Anneau universel** : Tranche élémentaire du revêtement d'un tunnel creusé au tunnelier dont les faces avant et arrière ne sont pas parallèles de manière à prendre une direction dépendant de la position de la clé.

- **Avancement** : Longueur de tunnel sur laquelle une opération est effectuée pendant un temps donné (heure, jour, mois, poste). L'opération peut être une opération élémentaire (excavation, petite galerie, bétonnage, demi-section supérieure) ou l'ensemble d'un cycle d'opérations concourant à l'exécution de tout ou partie d'un tronçon d'ouvrage.

- **Béton extrudé** : le béton extrudé est un béton coulé en place à l'aide de machines à coffrage glissants, dénommées machines à extruder ou extrudeuses. Il permet de réaliser des murets de sécurité, des bordures et des dispositifs de retenue sur des linéaires importants.

- **Blindage** : Opération consistant à bloquer les terrains instables autour de l'excavation. Le blindage est obtenu la plupart du temps à l'aide de plaques en métal ou en béton, jointives ou non, bloquées au terrain encaissant et s'appuyant sur les cintres. Ce terme peut aussi désigner le matériel utilisé pour cette opération.

- **Blocage** : Opération de mise en place d'un matériau (généralement du béton) utilisé pour le remplissage de l'espace vide entre un soutènement et la surface excavée.

- **Bouclier** : Système de protection constitué d'une structure métallique complète ou partielle à l'abri de laquelle s'effectuent les opérations de terrassement. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en œuvre à l'abri du bouclier.

**Bouclier à air comprimé** : Bouclier travaillant sous enceinte d'air comprimé. La pression d'air comprimé peut être limitée, soit au seul front de taille soit à l'ensemble du chantier d'avancement.

- **Bouclier à boue** : Bouclier utilisant une boue qui, placée dans la partie avant du bouclier, assure à la fois la stabilité provisoire des parois et le transport des déblais.

- **Bouclier à front pressurisé** : Bouclier à front fermé dont la chambre d'abattage est mis en pression contrôlée.

**Bouclier à pression de terre** : Bouclier à front pressurisé dont la pression sur le front de taille est exercé par le terrain excavé.



- **Boulon** : Tige métallique destinée à renforcer la roche. Mise en place dans un forage, elle est ancrée dans la roche à une extrémité ou sur toute sa longueur et serrée sur la surface rocheuse au moyen d'une plaque et d'un écrou à l'autre extrémité qui est filetée. Pour renforcer le front de taille des tunnels on utilise des boulons en fibre de verre de grande longueur, faciles à détruire lors de l'abattage.

- **Boulonnage radial**

Opération consistant à renforcer le terrain autour d'une galerie par des boulons disposés radialement en auréoles successives.

- **Calotte** : Partie supérieure et centrale de la voûte.

- **Chambre d'abattage** : Espace du bouclier, en contact avec le front où est réalisé l'abattage du matériau. Dans le cas du bouclier fermé, cet espace est clos à l'arrière par une cloison dite "cloison étanche", cet espace peut alors être pressurisé.

- **Cintre** : Support en forme d'arc réalisé au profil du tunnel et mis en place contre la paroi pour soutenir le terrain, soit directement avec des calages, soit par l'intermédiaire d'un blindage. Il est généralement en acier.

**Cintre lourd** : Cintre réalisé à partir d'un profilé métallique (généralement de type IPN, HEA, HEB).

- **Cintre réticulé** : Cintre constitué de barres d'acier à haute limite élastique (généralement armatures pour béton armé) liaisonnées par des aciers secondaires constituant une "réticulation".

- **Clé de voûte** : Section de la voûte située dans son plan de symétrie.

- **Contrainte de confinement** : Contrainte qui apparaît à l'interface entre le terrain encaissant et le soutènement (ou le revêtement) et qui résulte de leur interaction.

- **Confinement** : Désigne le phénomène générateur des contraintes de confinement et éventuellement les moyens mis en œuvre pour le provoquer.

- **Pression de confinement** : Pression appliquée au front de taille dans les boucliers à front pressurisé.

- **Convergence** : Variation de longueur de toute corde d'une section droite d'une cavité souterraine, mesurée après excavation. S'utilise aussi pour désigner le déplacement radial d'un point de la paroi.

Désigne également le phénomène qui provoque ces variations de longueur.

- **Couverture** : Distance verticale mesurée entre la cote de la surface du terrain naturel et la cote de la clé de voûte. La couverture latérale est la plus petite distance entre la surface du versant et la paroi de l'excavation.
- **Creusement** : Ensemble des opérations d'abattage et de marinage. Au sens large, peut désigner l'ensemble des opérations de réalisation d'un tunnel.
  
- **Cuvette de tassement** : Dépression provoquée à la surface du sol par le creusement d'un tunnel.
  
- **Décompression (zone décomprimée)** : Phénomènes qui accompagnent la modification des contraintes naturelles dans le terrain au voisinage de l'excavation. Dans les roches, la décompression peut se traduire par l'ouverture ou la création de fissures dans certaines zones et par le dépassement de la limite de rupture en compression dans d'autres zones.
  
- **Déconfinement** : Phénomène de diminution de contrainte à la paroi d'une cavité.
  
- **Découpage soigné** : Adaptation du plan de tir consistant à rapprocher les trous de couronne, à limiter la charge d'explosif et à la répartir tout le long des trous en vue de diminuer les irrégularités de la surface de dérochement. Le tir des charges de couronne est effectué en dernier dans la mise à feu de la volée.
  
- **Demi-section** : Le creusement en demi-section désigne le creusement d'un tunnel en deux phases décalées dans le temps et dans l'espace. On réalise d'abord le creusement de la demi-section supérieure puis celui de la demi-section inférieure (ou stross).
  
- **Enfilage** : Soutènement réalisé avant abattage par enfoncement dans le terrain de barres ou profilés métalliques en pourtour de la future excavation.
  
- **Erecteur** : Dispositif mécanique permettant la mise en place du soutènement provisoire ou définitif (et notamment des anneaux de voussoirs dans le creusement au tunnelier).
  
- **Etanchement** : Opération visant à limiter à une valeur acceptable ou à annuler le débit d'eau qui traverse un revêtement.
  
- **Excavation** : Ensemble des deux opérations d'abattage et de marinage. Peut désigner le résultat c'est-à-dire le volume vide laissé par celles-ci.
  
- **Extrusion** : Déplacement axial vers la cavité du noyau de terrain non encore excavé situé en avant du front de taille.
  
- **Forage** : Opération consistant à réaliser un trou à l'aide d'un outil animé d'un mouvement de rotation et/ou de percussion (pour mise en place de mines ou de boulons).

- **Grippeur** : Ensemble destiné à supporter la poussée d'un tunnelier en bloquant la machine contre le terrain au moyen d'un patin d'appui mû par un vérin. S'utilise sur les machines pleine face en roche dure.
- **Habillage** : Structure légère (ou même simplement peinture) mise en place contre la paroi du tunnel et n'ayant pas de rôle de soutènement.
- **Machine à attaque ponctuelle** : Machine n'attaquant qu'une partie du front de taille et dont la conception initiale n'est pas liée à une forme de section déterminée a priori.
- **Machine pleine face** : Machine excavant en une seule fois la totalité du front de taille et assurant le ramassage des déblais. On emploie aussi le terme : machine foreuse pleine section.
- **Marinage** Opération comprenant le chargement et l'évacuation à l'extérieur du tunnel des déblais provenant de l'abattage, ou "marin".
- **Piédroits** : Parties verticales de la section transversale du tunnel, comprises entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Par extension, parties latérales de la section transversale d'un tunnel.
- **Plan de tir** : Plan donnant la position, la profondeur, le diamètre et la direction des trous de mine dans le front de taille d'un tunnel ou d'un puits. Le plan de tir indique les charges mises en place dans chaque trou, le bourrage et l'amorçage utilisés.
- **Pleine section** : Creusement en une seule phase de la totalité de la section d'un tunnel.
- **Pré découpage** : Réalisation d'une saignée ou d'une ligne de découpe le long du contour de l'excavation avant l'abattage de celle-ci ; elle peut être réalisée :
  - soit à l'explosif (pré découpage à l'explosif).
  - soit par havage mécanique (pré découpage mécanique), notamment en vue de réaliser un pré voûte par remplissage de béton dans la saignée.
- **Pré voûte** : Voûte réalisée par mise en place de béton dans une saignée pratiquée dans le terrain en avant du front de taille selon le contour de la section à excaver.
- **Radier** : Partie inférieure du tunnel située entre les deux piédroits. Le radier peut être laissé brut ou être constitué par une dalle ou un arc en béton.
- **Radier contre-voûté** : Radier bétonné en forme de voûte inversée, le point le plus bas du radier étant situé dans le plan de symétrie de l'ouvrage.
- **Revêtement** : Ensemble des dispositifs à ajouter au soutènement pour assurer la stabilité définitive de l'ouvrage souterrain. Le revêtement constitue la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel.

- **Section divisée** : Méthode de creusement consistant en l'ouverture d'une (ou plusieurs) galerie (s) de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser.
- **Séquentiel (creusement)** : Désigne une méthode d'exécution où les opérations de creusement et de soutènement sont bien distinctes, par opposition au creusement au tunnelier où la même machine réalise les deux opérations en continu.
- **Soutènement** : Ensemble des dispositifs assurant la stabilité provisoire (jusqu'à la mise en place d'un revêtement définitif) de l'excavation et la sécurité du chantier : boulons, cintres, blindage, béton projeté. Opération consistant à mettre en œuvre ces dispositifs.
- **Stross** : Terrain à excaver situé dans la partie inférieure du profil comprise, en hauteur, entre la demi - section supérieure et le radier et, en largeur, entre les piédroits.
- **Terrain encaissant** : Terrain dans lequel est réalisé un ouvrage. Le terrain encaissant peut être surmonté par des couches de terrain de nature différente.
- **Tir** : Opération consistant à mettre à feu l'explosif.
- **Tir séquentiel** : Système d'amorçage programmé des différentes lignes d'un plan de tir. Travers banc (creusement en) Cas où l'axe du tunnel se rapproche de la direction normale aux couches de terrain ou principaux plans de discontinuités.
- **Tunnelier** : Machine destinée à réaliser des tunnels assurant des fonctions étendues pouvant aller de l'excavation à la pose du revêtement final.
- **Volée** : Ensemble des trous de mine chargés. Désigne également le volume de terrain abattu au cours d'un tir ou la longueur de l'excavation correspondante.
- **Voussoirs** : Eléments préfabriqués dont l'assemblage constitue le soutènement et/ou le revêtement d'un tunnel (généralement creusé au moyen d'un tunnelier). Ils peuvent être en acier, en béton, en fonte ou en fonte ductile.
- **Voûte-parapluie** : Voûte constituée de tubes métalliques disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement ; la voûte peut également être constituée de colonnes de jet-grouting armées.
- **Voûte active** : Procédé consistant à réaliser une voûte constituée d'éléments de voussoirs préfabriqués mis en place par un portique de pose et mis en compression contre le terrain par l'intermédiaire d'une clé de voûte munie de vérins.