

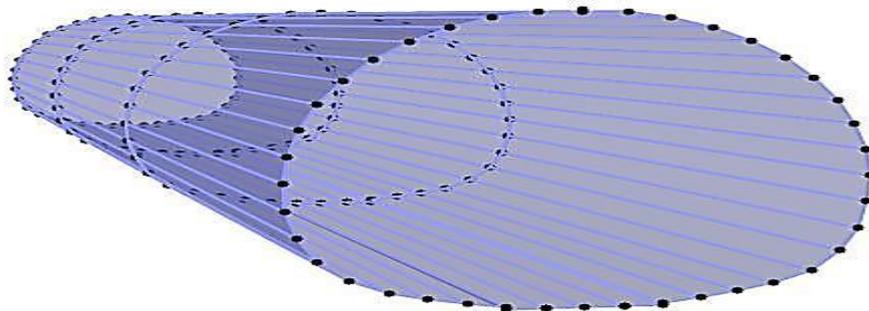
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DEPARTEMENT DU GENIE CIVIL

Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en
Génie Civil

ETUDE ET CALCUL D'UN TUNNEL
CAS DU METRO D'ALGER



Réalisé par :

SBAIA M^{ed} Amine

SAHNOUN Amine

Encadré par :

Mme D.CHERID

Mme H.MOHABEDDINE

Proposé par :

Mr F.GANI



Juin 2013

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

Remerciements

En cette mémorable occasion, et avant toute chose, Nous tenons à remercier notre seigneur le tout puissant de nous avoir donné force, santé, et patience pour mener à bien ce modeste travail.

Nous remercions chaleureusement nos promotrices Mme M .MOHABEDDINE et Mme D.CHERID pour leurs complaisance, aussi de nous avoir encadré et guidé tout au long de ce travail.

Aussi nous tenons à remercier en particulier Mr C.CHERCHALI pour son encadrement efficace et qualifié ainsi que ces précieux conseils déterminants lors de notre projet.

Nous remercions notre éminent professeur Mme R.KETTAB et les membres du jury, de s'être donné la peine d'examiner notre modeste travail.

Que tous nos professeurs qui ont contribué à notre formation trouvent ici notre plus profonde gratitude.

Nos remerciements s'adressent également à Mr. F.GANI d'avoir proposé ce passionnant sujet

Enfin, nos sincères reconnaissances et gratitudes à toute personne qui a contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce mémoire.

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire ...

A mon père, mon éternel exemple ...

A celle qui m'as transmis la vie, l'amour, le courage, à toi chère maman toutes mes joies, mon amour et ma reconnaissance...

A la mémoire de mes grands-parents (que dieu ait leur âme) ainsi qu' ma grand-mère Aldjia pour son soutien morale et ces encouragements ...

A mes frères Karim et Kamel ...

A ma chère sœur Samia ...

A ma fiancée Imene AMMAD que j'aime énormément et que je tiens à remercier pour ses énormes sacrifices et sa contribution remarquable dans le cadre de ce mémoire ...

A mon beau-frère Tariq et ma belle-sœur Lila ...

A mon petit neveu Djibril ...

A mes chères tentes , mes chers cousins et toute ma famille...

A mon meilleur ami SAMAI Amir ...

A mon collaborateur dans ce projet, mon cher ami et binôme Amine SAHNOUN

A mes amis les plus proches surtout DEKAR Sofiane , DAHMANI

Oussama ...

Mohamed Amine SBAIA

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

A ma sœur, et mon frère à qui je souhaite rétablissement.

A toute ma famille

A tous mes amis ainsi qu'à l'équipe GOLDEN qui m'ont soutenu durant ce long parcours

A toute la mafia GC

Une personne qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments ; à mon binôme Amine et toute sa famille.

A tous mes professeurs, qui ont contribué à ma formation

Je dédie ce laconique travail

Amine SAHNOUN

ملخص

الموضوع: حساب و تصميمنفق، الرابط بين محطة عين النعجة 1 و عين النعجة 2

في الغالب تعج الطرقات الجزائرية بعدد هائل من السيارات مما يسبب ظاهرة الازدحام التي تشكل عقبة يعاني منها المواطن الجزائري في صراع يومي ضد عقارب الساعة للتغلب على هذه المشكلة، يبقى الحل الأنسب هو تصميم شبكة نقل تحت الارض في ما يلي، سلسلة من الفصول التي توضح مراحل انجاز نفق المترو و المتمثلة في : التعرف على الموقع ، الحفر ، تدعيم الهيكل و التلبيس النهائي سيتم حساب النفق و تصميم النموذج بالاعتماد على برنامج « SAP2000V15 »

الكلمات المفتاحية: نفق الجزائر ، الحفر، التدعيم، التلبيس، تصميم نموذج, SAP2000V15.

Résumé

Sujet : Calcul et conception d'un tunnel en mine reliant la Station AinNâadja1 et AinNâadja2

En général, les routes de la capitale algérienne sont encombrées par un flux important de voitures, ce qui engendre le phénomène d'embouteillages qui représente un obstacle dans la vie du citoyen algérois, qui se retrouve dans une course quotidienne contre la montre.

Afin de pallier ce problème, la conception d'un réseau de transport souterrain demeure la solution la plus adéquate.

Dans ce qui suit, une suite de chapitres portant sur les différentes phases de réalisation d'un tunnel de métro à savoir : La reconnaissance du site, le creusement, le soutènement de la structure et le revêtement définitif.

Le calcul et la modélisation seront effectués à l'aide du logiciel SAP2000V15.

Mots clés : Tunnel métro d'Alger, reconnaissance, creusement, soutènement, revêtement, modélisation, SAP2000V15.

Abstract

Subject: Calculation and design of a tunnel connecting AinNâadja Station 1 to AinNâadja Station 2

Generally, Algerian capital roads are crowded by a large flow of cars, which generates a congestion phenomenon that is an obstacle in the life of Algerian citizen who finds themselves in a race against time.

To overcome this problem, the design of an underground transport network seems to be the most appropriate solution.

In what follows, a series of chapters bearing on the various phases of a subway tunnel namely the recognition site, the digging, the retaining structure and the final coating.

The calculation and modeling will be performed using the software SAP2000V15.

Keywords: Tunnel Algiers metro, recognition, digging, retaining, coating, modeling, SAP2000V15.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE.....	1
I.RECONNAISSANCES	3
I.1.INTRODUCTION	3
I.2.RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES	3
I.3.RECONNAISSANCES HYDROGEOLOGIQUES	4
I.4.RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES	5
I.4.1.Objectifs	5
I.4.2.Moyens de reconnaissances géotechniques.....	5
I.5.APERÇU GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE GENERAL D'ALGER.....	6
I.5.1.Géologie générale de la région d'Alger	7
I.5.2.Hydrogéologie régionale.....	9
I.5.3.Tectonique.....	10
I.6.Conclusion	10
II.METHODES D'EXECUTION.....	11
II.1.CREUSEMENT.....	11
II.1.1.Ouvertures d'accès.....	11
II.1.2.Processus de choix	12
II.1.3.Méthodes de creusement.....	13
II.1.4.Techniques de creusement	16
II.2.SOUTÈNEMENT	20
II.2.2.Modes de soutènement.....	20
II.2.3.Les différents types de soutènement	21
II.2.4.Critères à prendre en compte	26
II.2.5.Nouvelle méthode autrichienne (N.A.T.M).....	26
II.2.6.Stabilisation du front de taille	28
II.2.7.Evaluation des tassements en surface	31
II.3.REVÈTEMENT	37
II.3.1.Les fonctions du revêtement	37
II.3.2.Règles de conception du revêtement	38
II.4.CONCLUSION.....	38
III.EVALUATION DES CHARGES	38
III.1.INTRODUCTION	38
III.2.ORIGINES ET TYPES DES POUSSÉES SOUTERRAINES.....	38
III.2.1.Poussées de détente	39

III.2.2.Poussées géologiques	40
III.2.3.Poussées de gonflement.....	40
III.3.DETERMINATION DE LA PRESSION VERTICALE	40
III.3.1.Théorie de TERZAGHI.....	41
III.3.2.Théorie des poids des terres	43
III.3.3.Théorie de BIERBAÜMER.....	44
III.3.4.Théorie de PROTODIAKONOV	45
III.4.EVALUATION DE LA PRESSION HORIZONTALE	48
III.4.1.Théorie de TERZAGHI.....	48
III.4.2.Théorie de PROTODIAKONOV	49
III.4.3.Théorie de COULOMB-RANKINE	49
III.4.4.L'expérience soviétique.....	51
III.5.EVALUATION DE LA PRESSION AGISSANT AU NIVEAU DU RADIER	52
III.5.1.Méthode de TERZAGHI	52
III.5.2.Méthode de TSIMBARIEVITCH	54
III.6.EVALUATION DES PRESSIONS HYDROSTATIQUES.....	57
III.7.CHARGES ET SURCHARGES	57
III.7.1.Charges intérieurs.....	57
III.7.2.Charges extérieurs	57
III.8.CONCLUSION	57
IV.DIMENSIONNEMENT.....	57
IV.1.SOUTÈNEMENT PROVISOIRE.....	57
IV.1.1.Réalisation.....	57
IV.1.2.Hypothèses de calcul.....	58
IV.1.3.Détermination des efforts	59
IV.1.4.Réactions d'appuis	60
IV.1.5.Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté. 62	
IV.1.6.Vérification du cintre	64
IV.2.METHODE CONVERGENCE-CONFINEMENT.....	65
IV.2.1.Introduction.....	65
IV.2.2.Présentation de la méthode convergence-confinement	66
IV.2.3.Principes de calcul.....	69
IV.2.4.Conclusion.....	73
IV.3.REVETMENT DEFINITIF.....	73
V.PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	74
V.1.INTRODUCTION.....	74

V.2.PRESENTATION DU PROJET DU METRO D'ALGER	74
V.2.1.Historique	74
V.2.2.Tracé	77
V.2.3.Présentation technique de l'ouvrage	78
V.2.4.Facteur d'implantation d'un tunnel	78
V.2.5.Etudes géologiques	80
V.2.6.Présentation du tunnel en mine D6-1.....	82
VI. CALCUL DES CHARGES	86
VI.1.CALCUL DES CHARGES ACTIVES.....	86
VI.1.1.Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement en demi section supérieure du tunnel	86
VI.1.2.Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement en Demi-section supérieure du tunnel	89
VI.1.3.Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement de la structure globale.....	92
VI.1.4.Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement de la structure globale du tunnel	94
VI.2.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.....	97
VI.2.1.Pour la charge verticale	97
VI.2.2.Pour la charge horizontale.....	97
VI.3.EVALUATION DE LA STABILITE DU FRONT DE TAILLE	98
VI.4.CALCUL DU TASSEMENT MAXIMAL.....	101
VI.5.APPLICATION DE LA METHODE CONVERGENCE-CONFINEMENT	102
VI.5.1.Courbe caractéristique du terrain	102
VI.5.2.Courbe caractéristique du soutènement.....	104
VI.5.3.Equilibre final.....	107
VI.6.CONCLUSION	109
VII. CALCUL DU SOUTENEMENT PROVISOIRE	110
VII.1.DEFINITION DES CHARGES AGISSANT SUR L'OUVRAGE	110
VII.1.1.la charge verticale	110
VII.1.2.La charge horizontale.....	111
VII.2.REACTIONS D'APPUIS	112
VII.3.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	113
VII.3.1.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	113
VII.3.2.Caractéristiques géométriques des matériaux	114
VII.4.PORTANCE MAXIMALE DU SOUTENEMENT	114
VII.5.MODELISATION DU SOUTENEMENT	115

VII.5.1.La méthode des réactions hyperstatiques.....	115
VII.5.2.Modélisation de soutènement par le logiciel SAP2000	116
VII.5.3.Détermination des points d'application de la force passive.....	118
VII.5.4.Déformée	119
VII.5.5.Diagrammes des efforts internes.....	120
VII.5.5.Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté.....	121
VII.5.6.Distribution des efforts internes sur le soutènement provisoire.....	123
VII.5.7.Vérification des contraintes	124
VII.5.8.Vérification du cisaillement.....	126
VII.6.CONCLUSION.....	127
VIII.CALCUL DU REVETEMENT DEFINITIF.....	128
VIII.1.MODELISATION DU REVETEMENT DEFINITIF	128
VIII.1.1.Description du modèle.....	128
VIII.1.2.Ressorts et nœuds	129
VIII.2.ETUDE STATIQUE	130
VIII.2.1.Détermination des charges agissantes sur le revêtement définitif	130
VIII.2.2.Détermination des charges agissantes sur le radier	130
VIII.2.3.Détermination des efforts internes.....	133
VIII.3.ETUDE DYNAMIQUE	138
VIII.3.1.Introduction	138
VIII.3.2.Classification de l'ouvrage	138
VIII.3.3.Action sismique le long de l'axe du tunnel	139
VIII.4.FERRAILLAGE DU REVETEMENT DEFINITIF	145
VIII.4.1.Cas statique.....	145
VIII.4.2.Schémas de ferrailage.....	148
VIII.5.CONCLUSION	150
CONCLUSION GENERALE.....	150
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	
ANNEXES	

Liste des Figures

Figure I.1 Galerie de reconnaissance	4
Figure I.2 Esquisse néotectonique de l'Atlas Tellien en Algérie	7
Figure I.3 : Carte Géologique de la Région d'Alger	9
Figure II.1 : Creusement en pleine section	14
Figure II.2 : Creusement en demi-section	15
Figure II.3 : Creusement avec cloison centrale	15
Figure II.4 : Creusement en section divisée	16
Figure II.5 : Fonction d'un bouclier	17
Figure II.6 : Vue en perspective d'un tunnelier	18
Figure II.7 : Machine à attaque ponctuelle	19
Figure II.8 : Plan de tir séquentiel	19
Figure II.9 : Boulons d'ancrage	22
Figure II.10 : Soutènement par blindage	24
Figure II.11 : Projection du béton	25
Figure II.12 : Formation de trois zones caractéristiques lors du creusement du tunnel	29
Figure II.13 : comportement du noyau d'avancement en fonction de l'état de contrainte	30
Figure II.14 : Déplacement des contours de l'excavation : coupes et principe	32
Figure II.15 : Profil gaussien de la cuvette de tassement	35
Figure II.16 : Cuvette de tassement en 3D	36
Figure III.1 : Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation	39
Figure III.2 : Hypothèses de base de la théorie de TERZAGHI	42
Figure III.3 : Théorie des poids des terres.....	43
Figure III.4 : Répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAÜMER	45
Figure III.5 : Répartition des charges selon PROTODIAKONOV	46
Figure III.6 : Théorie de TERZAGHI.....	48
Figure III.7 : Répartition des poussées selon l'expérience soviétique.....	52
Figure III.8 : Répartition des poussées au niveau du radier selon TERZAGHI	53
Figure III.9 : La poussée au niveau du radier selon TSIMBAREVITCH	55
Figure IV.1 : Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire	60
Figure IV.2 : Méthode de convergence-confinement (Panet & Guéllé, 1974)	67
Figure IV.3 : Courbe de convergence	68
Figure IV.4 : Courbe de confinement.....	69
Figure IV.5 : Courbe convergence-confinement	69
Figure V.1 : tracé du métro proposé par RATP/SOFRETU en 1982	76
Figure V.2 : Ligne N°1 du métro d'Alger	77
Figure V.3 : tracé détaillé de la ligne 1 du métro d'Alger	78
Figure V.4 : coupe longitudinale géologique et géotechnique du tronçon d'étude	82
Figure V.5 : Dimensions de l'excavation	83
Figure V.6 : Caractéristiques géométriques d'une section du tunnel	83
Figure V.7 : Coupe représentative du sondage de calcul	84
Figure VI.1 : Coin de glissement du front de taille	99

Figure VI.2: <i>Courbe convergence du terrain excavé</i>	104
Figure VI.3: <i>Courbe de confinement (soutènement)</i>	108
Figure VI.4: <i>Courbe de convergence-confinement</i>	108
Figure VII.1 : <i>Dimensions de la section HEB180</i>	114
Figure VII.2 : <i>Schéma d'un modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives.</i>	116
Figure VII.3: <i>Section étudiée du soutènement provisoire</i>	117
Figure VII.4: <i>Section droite du soutènement provisoire</i>	117
Figure VII.5: <i>Déformée en 2D du soutènement provisoire</i>	118
Figure VII.6: <i>Disposition des ressorts dans la section étudiée</i>	119
Figure VII.7: <i>déformée du soutènement provisoire</i>	119
Figure VII.8: <i>Diagramme de l'effort normal</i>	120
Figure VII.9: <i>Diagramme du moment fléchissant</i>	120
Figure VII.10: <i>Diagramme de l'effort tranchant</i>	121
Figure VIII.1 : <i>Géométrie détaillée de la section du tunnel</i>	128
Figure VIII.2: <i>La disposition des nœuds dans la modélisation de la section étudiée du revêtement définitif</i>	130
Figure VIII.3: <i>Modèle de calcul du revêtement définitif</i>	134
Figure VIII.4: <i>Déformation en 2D du revêtement définitif</i>	135
Figure VIII.5: <i>Diagramme de l'effort normal</i>	136
Figure VIII.6: <i>Diagramme du moment fléchissant</i>	136
Figure VIII.7: <i>Diagramme de l'effort tranchant</i>	137
Figure VIII.8: <i>Déplacement du terrain en champ libre</i>	139
Figure VIII.9: <i>Schématisation de l'interaction sol-structure</i>	143
Figure VIII.10 : <i>Disposition des armatures dans les différents éléments de la structure globale</i>	148
Figure VIII.11 : <i>ferraillage de la voute « coupe A-A »</i>	149
Figure VIII.12 : <i>ferraillage de la voute « coupe B-B »</i>	149
Figure VIII.13: <i>ferraillage du piedroit « coupe C-C »</i>	149
Figure VIII.14: <i>ferraillage du radier « coupe D-D »</i>	150
Figure VIII.15 : <i>ferraillage a la limite du radier « coupe E-E »</i>	150

Liste des tableaux

Tableau III-1: Coefficient de résistance des roches selon PROTODIAKONOV [BOU88].....	47
Tableau III-2: Coefficients d'influences en fonction de la nature du terrain	51
Tableau IV-1: Les coefficients des réactions des appuis	61
Tableau V-1: Récapitulatif des différentes couches constituant le tracé	81
Tableau V-2: récapitulatif des propriétés géotechniques des couches constituant le tracé	82
Tableau V-3: résultats obtenues lors d'un sondage représentatif	84
Tableau VI-1: Pression verticale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieur du tunnel.....	88
Tableau VI-2: Pression horizontale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieur du tunnel.....	91
Tableau VI-3 : Pression verticale active descendante sur le soutènement de la structure globale.....	94
Tableau VI-4 : Pression horizontale active descendante sur le soutènement de la structure globale.	97
Tableau VI-5 : valeurs de la courbe caractéristique du terrain	104
Tableau VIII-1 : Récapitulatif des raideurs des différents ressorts.....	130
Tableau VIII-2 : Récapitulatif des pressions actives sur le revêtement définitif dans le cas statique « G »	133
Tableau VIII-3: Récapitulatif des efforts internes dans les différentes parties de la structure	137
Tableau VIII-4: paramètres du site	144
Tableau VIII-5: valeurs de M, N et T sans interaction sol-structure	144
Tableau VIII-6: valeurs de M, N et T avec interaction sol-structure	144
Tableau VIII-7: Ferrailage longitudinal statique sous la combinaison « G ».....	145
Tableau VIII-8: Vérification du cisaillement.....	146
Tableau VIII-9: récapitulatif du pourcentage d'armatures	147

INTRODUCTION GENERALE

Au fil des années, l'Algérie a connu un important accroissement démographique, en outre et pour diverses raisons, un phénomène de concentration des habitants sur les grandes villes est né, ce qui a engendré une importante saturation dans le transport.

Et c'est de là qu'est née l'idée d'exploiter le sous-sol pour offrir de l'espace et contribuer à la croissance urbaine.

Ainsi, de nombreuses raisons ont poussé l'homme à l'exploitation du souterrain, parmi lesquelles on peut citer:

- Le manque d'espace à la surface et l'impossibilité de développer les réseaux de transport en surface. L'implantation en souterrain est préférable pour de nombreuses constructions car leur existence en surface est gênante pour les réseaux de service public.
- Les ouvrages souterrains sont naturellement protégés contre les orages, les tempêtes, les tornades.
- Les ouvrages souterrains permettent de protéger la végétation naturelle, les dommages sont moins importants sur le cycle écologique, aux niveaux local et mondial.

Pour l'Algérie la solution pour laquelle on a opté est le métro, qui répond aux critères établis par les spécialistes à savoir :

- La demande doit s'élever au moins 15 000 voyageurs par heure/sens pendant les heures de pointe, le long d'un important corridor.
- La ville doit compter au moins 5 millions d'habitants.
- La ville doit abriter des citoyens jouissant de revenus assez élevés, pour attirer un nombre suffisant des voyageurs.
- Les lignes du métro doivent relier la périphérie au centre-ville, le long d'importants couloirs desservant les quartiers les plus peuplés, de façon à attirer beaucoup de voyageurs.

- Les réseaux doivent être gérés par des entreprises autonomes avec des méthodes modernes et rigoureuses de gestion.

L'objet de notre modeste étude portera sur le tunnel en mine D6-1, Faisant partie de l'extension C reliant Hai-el-Badr et Ain Naadja, qui comporte certains obstacles rencontrés lors de la réalisation.

Notre travail est composé en deux grandes parties :

- La première consiste en une synthèse bibliographique qui abordera les études suivantes :
 - Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.
 - Méthodes de creusement et de soutènement.
 - Evaluation des charges agissant sur les tunnels.
 - Dimensionnement et vérification du soutènement provisoire et du revêtement définitif.

- La deuxième partie portera sur le calcul et dimensionnement du tunnel D6-1 à savoir :
 - Présentation du projet.
 - Calcul paramétrique des charges.
 - Modélisation numérique du soutènement provisoire.
 - Vérification du soutènement vis-à-vis des sollicitations.
 - Calcul du revêtement définitif.
 - Etude dynamique.

Et on achèvera notre étude par une conclusion générale.

CHAPITRE I

RECONNAISSANCES

I. RECONNAISSANCES[BOU88]

I.1. INTRODUCTION

Le creusement d'un tunnel entraîne une modification de l'état de contraintes, ce qui peut :

- Remettre en cause la stabilité de l'excavation
- Provoquer des désordres inadmissibles dans l'environnement du tunnel.

La réponse du terrain au creusement dépend, d'abord de la nature géologique et des caractéristiques géotechniques du matériau encaissant, des conditions hydrogéologiques, des méthodes d'exécution (excavation et soutènement), ainsi que de la profondeur de l'ouvrage.

La nature et l'éloignement des constructions voisines sont à prendre en compte pour apprécier leur impact sur l'ouvrage.

Une bonne reconnaissance du sol le long d'un tracé nécessite au préalable des études géologiques, hydrogéologiques, géotechniques et sismiques, celles-ci étant validées ou corrigées ensuite par des observations faites à tout stade des travaux.

I.2. RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES

Les reconnaissances et études géologiques doivent donner au concepteur du tunnel les éléments suivants :

- Géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif
- Structure du massif
- Inventaire et localisation des accidents (failles, zones fracturées,...)
- Description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique, minéralogique, et leurs discontinuités.

Il existe différents moyens de reconnaissances géologiques, on citera :

- L'inventaire des données géologiques existantes
- Le levé géologique de surface
- Les sondages de reconnaissances
- Les diagraphies.
- Exécution des puits
- Creusement des galeries de reconnaissances



Figure I.1 Galerie de reconnaissance [WEB01]

I.3. RECONNAISSANCES HYDROGEOLOGIQUES

Les reconnaissances et les études hydrogéologiques sont effectuées en même temps que les reconnaissances et études géologiques afin de déterminer:

- Les informations aquifères et les terrains imperméables.
- Le régime hydraulique (nappes, circulations souterraines,...).
- La perméabilité des terrains.

Ces renseignements permettent de définir :

- La nature des venues d'eau possibles le long du tracé.
- Leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux (choix des ciments,...).
- Les traitements envisageables (rabattement, drainage, étanchement,...).

Parmi les moyens de reconnaissances hydrogéologiques on peut citer :

- L'inventaire des données existantes
- Le levé hydrogéologique de surface
- Les sondages

I.4. RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

I.4.1. Objectifs

En plus des reconnaissances géologiques et hydrogéologiques, des études géotechniques doivent être faites ,et cela afin de décrire les terrains traversés, leur état de contraintes in situ, et recueillir toutes les informations nécessaires pour situer les différents types de sol étudiés au sein des classifications géotechniques, prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage, et enfin de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages et les précautions à prendre pendant la construction.

I.4.2. Moyens de reconnaissances géotechniques

I.4.2.1. Inventaires des données existantes

- Documents et études donnant des indications sur les caractéristiques mécaniques des sols et des roches dans des conditions analogues.
- Archives de construction d'ouvrages souterrains situés à proximité ou dans des massifs similaires

I.4.2.2. Géophysique

Les modules dynamiques sont reliés aux vitesses sismiques des ondes longitudinales et transversales. Ils peuvent être déterminés par des essais sismiques simples.

I.4.2.3. Sondages

Ils vont permettre des mesures in situ, et des prélèvements d'échantillons pour des essais de laboratoire.

Parmi les principaux essais et mesures in situ :

- Essai de pénétration statique.
- Essai de pénétration dynamique.
- Essai préssiométrique.

I.4.2.4. Essais de laboratoire

Ces essais sont faits afin de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques du sol et du massif rocheux on citera pour les :

- **Sols**

Les essais d'identification : masse volumique, teneur en eau naturelle, indices des vides, limites d'Atterberg, granulométrie et sédimentométrie, minéralogie.

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques des sols : essais de cisaillement à la boîte, essais triaxiaux, essais œdométriques, essais de gonflement, essais de compression simple... etc.

- **Roche**

Densité sèche, porosité, teneur en eau naturelle, vitesse du son, essais de compression-simple, mesures du module d'Young et du coefficient de poisson, essais triaxiaux, œdométriques, essais de gonflement, essais d'altérabilité.

Essais Franklin et brésilien pour la détermination des caractéristiques mécaniques de la roche.

Essais particuliers (abrasivité, formabilité,...) qui sont nécessaires pour étudier l'emploi des machines à forer. Ces essais seront valides à condition que les échantillons soient représentatifs.

I.5. APERÇU GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE GENERAL D'ALGER[KER07]

Généralement les ouvrages souterrains se comportent mieux que les ouvrages en surface face aux sollicitations sismiques, même si cette constatation peut être confirmée en terrain homogène elle ne saurait l'être par contre, en terrain présentant certaines particularités, telles que :

- Le franchissement de faille.
- Les parties profondes affectées par les glissements superficiels du terrain.

On notera que, pour la région Algéroise, le repère de positionnement de l'aléa sismique autorise une probabilité d'occurrence d'oscillations caractérisées par une accélération d'amplitude bornée supérieurement à (0,3 g) et d'une intensité de séisme ne dépassant pas 8

EMI sur l'échelle de MERCALI (qui en compte 12) provoquant généralement des désordres mineurs telle des fissurations du revêtement.

A titre préventif, il est souhaitable de :

- La mise en place de dispositif constructif approprié en fractionnant longitudinalement l'ouvrage en plots indépendants munis de joints parasismiques judicieusement répartis.
- Assurer l'étanchéité à ce niveau, en plaçant des joints « water-stop ».

I.5.1. 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. (Voir fig. I.1) :

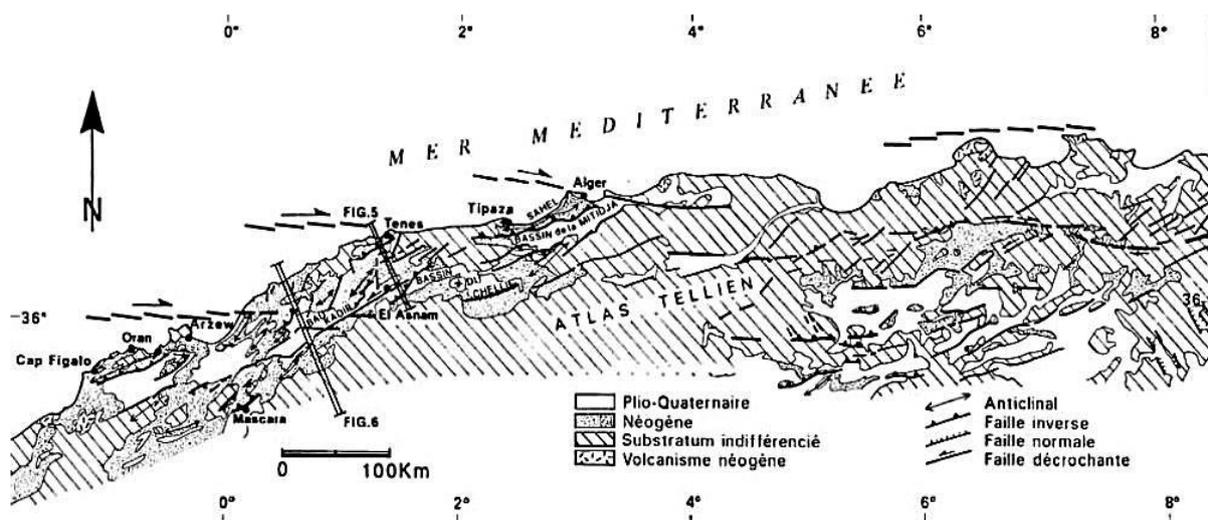


Figure I.2 Esquisse néotectonique de l'Atlas Tellien en Algérie [WEB02]

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 série 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.

1. Le primaire (massif cristallophyllien)

Les principaux faciès pétrographiques reconnus dans le primaire sont :

- Les schistes ainsi que les micaschistes.
- Les schistes ardoisés fortement injectés de quartzite.
- Les calcaires lenticulaires métamorphiques.
- Les gneiss, souvent œillets 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.

2. Le secondaire

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

3. Le tertiaire (terrains sédimentaires)

On rencontre, du bas vers le haut, les formations suivantes :

- **Le miocène inférieur (BURDIGALIEN)**: il est formé de grès et poudings.
- **Le miocène supérieur (PONTIEN)** : Formation de grès, conglomérats et poudings. Ces divers faciès constituent la majorité des affleurements au contact du socle primaire, dont l'épaisseur est d'environ 10 mètres.
- **Le pliocène inférieur (PLAISANCIEN)** : Il représente une formation marneuse de plus en plus gréseuse en nous dirigeant vers l'est, souvent avec d'importants passages de calcaire gréseux. L'épaisseur varie de 50 à 100 mètres au niveau de la Mitidja. Deux (02) autres sondages entre « Kh.B. » et « la Place du 1er Mai » confirment la présence de marnes argileuses.
- **Le pliocène supérieur (ASTIEN)** : c'est la formation géologique la plus importante, appelée généralement « mollasse astienne », de teinte jaunâtre et constitués des grès calcaires, sables, des calcaires et de marne sableuse. L'épaisseur peut aller jusqu'à 40 mètres.

4. Le quaternaire

Les différentes assises géologiques du primaire et du tertiaire décrites ci-dessus sont généralement recouvertes indifféremment par les couches quaternaires suivantes :

- **Les alluvions et colluvions :** Ils regroupent les formations d'âge Calabrien à quaternaire récent, dont l'épaisseur varie de 0 à 17 mètres et qui comprennent des argiles ou limons argileux rougeâtres, sableux ou graveleux ainsi que les sables et graviers.
- **Les éboulis :** On les rencontre seulement que sur 3 à 6 mètres d'épaisseur, au voisinage de « la Place du 1^{er} Mai », sous forme de marnes argileuses.
- **Les remblais:** Ils sont généralement des éléments sablo-graveleux et limoneux avec des débris, ils forment une couche continue, leur épaisseur est d'environ 12 m, mais la limite avec les formations sous-jacentes est souvent difficile à déterminer.

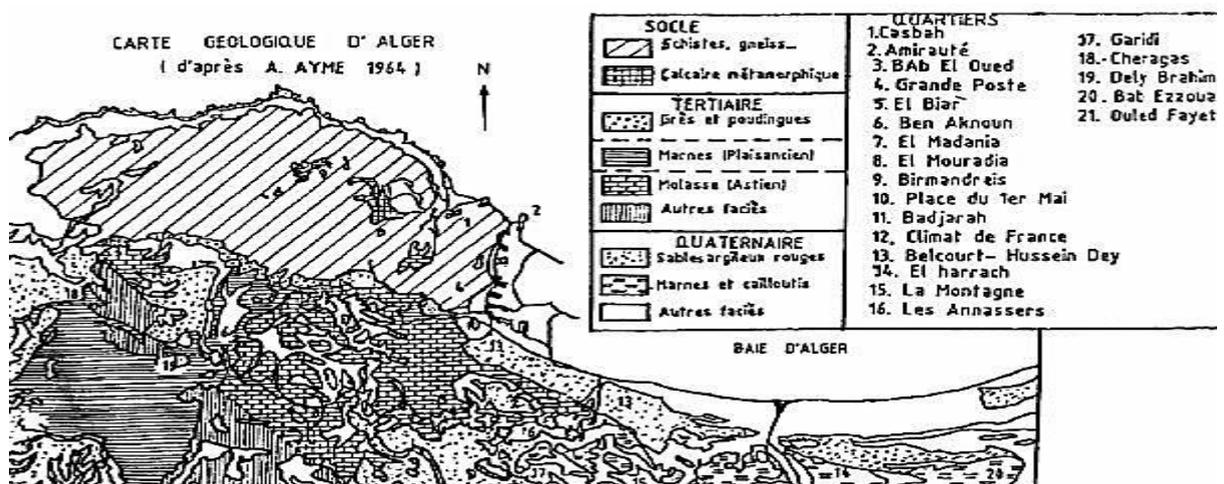


Figure I.3 : Carte Géologique de la Région d'Alger[WEB03]

I.5.2. Hydrogéologie régionale

Il existe dans le socle métamorphique d'Alger (massif cristallophyllien), un réseau hydrique localisé dans les fissures, les fractures et les diaclases. A des profondeurs très variées, les niveaux d'eau mis en évidence par les levés piézométriques, montrent l'absence d'une nappe continue, mais cela traduit aussi l'existence des circulations locales, comme en témoignent les puits domestiques que l'on rencontre à la Casbah. La molasse astienne (tertiaire) présente l'aquifère le plus important de la région algéroise. Ce dernier est mis en

évidence par l'existence de puits dans cette formation, et par les résurgences au niveau des marnes qui constituent le mur de la nappe astienne.

I.5.3. Tectonique

Le massif d'Alger prolonge l'anticlinal du Sahel, d'axe Nord – Est. Il est constitué de même terrain néogène que le synclinal Nord - Est de la Mitidja. Ce plissement des terrains néogènes se trouve dans d'autres bassins post – nappes de même signification structurale que celui de la Mitidja.

Un tel plissement postérieur au quaternaire, est l'une des conséquences de la compression Nord–Sud, laquelle se manifeste aussi par l'activité sismique du Tell, dont le séisme d'El-Asnam. Les traces de cette compression, se trouvent au sein du massif d'Alger.

I.6. Conclusion

La collecte des données géologiques, hydrogéologiques, et géotechniques est primordiale pour la réalisation d'un ouvrage souterrain. En effet elles influent sur le choix des procédés d'exécutions, nous aident à estimer le degré de difficultés, et à trouver des solutions aux problèmes survenus lors de la réalisation.

CHAPITRE II

METHODES D'EXECUTION

II. METHODES D'EXECUTION

Dans le domaine du génie civil il n'est plus question de chercher le bon sol pour construire, mais plutôt de relever le défi de s'adapter aux conditions in situ. Dans ce contexte la réalisation des tunnels dans les sols meubles s'est beaucoup développée notamment en zones urbaines.

On s'intéressera en premier lieu au creusement.

II.1. CREUSEMENT

On commencera par s'intéresser aux :

II.1.1. Ouvertures d'accès

Indispensables lors de la réalisation d'un tunnel, on trouve :

II.1.1.1. Puits

Représentant un moyen d'accès pour l'exécution d'un tunnel, la section du puits dépend de la quantité de déblais à évacuer ainsi que des dimensions des bennes ou des cages, ces puits peuvent aussi permettre des prélèvements d'échantillons de sol.

II.1.1.2. Rameau

Après le creusement des puits, on creuse de petites galeries (rameaux) qui donnent accès à la galerie de reconnaissance pour établir la liaison entre cette dernière et le puits.

II.1.1.3. Galerie pilote

Généralement appelée galerie de reconnaissance, citée précédemment (chapitre I), elle a pour but :

- L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologique détaillé.
- L'observation des conditions hydrogéologiques, en particulier le type des venues d'eau (ponctuels ou diffusés).
- Les essais et mesures géotechniques in-situ.
- Les prélèvements d'échantillons pour des essais complémentaires en laboratoire.

- La précision des méthodes d'exécutions, creusement et soutènement.

D'une manière générale, une galerie de reconnaissance permet de réduire les aléas du projet et de trouver la solution la mieux adaptée.

II.1.2. Processus de choix

II.1.2.1. Première phase

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

- Terrain encaissant
- Site et de l'environnement
- La géométrie
- Procédé de construction lui-même

II.1.2.2. Deuxième phase

Dans cette phase, on se doit de choisir entre 2 ou 3 procédés celui qui assure au mieux :

- 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.

II.1.2.3. Troisième phase

Cette phase vient après consultation des entreprises, et du choix définitif, d'autres critères sont mis en évidence tels que :

- Conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés.
- Niveau technique des entreprises concurrentes.
- Insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution.
- Coût de la solution et aléas correspondants.

II.1.3. Méthodes de creusement

On distingue trois méthodes de creusements :

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

II.1.3.1. Creusement à pleine section

Cette méthode prévoit l'excavation complète de la section du tunnel en une seule fois. Elle est appliquée pour les terrains de bonne ou assez bonne tenue, ne nécessitant pas un soutènement provisoire «cas des roches», mais si le rocher présente des fissures tolérantes (fissures dues à l'utilisation d'explosifs ou fissures propres au massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée

• Avantages

- Elle a pour avantage de faciliter l'organisation du chantier, car elle sépare nettement les équipes de creusement et celles du revêtement.
- Cette méthode permet des avancements très importants et pouvant atteindre 12 m/jour en procédant par volées de 4m.

• Inconvénients

- La nécessité de plusieurs reprises lors de l'évacuation des déblais qui sont exécutés par tranche horizontale.
- En cas de rencontre d'accident de terrain sérieux cette technique requiert une adaptation très difficile.
- La mise en place des cintres métalliques à l'avancement étant très difficile pour des sections aussi grandes.



Figure II.1: *Creusement en pleine section [WEB04]*

II.1.3.2. Creusement en demi-section

Dans la méthode de creusement en demi-section, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps.

On doit si nécessaire renforcer le soutènement avant creusement, aussi bien en partie supérieure (cintres, blindages, béton projeté, béton) qu'en partie inférieure (micropieux sous les appuis de cintres, colonnes de jetgrouting en piédroits). En général, le revêtement définitif n'est mis en place qu'après excavation de la totalité de la section.

Cette méthode est très indiquée dans les terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Elle peut alors être utilisée très largement en faisant varier la longueur d'avancement unitaire.

Intérêt de la méthode :

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

- Par rapport à la pleine section, elle représente l'avantage de nécessiter un matériel moins important et d'employer des moyens de terrassement habituels pour l'excavation du stross.

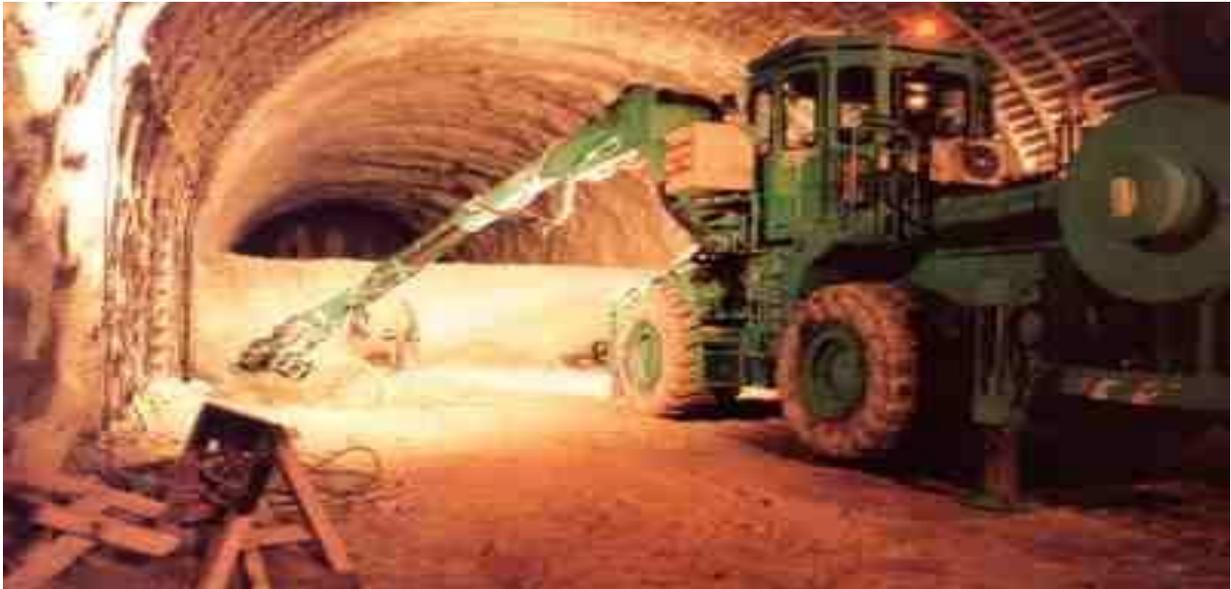
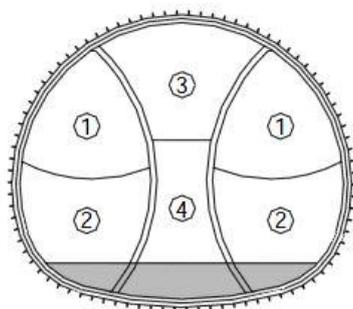


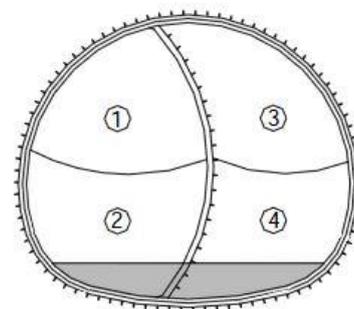
Figure II.2 : *Creusement en demi-section* [WEB05]

II.1.3.3. Méthode de la section divisée

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excaver est importante, ou dans le cas d'un terrain instable qui n'assure pas l'équilibre du front de taille avec une ouverture en demi section.



cloison double



cloison simple

Figure II.3 : *Creusement avec cloison centrale*[WEB06]

Avec un creusement en sections devisées, chaque phase de travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites, dans ce cas la stabilité des sections excavées est maîtrisable et la décompression des terrains sus-jacents est limitée.



Figure

II.4 : Creusement en section divisée [WEB07]

II.1.4. Techniques de creusement

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

C'est la nature du terrain qui détermine le choix de la technique et des machines de creusement, on distingue deux types :

- Creusement dans les terrains meubles.
- Creusement dans les terrains durs.

II.1.4.1. Exécution du creusement en terrains meubles

Parmi les différentes machines, on peut citer :

- **Les boucliers**

Machines conçues pour forer les tunnels dans les sols et terrains meubles et aquifères, elles comportent un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement.

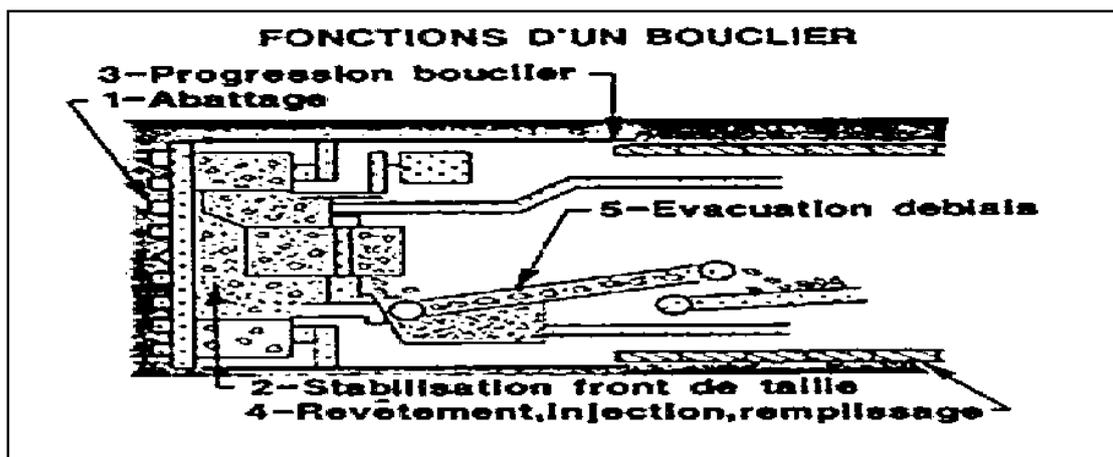


Figure II.5 : Fonction d'un bouclier [BOU88]

II.1.4.2. Exécution du creusement dans les terrains rocheux

Pour les terrains durs ou les roches on peut avoir deux types de creusement :

- Creusement mécanique.
- Creusement à l'explosif.

II.1.4.2.1. Creusement mécanique

On distingue deux grandes familles :

- Machines à attaque globale (Tunnelier).
- Machines à attaque partielle ou ponctuelles.

- **Machines à attaque globale(Tunnelier) :**

Machines qui attaquent en une seule passe la totalité de la section. Elles sont conçues pour excaver des galeries circulaires avec un diamètre déterminé. Elles possèdent le plus souvent à l'avant un plateau circulaire rotatif égal à la section à excaver, le plateau appelé tête de forage, porte les outils de creusements.

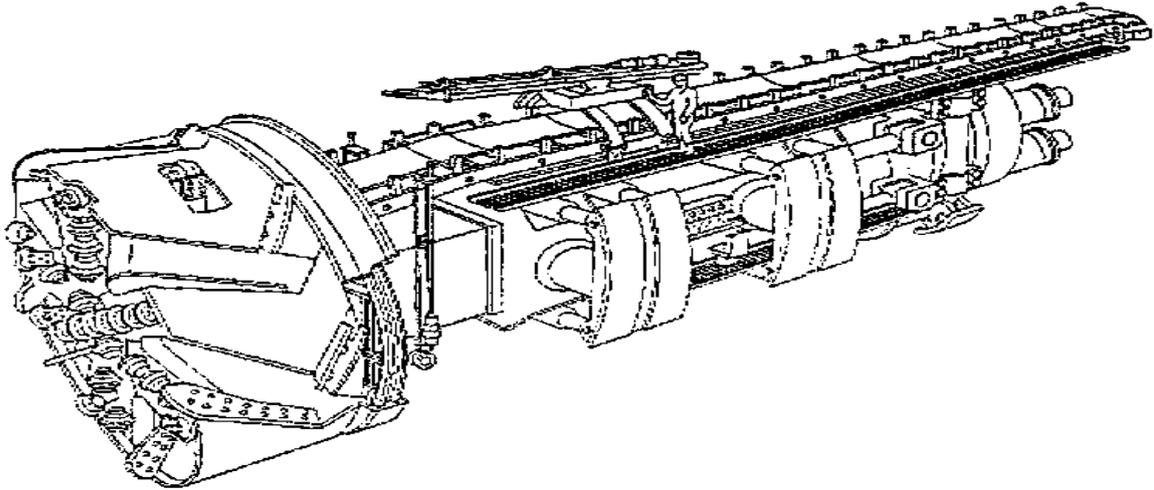


Figure II.6 : *Vue en perspective d'un tunnelier* [GES92]

- **Machines à attaque partielle ou ponctuelle**

Elles représentent des machines qui n'abattent qu'une partie de la section.

Elles permettent de creuser n'importe quel profil de dimension variable elles sont équipées d'une tête fraiseuse de faible dimension située à l'extrémité d'un bras mobile, le tout porté sur un châssis AUTOMOTEUR à roues ou à chenilles.

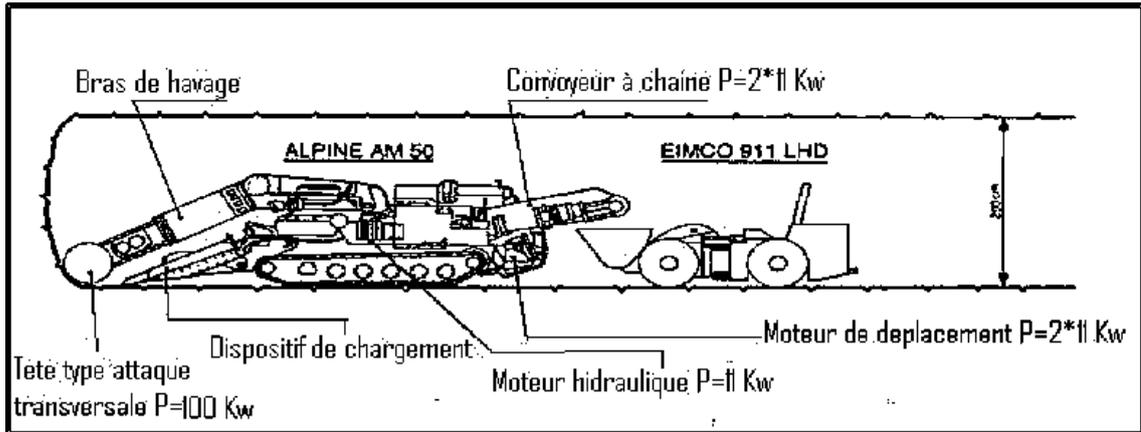


Figure II.7 :Machine à attaque ponctuelle[GES92]

II.1.4.2.2. Creusement à l'explosif

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les roches pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelles hydrauliques) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique.

L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volet d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes :

- Traçage et perforation du plan de tir.
- Chargement des trous de mines et tir de la volée.
- Ventilation et purge de l'excavation.
- Evacuation des déblais du front de taille (marinage).

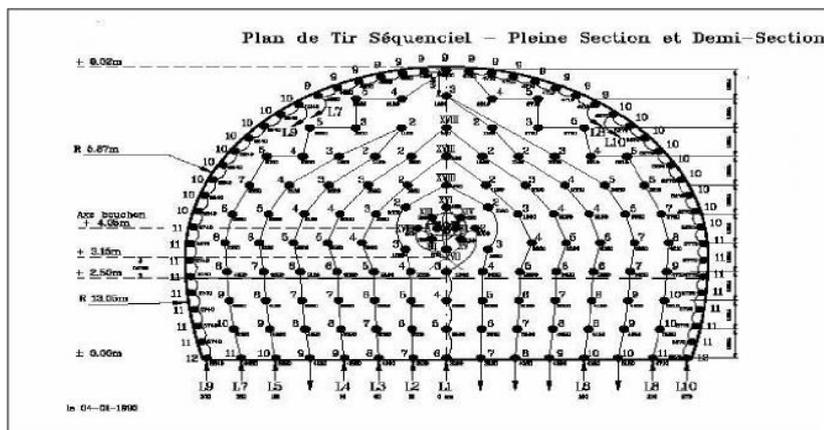


Figure II.8 :Plan de tir séquentiel[CET98]

II.2.SOUTÈNEMENT[CET98]

Le soutènement provisoire permet d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant le temps qui s'écoule entre son creusement et la mise en place du revêtement définitif.

Lorsque le terrain est de bonne qualité (rocher sain peu fracturé), le rôle du soutènement peut se limiter à la maîtrise d'instabilités locales (blocs isolés découpés par le réseau de discontinuités).

La conception du rôle actif du soutènement s'est développée parallèlement à l'utilisation des modes de soutènement qui assurent la participation effective du terrain à sa propre stabilité (boulons, béton projeté, cintres légers mis en œuvre rapidement après l'excavation).

II.2.2. Modes de soutènement

On retrouve les soutènements agissants par :

II.3.2.1.Confinement du terrain encaissant

Dans ce mode c'est le terrain qui assure sa propre stabilité, et ceci en développant sur la paroi de l'excavation des contraintes radiales.

Dans ce cas :

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

II.3.2.2. Confinement et comme armature

C'est le boulonnage sous diverses formes, qu'il soit associé ou non au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément. Les différents type de boulons sont :

- boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine).
- boulons à ancrage reparté (scènes à la résine ou au mortier).
- barres foncées.

II.3.2.3. Tel un support

Dans ce cas c'est les éléments de soutènement qui jouent le plus important rôle par rapport au sol en termes de résistance, en effet le soutènement seul doit résister aux différents efforts.

Utilisés en cas de terrain de mauvaise tenue, on citera :

- Cintres lourds.
- Cintres légers.
- Plaques métalliques assemblées.
- Voussoirs en béton.
- Tubes perfores (voute parapluie).

II.3.2.4. Renforcement du terrain

C'est les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques :

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

II.2.3. Les différents types de soutènement

II.2.3.1. Soutènement métallique

C'est le premier type de soutènement utilisé en souterrain il comprend :

- **Soutènement par boulonnage**

Le boulonnage est une technique de soutènement qui s'est développée d'abord dans le secteur minier avant de se propager dans le domaine de construction. On définit le boulonnage comme étant le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques et de longueurs pouvant varier de 1 à 5 m placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre.

Les boulons agissent surtout par confinement, ils développent, le long de la paroi du tunnel, une contrainte radiale qui, même si elle est faible, permet d'augmenter dans des proportions très importantes la résistance du terrain dans la direction tangentielle.

Ceux-ci sont de deux types :

○Boulons à ancrage ponctuel

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique constitué de deux demi-coquilles qui se bloquent au terrain en s'écartant, la mise en tension du boulon est obtenue par serrage de l'écrou de tête.

○Boulons à ancrage réparti

Ils sont ainsi nommés parce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement qui peut être une résine ou un mortier de ciment.

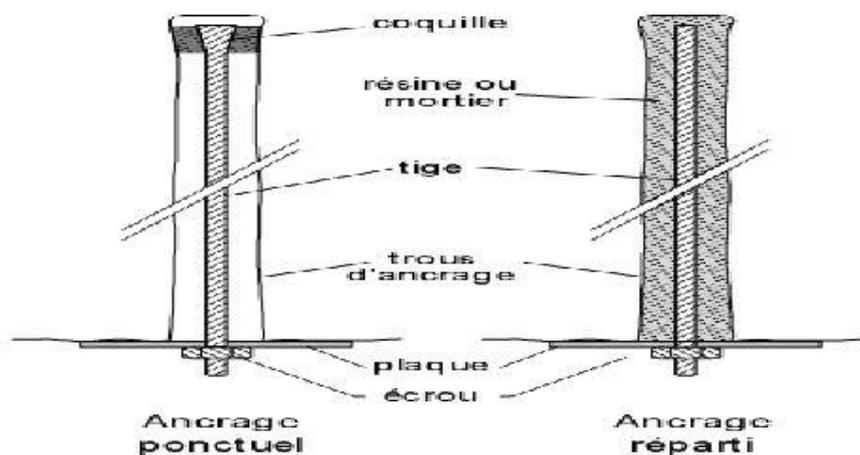


Figure II.9 : Boulons d'ancrage [CET98]

○Barres foncées dans le terrain :

Lorsqu'il est impossible de forer un trou dont les parois, on peut fonder des barres nervurées, à l'aide d'une perforatrice. La résistance à l'arrachement dépend de la nature du terrain.

- **Soutènement par cintres métalliques**

Les cintres constituent une ossature en forme d'arc ou de portique disposé selon la section transversale du tunnel, En profilés métalliques ou en treillis métalliques. Les cintres les plus utilisés en travaux souterrains sont les cintres en profilés métalliques HEB ou TH.

Les profilés les plus utilisés sont : HEB120, HEB140, HEB180, et HEB220.

Les différents types de cintres sont :

- **Les cintres métalliques légers**

Ils présentent une capacité de portance relativement limitée. Leur faible poids rend leur mise en place plus aisée qu'avec des cintres lourds. Leur inertie est insuffisante pour qu'ils jouent un rôle majeur dans le soutènement de l'excavation.

Ils sont employés pour des tunnels de petit diamètre (5 à 10m) où le chantier est peu mécanisé et dans les galeries de reconnaissance où l'on veut observer les parements.

- **Les cintres métalliques lourds**

Leur forte inertie leur permet, s'ils sont correctement appuyés et bloqués au terrain, de stabiliser les parois de l'excavation. Les dimensions des éléments de cintres sont définies en fonction des encombrements maximum admissibles pour leur transport et mise en place et en fonction du mode de réalisation de l'ouvrage.

- **Soutènement par blindage**

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 étant ensuite retirés après remplissage entre plaques et terrain.

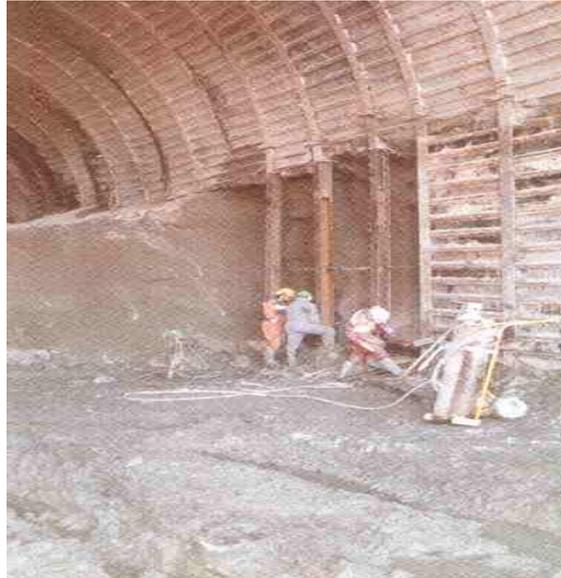


Figure II.10 :Soutènement par blindage[WEB08]

II.2.3.2. Soutènement en béton

Les types de soutènement utilisant le béton sont les suivants :

- **Béton projeté**

Il est très souvent utilisé en complément du soutènement métallique (boulons, cintres réticulés, HEB, TH.) ou en remplacement du blindage métallique. Il peut être renforcé par des fibres métalliques, voire par un treillis.

- **Composition**

La composition du béton projeté est d'abord celle d'un béton qui doit être pompable avant d'être projeté. C'est un mélange de sable, de ciment CPA 350 et de gravillons ($0 < 20\text{mm}$).

Le choix judicieux des accélérateurs et des additifs permet de trouver un compromis entre, d'une part, la rapidité de prise et une résistance suffisante au jeune âge et, d'autre part, les caractéristiques à long terme du béton.



Figure II.11 :Projection du béton[WEB09]

○ **Modes de projection :**

Il existe deux modes de projection du béton. La différence entre eux se situe dans la position de l'introduction de l'eau de gâchage du béton dans le circuit de mise en œuvre :

-L'une dite « par voie sèche », où le mélange est versé à sec dans le malaxeur puis refoulé trèsrapidement dans un courant d'air comprimé. En passant par la sortie, l'eau est incorporée au mélange et le béton est projeté à grande vitesse sur la surface d'application,

-L'autre dite « par voie mouillée », où le mélange est gâché suivant les procédés traditionnels puis versés dans la machine à projeter, pour être évacué par la lance de refoulement grâce à un flux d'air.

● **Voussoirs préfabriqués**

Les voussoirs sont mis en place par anneaux cylindriques successifs, ils servent d'appui longitudinal pour la progression du bouclier au moyen de vérins hydrauliques.

Il existe 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.
- Les voussoirs pleins qui sont des éléments de coques d'épaisseur constante.

II.2.4. Critères à prendre en compte

Les critères à prendre en compte pour la conception d'un tunnel sont classés en deux grandes catégories :

- Suivant qu'ils concernent le terrain encaissant :
 - Les discontinuités.
 - L'altérabilité.
 - Les conditions hydrogéologiques.
 - Les contraintes naturelles.
- Ou qu'il concerne l'ouvrage lui-même :
 - Relatif à son mode d'exécution.
 - Les dimensionnements et la forme de cavité
 - Le procédé d'abattage, soit à l'explosif ou purement mécanique.
 - Relatif à l'environnement de l'ouvrage.

II.2.5. Nouvelle méthode autrichienne (N.A.T.M)[KER07]

Réaliser un tunnel, c'est décharger le milieu rocheux et créer une décompression. Le comportement de ce dernier est toujours très difficile à prévoir avec précision, pour le court terme, comme pour le long terme.

La **N.A.T.M** s'avère très efficace et permet de limiter la décompression des terrains au voisinage de l'excavation. Cette méthode est caractérisée par :

- La mise en place, le plus rapidement que possible, d'un soutènement déformable constitué de boulons qui arment le terrain et d'une couche de béton projeté.
- Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé.

- L'excavation se fait à pleine ou à demi section et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place rapidement.
 - Les ancrages scellés (mortier ou résine) créent dans le terrain une voûte armée.
 - Une coque mince de béton projeté (5 à 25 cm), généralement armée de treillis soudés, protège le terrain contre l'altération, crée une continuité entre les éléments du terrain, apporte une pression radiale de confinement et répartit les efforts rapportés aux têtes des ancrages.
 - Eventuellement, des cintres légers coulissants ou des cintres lourds renforcent la coque du béton projeté.
 - L'ensemble permet donc, au terrain de participer au soutènement en raison de la formation d'une voûte monolithique (revêtement + terrain). Le terrain devient ainsi auto porteur.
- **Les Avantages de la N.A.T.M**
 - Applicable à de nombreuses catégories de terrain (des roches très résistantes aux roches broyées et aux sols très consolidés).
 - 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.
 - Un gain sur les quantités de soutènement à mettre en œuvre, car le terrain joue un rôle de soutènement partiel.

- **Limites de la N.A.T.M**

Cette méthode trouve ses limites techniques dans trois cas principaux, à savoir lorsque :

- Les venues d'eau sont excessives et 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.
- Le terrain est trop peu cohérent.
- L'efficacité du boulonnage est insuffisante, la hauteur de couverture entraîne des pressions élevées et même le renforcement par des cintres ne pourra suffire.

II.2.6. Stabilisation du front de taille[LUN93]

Dans le cas de l'utilisation d'une machine à attaque globale telle un tunnelier, les travaux sont réalisés en continu. La stabilisation est alors assurée par le bouclier dans la zone du front de taille et par un soutènement continu.

Dans le cas du creusement à front ouvert, il arrive que le terrain ne soit pas d'une tenue suffisante pour assurer la stabilité du front durant la période transitoire entre la phase d'excavation et la pose du soutènement, cela se traduit par des mouvements de terrain importants, partant des chutes de bloc jusqu'à effondrement du terrain. Dans cette configuration on a recours à des techniques de traitement qui permettent d'assurer la stabilité, de creuser à pleine section et de limiter les déformations.

II.2.6.1. Phénomène de décompression du massif

Au fur et à mesure que l'on creuse dans le terrain initialement stable, l'état de contrainte préexistant est modifié. En effet, la contrainte sur le contour de l'excavation s'annule : c'est le phénomène de décompression. Cette modification de l'état de contrainte n'intervient que dans une zone entourant le front de taille : c'est la zone d'influence du front. Elle s'étend sur une longueur à l'avant du front qui est du même ordre de grandeur que le diamètre du tunnel, d'après les mesures de déplacement réalisées sur plusieurs chantiers.

Au cours de l'avancement, trois zones caractéristiques distinctes se forment dans le massif. Elles diffèrent par leur état de contrainte(figure II.13) :

- Une zone non perturbée par l'excavation, loin devant le front, où le massif est soumis au champ de contraintes initial.

- Une zone perturbée, en avant du front et à proximité de celui-ci, limitée par le rayon d'influence du front, ou le champ de contraintes est tridimensionnel.
- Une zone de stabilisation, loin derrière le front, où celui-ci n'a plus d'influence et le champ de contrainte devient plan.

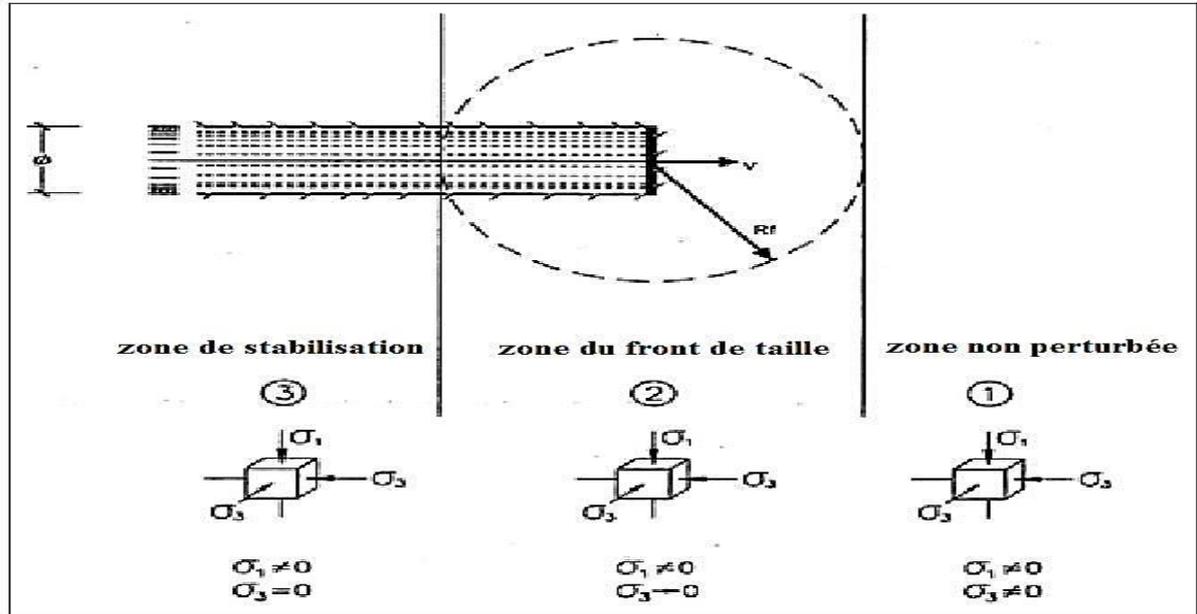


Figure II.12 : Formation de trois zones caractéristiques lors du creusement du tunnel [KIT12]

Les perturbations dues à la zone d'influence du front se manifestent par des déformations horizontales (extrusions) à l'avant du front et verticales (convergence) à l'arrière du front.

On définit le noyau d'avancement comme le prisme de terrain en amont du front de taille. Il s'étend sur une longueur correspondant au rayon d'influence du front soit environ le diamètre du tunnel. L'arrivée du front de taille modifie le champ de contrainte autour de ce noyau d'avancement en supprimant la contrainte sur le front même. (Figure II.14).

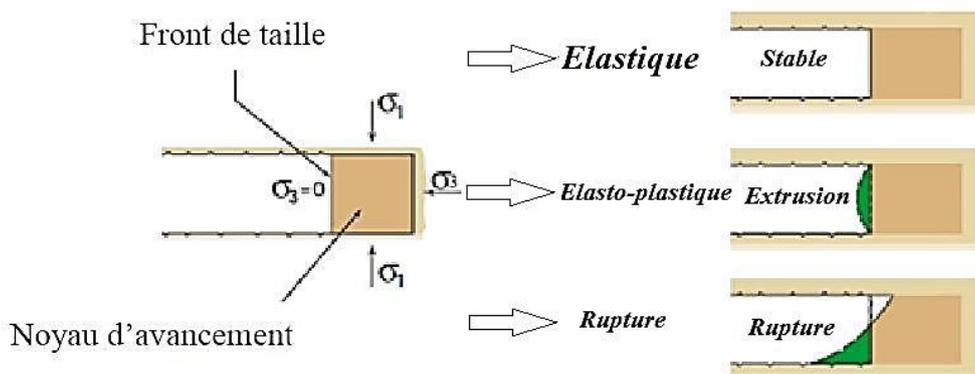


Figure II.13 : comportement du noyau d'avancement en fonction de l'état de contrainte

Les déformations créées par l'annulation des contraintes au front peuvent être de différents ordres :

- En domaine élastique, le front se maintient stable avec des déformations limitées et quasiment négligeables.
- En domaine élastoplastique, l'extrusion du front devient importante et ceci donne lieu à une situation de stabilité à court terme. En l'absence d'interventions, il s'amorce alors un phénomène de plastification qui se propage longitudinalement et radialement sur le contour d'excavation.
- En domaine proche de la rupture, le noyau devant le front devient instable et c'est une situation évidemment inacceptable.

II.2.6.2. Méthodes de renforcement du front de taille

L'amélioration caractéristique de résistance et déformation du noyau d'avancement est destinée à éviter l'extrusion prématurée du front et à limiter l'apparition de zones en déformations plastiques et leur propagation à l'arrière du front par le phénomène de convergence.

Les techniques de renforcement du front ont d'abord été mises en œuvre pour permettre le franchissement d'accidents géologiques localisés que les études préliminaires n'avaient pas prévu. Depuis le début des années 80, ces techniques se sont beaucoup améliorées et généralisées et concurrencent désormais les techniques de creusement utilisant un tunnelier, même dans le terrain de mauvaise tenue. Différentes méthodes de pré-confinement du massif à l'avant du front existent et se divisent en trois groupes :

- Les interventions de conservation directe qui consistent à réaliser un présoutènement afin de protéger le contour du noyau, tel que le jet grouting subhorizontal, le redécoupage mécanique ou encore la réalisation d'un arc cellulaire.
- Les interventions de conservation indirecte qui consistent à améliorer les caractéristiques du noyau par exemple par congélation ou par mise en place d'inclusions en fibres de verre au noyau.

- Les interventions de conservation mixte qui réunissent les deux termes précédents comme par exemple le pré-découpage mécanique et le pré-renforcement simultané du noyau par des inclusions en fibres de verre.

II.2.7. Evaluation des tassements en surface [JAN12]

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 de bâtiments, d'ouvrages d'art, de voiries ou de réseaux.

En profondeur, d'autres ouvrages peuvent se trouver dans la zone d'influence du tunnel en construction.

II.3.7.1. Mécanismes de déplacement des terres

Pour les terrains argileux, les déplacements affectent une part importante du massif situé devant le front de taille, la rupture se traduit en surface par la formation d'un cratère de dimensions supérieures à celles de l'ouverture du tunnel. Les ruptures au front de taille dans ce cas mettent en jeu des volumes de sol considérables.

Dans le cas d'un milieu pulvérulent, la rupture du front de taille s'accompagne de la formation d'une cheminée de largeur réduite au-dessus de l'ouvrage.

Les mécanismes correspondent à un état de rupture du terrain et illustrent plus la tendance générale de déformation du massif que les déplacements à attendre lors du creusement d'un tunnel.

A partir de la périphérie de l'excavation, les déplacements se transmettent vers la surface, avec une amplitude et un décalage dans le temps dépendant des conditions géotechniques, géométriques et technologiques du projet. On note cependant deux mécanismes :

- **Mécanisme primaire**

Le mécanisme primaire se déclenche avec le déconfinement du front. Si le tunnel est assez profond, la transmission des effets du creusement est en général assez réduite.

- **Mécanisme secondaire**

Le mécanisme secondaire se produira si le tunnel est proche de la surface et que le confinement n'est pas suffisant. Il en résulte la formation d'un bloc de terrain « rigide ». On retrouve alors en surface, au droit de la galerie des déplacements du même ordre qu'en clé de voûte.

Il en résulte l'apparition d'une cuvette de tassements.

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,
- liés au phasage de réalisation de la section du tunnel
- liés au revêtement définitif.

L'eau, que ce soit son rabattement ou son action due à son gradient hydraulique par exemple, est un facteur qui a également une incidence et dont il faut tenir compte.

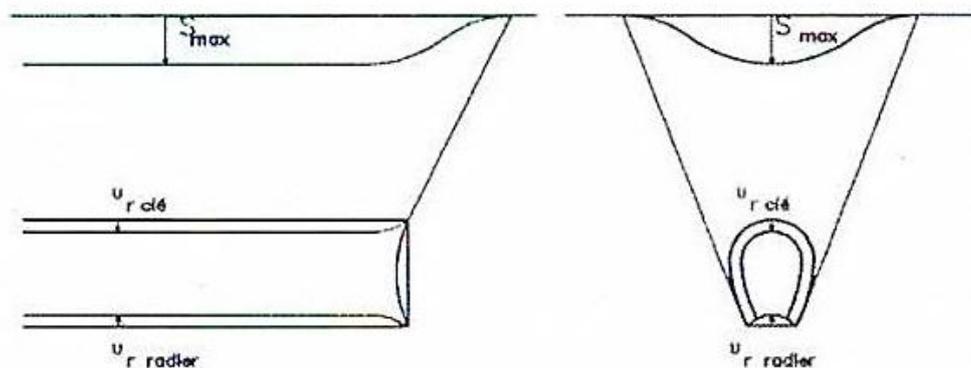


Figure II.14 : Déplacement des contours de l'excavation : coupes et principe [JAN12]

II.3.7.2. Méthodes 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 :

- Evaluation des pertes de volume générées par le creusement du tunnel (pertes dues à l'extrusion du front de taille, à la convergence des parois)
- Evaluation 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.

L'estimation des tassements relève au stade du projet trois méthodes :

- **Méthode empirique : Perte de volume autour du tunnel**

Selon ATTEWELL elle est due à la somme des pertes suivantes :

- Perte au front de taille.
- Perte radiale (convergence).
- Perte due à la courbure.
- Perte due au vide annulaire (avant injection).
- Déformation du soutènement ou revêtement.
- Consolidation.

Ces pertes peuvent être divisées en trois parties :

V_i : pertes immédiate

V_d : perte à long terme (perte différée)

V_r : déformation du revêtement

Il est difficile au stade de l'avant-projet (et quelle que soit la méthode de creusement) d'estimer les pertes dues au sol.

On suppose généralement que la perte de terrain du tunnel se transmet intégralement en surface

Après le front d'un tunnel peu profond dans une section droite du massif, la cuvette des tassements en surface prend l'allure d'une courbe en cloche centrée sur l'axe du tunnel, cette courbe décrit largement la forme d'une courbe de Gauss

$$s(y) = s_0 e^{-\frac{x^2}{2i^2}}$$

Où x est la distance horizontale au plan axial du tunnel, s est le tassement (maximal) sur l'axe et i un paramètre caractéristique de l'étendue de la cuvette (ou de sa profondeur relative). Cette courbe possède les caractéristiques suivantes :

- Point inflexion pour $x = i s$ ($i = 0,61 s_0 p$) ($i = s' (i) = 0,61 s/i_0$)
- Courbure maximale pour $x = i\sqrt{3} s$ ($i\sqrt{3} = 0,22 s_0$)
- Volume unitaire (par mètre sur l'axe du tunnel) $V_s = 2,5 i s_0$
- Volume relatif (rapporté à la section du tunnel) $v_s = V_s / (\pi R^2)$

Où R est le rayon excavé du tunnel et p la pente maximale de la cuvette transversale, obtenue au point d'inflexion d'abscisse i .

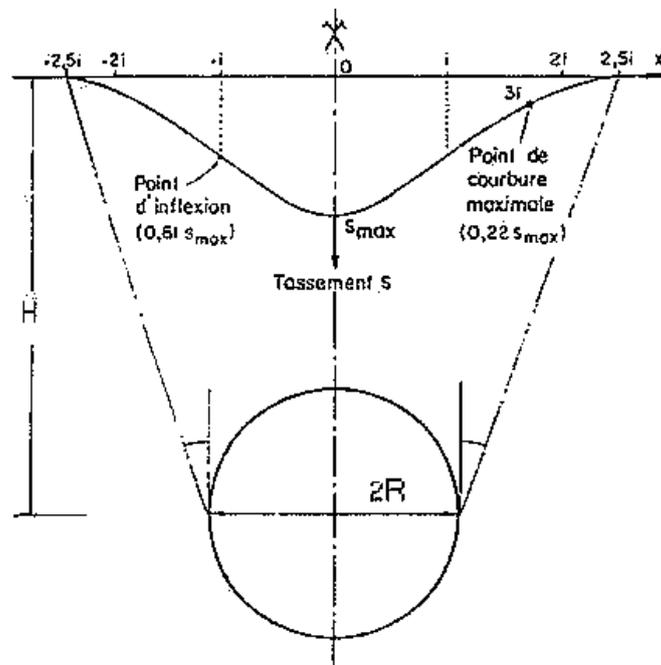


Figure II.15 : Profil gaussien de la cuvette de tassement[JAN12]

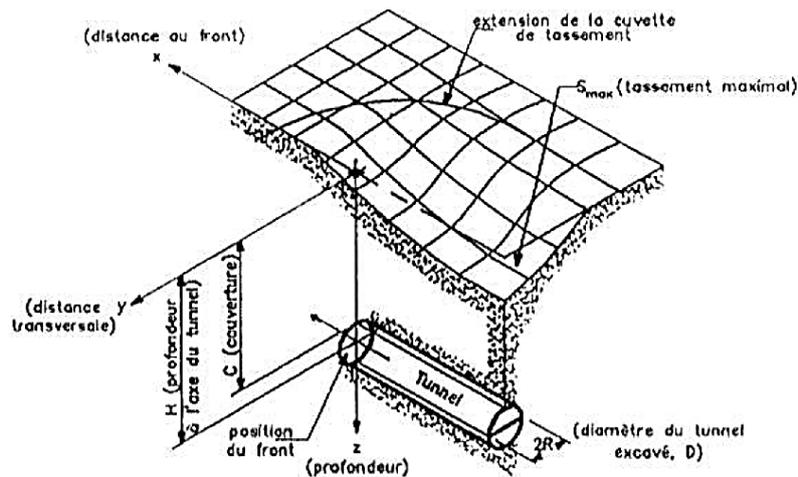


Figure II.16 : Cuvette de tassement en 3D[JAN12]

- **Méthode analytique**

C'est l'étude de la modification du champ de contraintes engendré par le creusement d'un tunnel. Cependant, des formulations ont été également proposées pour l'évaluation des déplacements dans le massif.

Celles-ci reposent sur les principes généraux de la mécanique ainsi que sur des hypothèses fortes, concernant la géométrie du problème (tunnel circulaire d'axe horizontal à grande profondeur), la stratigraphie (une seule couche homogène), la loi de comportement (Tresca ou Mohr-Coulomb) et l'état initial de contraintes (sol non pesant, isotrope et homogène). Par ailleurs, les formules sont exprimées dans le plan et dans le cadre d'analyses en petites déformations.

Ces hypothèses représentent une des faiblesses majeures de ces méthodes.

- **Méthodes numériques**

Dans le cas d'ouvrages souterrains, l'objectif est de modéliser le déconfinement provoqué par le creusement des tunnels afin de déterminer les champs de déplacements et de contraintes au sein du massif.

Les codes de calculs numériques sont construits sur la base des éléments finis, des différences finies ou encore des éléments distincts.

Ils présentent l'avantage incontestable de pouvoir aborder les problèmes théoriques analytiquement insolubles en les remplaçant par une solution numérique approchée.

II.3.REVETEMENT[CET98]

Une des caractéristiques des revêtements des tunnels, est qu'ils doivent théoriquement tous supporter de manière permanente les charges calculées, qui sont en majeure partie des sollicitations de genre statique.

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

- Le béton coffré non armé pour les tunnels réalisés de manière séquentielle, le revêtement étant alors exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement.
- Les voussoirs préfabriqués en béton armé, qui sont utilisés en cas de réalisation d'un tunnel circulaire à l'aide d'un tunnelier.
- La maçonnerie de moellons doit être citée pour mémoire, elle n'est plus utilisée dans les ouvrages actuels.

II.3.1.Les fonctions du revêtement

Le revêtement joue plusieurs fonctions :

- **Fonction d'étanchéité**

Assurer l'étanchéité de surface via le béton coffré dont seuls les joints de reprise sont traités en joints d'étanchéité.

- **Fonction mécanique**

C'est la fonction la plus traditionnelle du revêtement, conçue pour garantir la stabilité à long terme de l'ouvrage.

L'intrados d'un tunnel reste la seule partie visible. En fonction du type de tunnel, de sa géométrie, il convient de choisir un niveau de confort auquel contribuent la qualité des parements et leur éclairage.

Un revêtement lisse contribue à minimiser les pertes de charge, lorsque le tunnel possède un système de ventilation mécanique.

II.3.2. Règles de conception du revêtement

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.
- Eviter les points anguleux dans la mise en place du revêtement.
- Assurer la continuité du contact entre le terrain encaissant et le revêtement. (ainsi ce contact augmente la capacité de transmission des efforts).
- Optimiser les cadences du bétonnage, en optant pour un décoffrage rapide, tout en respectant la règle de résistance minimale.
- Respecter la longueur maximale de plot de béton (n'excédant pas les dix mètres) en absence d'étanchéité à l'extrados du tunnel.
- Calculer le revêtement définitif dans les cas statique et dynamique, et retenir les sollicitations obtenues du cas le plus défavorable pour le calcul de ferrailage.

II.4. CONCLUSION

Il existe plusieurs méthodes d'exécution des tunnels, néanmoins le choix de la méthode la plus adéquate dépend de plusieurs paramètres, le type de terrain traversé, la forme et les dimensions du profil transversal du tunnel sans oublier l'aspect économique qui est très important.

Notre tunnel traverse un terrain meuble, la solution adoptée (suivant les recommandations AFTES) est le creusement à demi-section à l'aide de machine à attaque ponctuelle.

Les différentes étapes sont :

- excavation de la demi-section supérieure (calotte, stross).



- stabilisation du front de taille
- pose de cintres métalliques, suivie d'une couche de béton projeté.
- excavation du radier.
- Pose d'un radier provisoire.

CHAPITRE III

EVALUATION DES CHARGES

III.EVALUATION DES CHARGES[SZE70]

III.1. INTRODUCTION

Les principales charges agissantes sur un ouvrage souterrain proviennent généralement des couches qui constituent le terrain.

Le calcul de ses sollicitations dépend de l'état de contrainte du massif avant le creusement de tunnel.

Ainsi pour faciliter la détermination des actions agissantes sur l'ouvrage on va avoir recours aux hypothèses simplificatrices suivantes :

- Le terrain est supposé homogène, élastique et isotrope.
- La déformation est bidirectionnelle.
- Les actions extérieures considérées sont dues aux poids des terres au-dessus de l'ouvrage.

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 formules empiriques qui souvent sont différentes selon les hypothèses adoptées. Certaines de ces méthodes ont une bonne confirmation expérimentale. Nous exposerons quelques-unes d'entre elles dans ce chapitre.

III.2. ORIGINES ET TYPES DES POUSSEESSOUTERRAINES

Les causes de la poussée souterraine peuvent être réparties en trois groupes :

- a) Décompression de la masse rocheuse.
- b) Poids des masses du terrain situé au-dessus du tunnel.
- c) Augmentation du volume de la roche, gonflement d'origine chimique ou physique.

Les effets énumérés ci-dessus peuvent être respectivement à l'origine de trois sortes de poussées :

- Poussées de détente
- Poussées géologiques
- Poussées de gonflement

III.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 du sol, 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 pénétrations, puis par une extension vers le haut sous forme d'ogive, jusqu'à ce que les côtés du triangle forment un angle α .

Les risques d'accroissement de la poussée de détente se présentent avant la mise en place du soutènement provisoire. Plus on retarde la pose du soutènement, plus on laisse la chance à l'évolution de cette poussée, dont le développement ne se fait qu'après un certain temps.

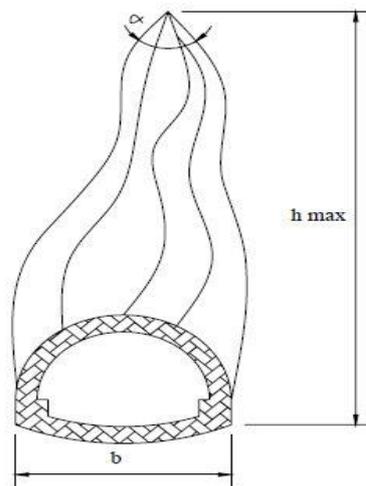


Figure III.1 : Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation

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

$$h_{max} = \frac{h}{2 \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right)} \approx \frac{b}{2 \sin \varphi}$$

Avec :

h : Hauteur de couverture.

b : Largeur de l'excavation.

α : Angle au sommet du profil d'équilibre.

φ : Angle de frottement interne.

III.2.2. Poussées géologiques

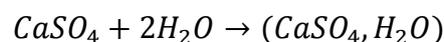
Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers mouvements tectoniques. Elle apparaît, suite aux travaux d'excavations dans l'entourage du profil où l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales, atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche non seulement en calotte mais aussi sur les piédroits. Le processus de mouvement suscité par les travaux d'excavation débute au moment où à la suite du regroupement des poussées le long des piédroits, 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.

III.2.3. Poussées de gonflement

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

- D'origine physique, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provoquant une augmentation de volume par apport d'eau.
- D'origine chimique, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates.

Parmi les plus connues des causes chimiques provoquant le gonflement est la transformation de l'anhydrite $CaSO_4$ en gypse au contact de l'eau :



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. [BUL01]

III.3. DETERMINATION DE LA PRESSION VERTICALE

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 ne tenant pas compte de celle-ci.

Nous aborderons dans ce qui suit quatre de ces méthodes :

III.3.1. 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 élargie aux terrains cohérents. Conformément à la réalité, il admet que le terrain ne comporte pas plus d'humidité que celle nécessaire, d'après les expériences, pour lui conférer une cohésion suffisante, permettant d'assurer sans soutènement la stabilité du front d'attaque d'une galerie de faibles dimensions.

TERZAGHI admet que la masse du sol qui entoure la galerie se déplacera déjà lors de l'excavation et ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement. Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surfaces de glissement fasse apparition. Il convient donc de définir la largeur de la masse de terrain qui se déplace dans le plan de la calotte de l'évidement, en partant d'un angle du plan de rupture de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ donnant l'inclinaison de la surface de glissement de la poussée active des terres [BOU88]. (Voir Figure III.2)

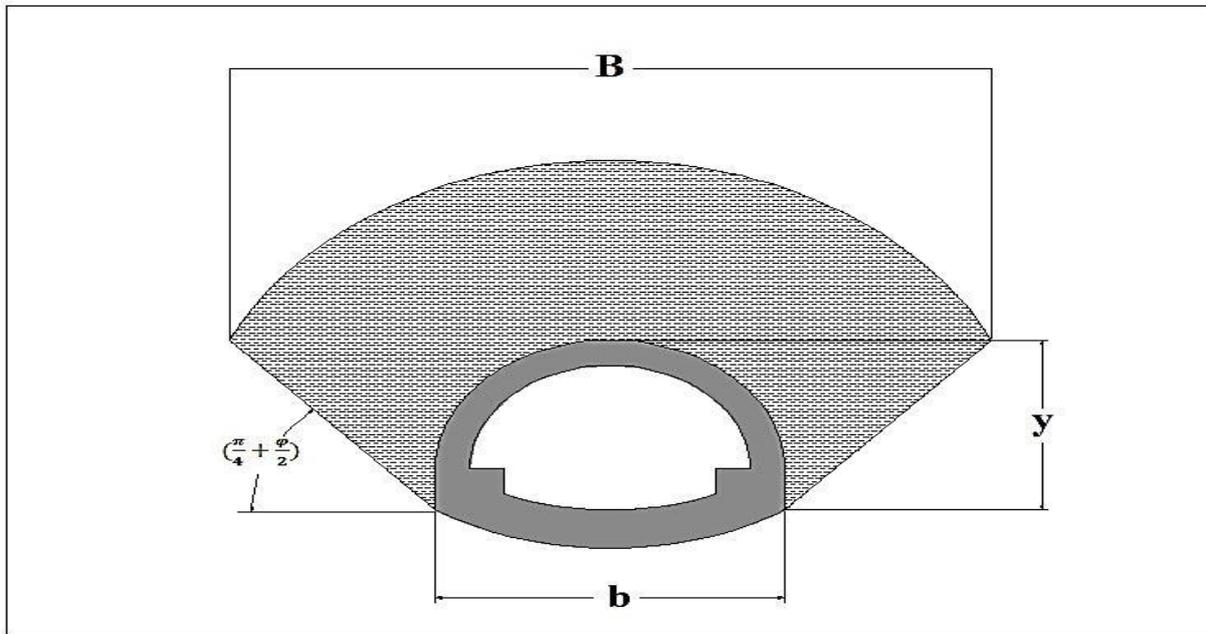


Figure III.2 : Hypothèses de base de la théorie de TERZAGHI

$$B = b + 2y * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Eq. (III. 1)}$$

- q : La surcharge en surface.
H: La couverture de terre.
y : Hauteur de l'excavation.
b : Largeur de l'excavation.

Ainsi la contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{By - 2c}{2K \tan \varphi} \left[1 - e^{\left(\frac{-2KH \tan \varphi}{B}\right)} \right] + q e^{\left(\frac{-2KH \tan \varphi}{B}\right)} \quad \text{Eq. (III. 2)}$$

Où :

c : Cohésion du terrain.

φ : Angle de frottement interne.

K : Coefficient de poussée des terres, avec : $K = 1 - \sin \varphi$. [BOU88].

III.3.2. Théorie des poids des terres

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

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \quad \text{Eq. (III. 3)}$$

γ_i : Poids volumique de la couche i.

h_i : Epaisseur de la couche i.

q : Surcharge à la surface.

Cette méthode est considérée comme pénalisante du fait qu'elle ne prend pas en compte l'effet de voûte, d'où un surdimensionnement de l'ouvrage.

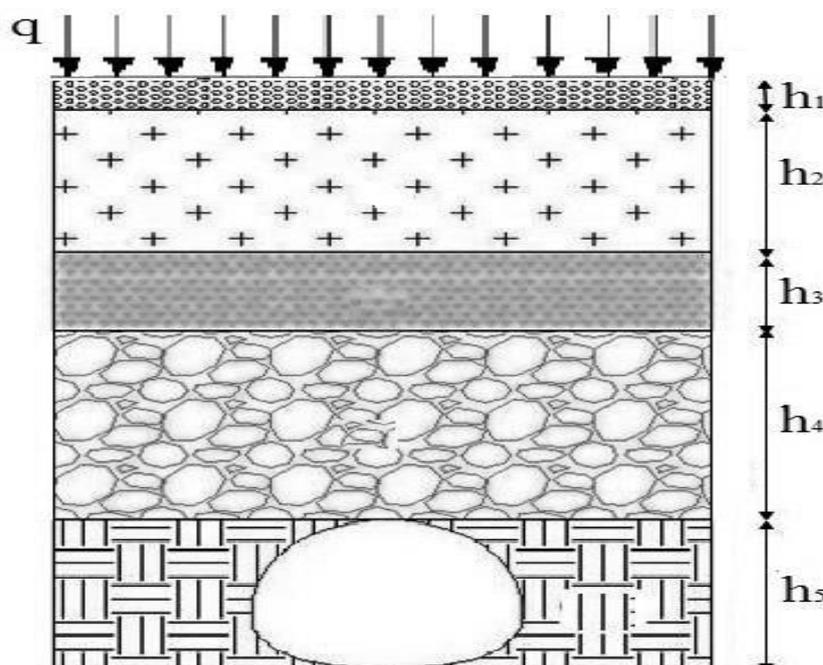


Figure III.3 : *Théorie des poids des terres*

III.3.3. Théorie de BIERBAÜMER

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse rocheuse délimitée par une parabole de hauteur $h = \alpha H$. Le calcul du coefficient de réduction α se fait suivant une méthode selon laquelle la masse de roche aura tendance à se déplacer vers le bas suivant des surfaces de glissement inclinées de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ par rapport à l'horizontal. (Voir figure III.4).

La contrainte verticale est : $\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$ Eq. (III. 4)

Avec :

H : Couverture de terrain.

h : Hauteur de la parabole de charge.

α : Coefficient de réduction.

Notons que le coefficient de réduction α prend différentes valeurs en fonction de la couverture de terrain H

$$B = \begin{cases} b + 2y \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) & \text{section fer à cheval rectangulaire} \\ 2R \tan(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4}) & \text{section circulaire} \end{cases} \quad \text{Eq. (III. 5)}$$

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{si } H < 15 \text{ m} \\ 1 - \frac{H \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}{B} & \text{si } 15 \text{ m} \leq H \leq 200 \text{ m} \\ \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) & \text{si } H > 200 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Eq. (III. 6)}$$

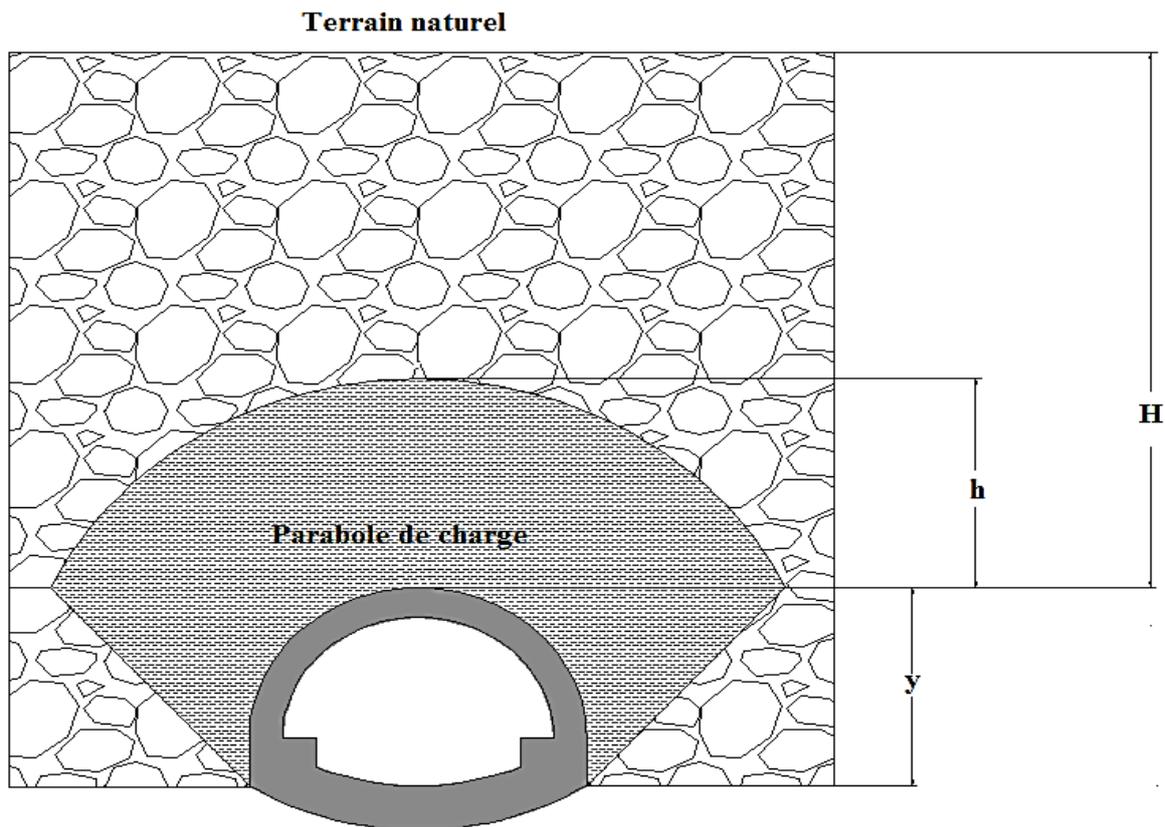


Figure III.4 : Répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAÜMER

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

III.3.4. Théorie de PROTODIAKONOV

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

La contrainte verticale est égale à : $\sigma_v = \gamma \times h_p$ Eq. (III. 7)

Tel que :

$$h_p = \frac{B}{2f} = \frac{B}{2 \tan \varphi} \text{ Eq. (III. 8)}$$

Avec B défini par l'Eq. (III. 1)

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

$$f = \begin{cases} \tan \varphi & \text{sol granuleux} \\ \tan \varphi + \frac{c}{\sigma_c} & \text{sol cohérent} \\ \frac{\sigma_k}{100} & \text{sol rocheux} \end{cases} \quad \text{Eq. (III. 9)}$$

f : Coefficient de résistance calculé pour différents terrains

σ_c : Résistance à la compression.

σ_k : Résistance de dureté de la roche.

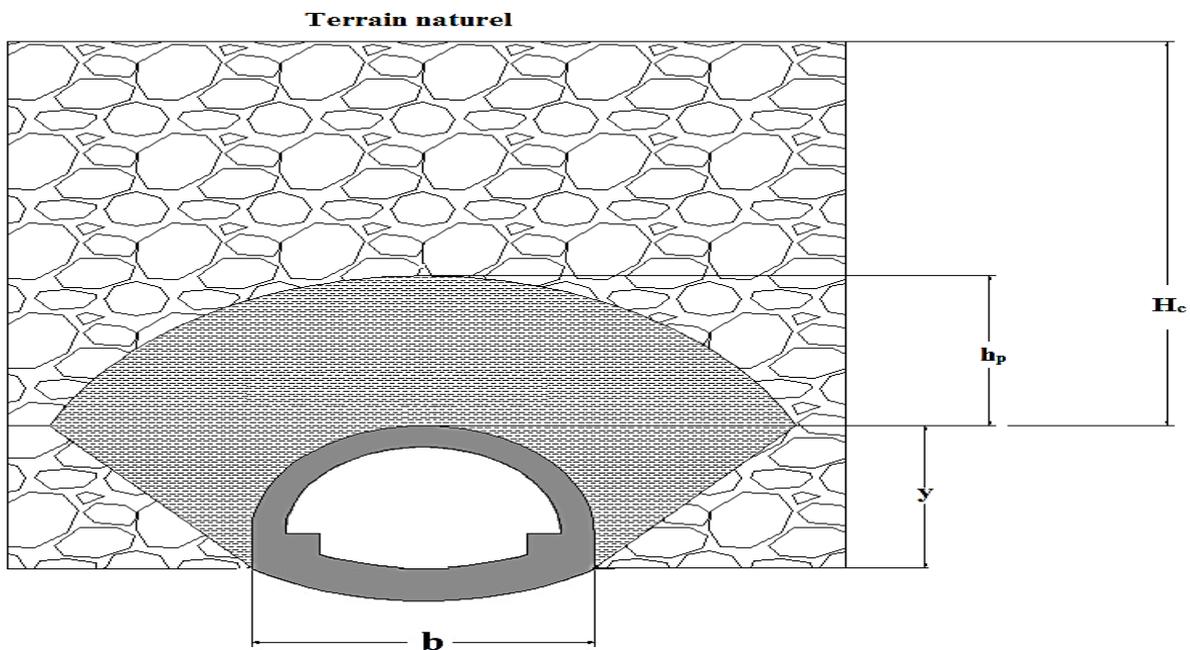


Figure III.5 : Répartition des charges selon PROTODIAKONOV

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

$$\frac{B}{2f} < H_c < \frac{B}{f} \quad \text{Eq. (III. 10)}$$

Le tableau ci-dessous donne les valeurs du coefficient de résistance f

Tableau III-1: Coefficient de résistance des roches selon PROTODIAKONOV [BOU88]

Catégorie	Degré de Résistance	Masse volumique [kg/m ³]	<i>F</i>	Angle de frottement interne (°)
I	Résistance supérieure	>2000	20	87
II	Roches très résistantes	1500	15	85.5
III	Roches de bonne tenue	900	8	82
IV	Roches assez résistantes	550	6	75
V	Roches de résistance moyenne	350	3	70
VI	Roches assez inconsistantes	200	1.5	65
VII	Roches inconsistantes	200-150	1	50
VIII	Terrains meubles	200-150	0.6	30

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 toute la hauteur de couverture qui agira en charge [BOU88].

La théorie de **TERZAGHI** quant à elle tient compte de l'influence de la profondeur et ceci en prenant toute la hauteur de couverture et ses caractéristiques.

III.4.EVALUATION DE LA PRESSION HORIZONTALE

Bien que le but principal de l'étude des charges agissant sur le souterrain soit de déterminer l'importance de la charge verticale, il n'est pas moins capital de connaître la grandeur des pressions latérales dont on a également besoin pour le calcul du profil.

III.4.1. Théorie de TERZAGHI

D'après TERZAGHI la pression horizontale peut être calculée par les formules suivantes

$$\sigma_h = \begin{cases} 0.3\gamma(0.5y + H_p) & \text{Cas général} \quad \text{Eq. (III. 11)} \\ \gamma H \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Terrains granuleux} \quad \text{Eq. (III. 12)} \\ \sigma_v \frac{\nu}{1 - \nu} & \text{Roches de bonne tenue} \quad \text{Eq. (III. 13)} \end{cases}$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson.

H_p : La hauteur du noyau de détente, tel que

$$H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi}$$

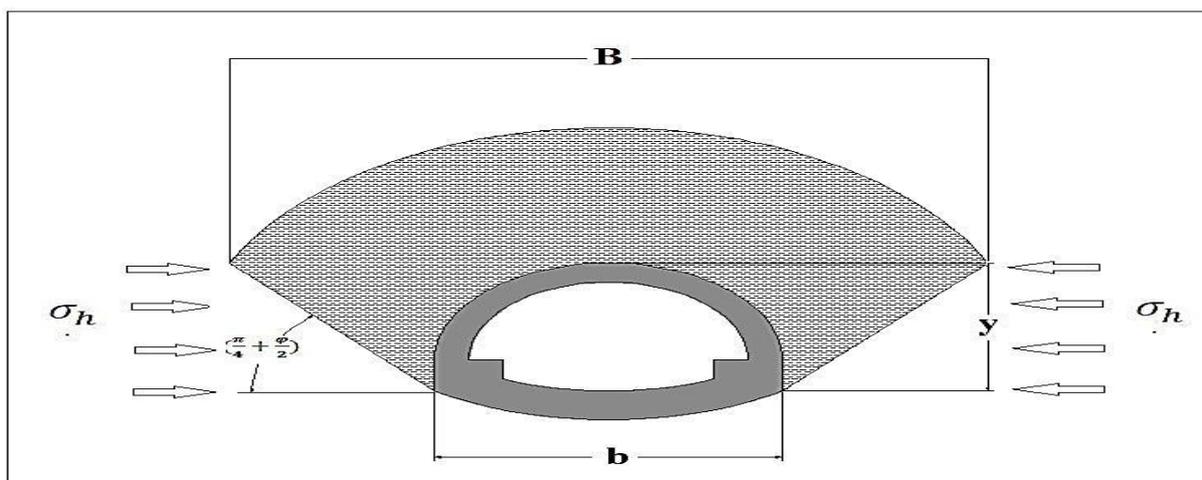


Figure III.6 : Théorie de TERZAGHI

III.4.2. Théorie de PROTODIAKONOV

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

$$\sigma_h = \gamma \times y \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \left[\frac{2}{3 \tan \varphi} b + y \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{y}{2} \right] \quad \text{Eq. (III. 14)}$$

III.4.3. Théorie de COULOMB-RANKINE [CHE93]

On peut calculer la pression horizontale qui est de répartition trapézoïdale en fonction de la pression verticale d'après COULOMB et RANKINE par les formules suivantes :

Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = k_a \sigma_v \quad \text{A court terme, (soutènement provisoire)}$$

Eq. (III. 15)

$$\sigma_{h1} = k_0 \sigma_v \quad \text{A long terme, (revêtement définitif)}$$

Avec :

σ_v : Contrainte verticale de TERZAGHI

$$\begin{cases} k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) & \text{Coefficient de poussées actives} \\ k_0 = (1 - \sin \varphi) X_1 X_2 X_3 & \text{Coefficient des terres au repos} \end{cases} \quad \text{Eq. (III. 16)}$$

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 III-2: Coefficients d'influences en fonction de la nature du terrain

Nature du terrain	X ₁	X ₂	X ₃
Remblais	1.00	1.00	1.00
Argile	0.70	1.00	0.50
Sable	1.00	1.00	1.00
Marne	0.70	1.00	0.70

Au niveau du radier :

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} \text{ Eq. (III. 17)}$$

Sachant que :

$$\sigma_{h2} = \gamma y \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Eq. (III. 18)}$$

III.4.4.L'expérience soviétique

La répartition de poussée latérale est trapézoïdale. Sa valeur devra être déterminée en fonction de deux valeurs extrêmes au niveau de la calotte ainsi qu'au niveau du radier. la poussée spécifique est :

Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = \gamma h_p \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Eq. (III. 19)}$$

Au niveau des piédroits :

$$\sigma_{h2} = \gamma(h_p + y) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Eq. (III. 20)}$$

Tel que :

$$h_p = \frac{b}{\sin 2} \text{ Eq. (III. 21)}$$

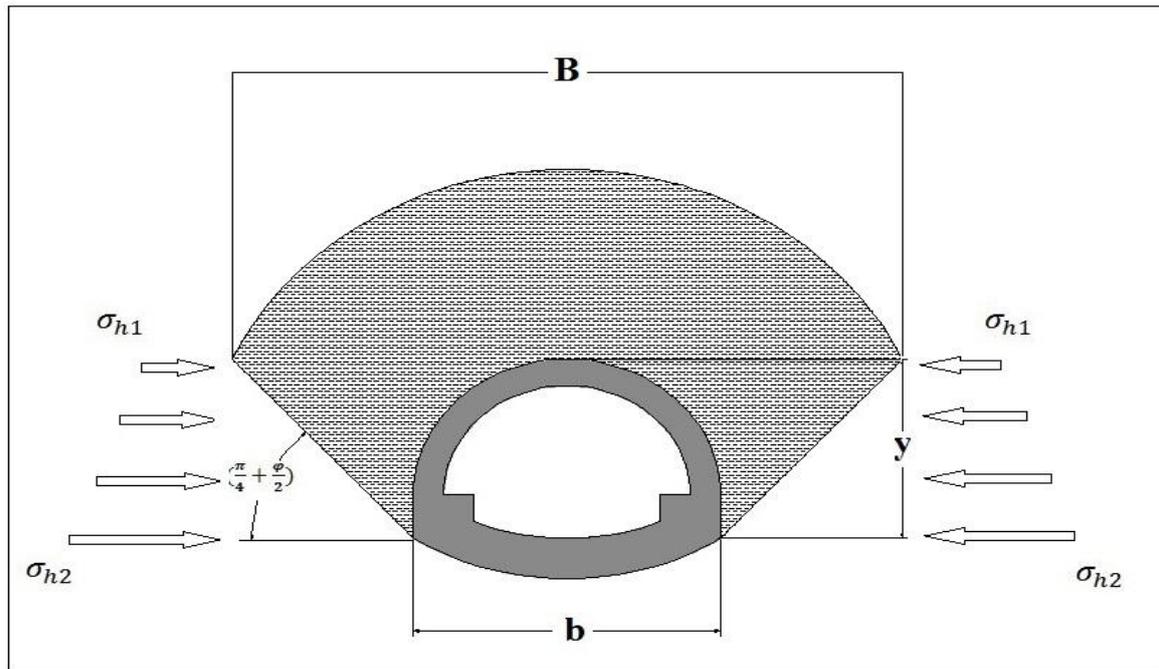


Figure III.7 : Répartition des poussées selon l'expérience soviétique

III.5.EVALUATION DE LA PRESSION AGISSANT AU NIVEAU DU RADIER

Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains non consistants et plus particulièrement dans les sols plastiques et dans les argiles imbibées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous le radier. Si les contraintes géostatiques ainsi libérées lors de l'excavation sont importantes, la zone décompressée peut intéresser un grand volume de terrain et entraîner son fluage de bas en haut vers l'intérieur de la galerie.

Plusieurs chercheurs ont tenté de définir ce phénomène. Nous exposerons deux des plus importantes méthodes, nous citons celle donnée par **TERZAGHI** et celle donnée par **TSIMBARIEVITCH**.

III.5.1.Méthode de TERZAGHI

TERZAGHI 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 étant à peu près au niveau de cette valeur.

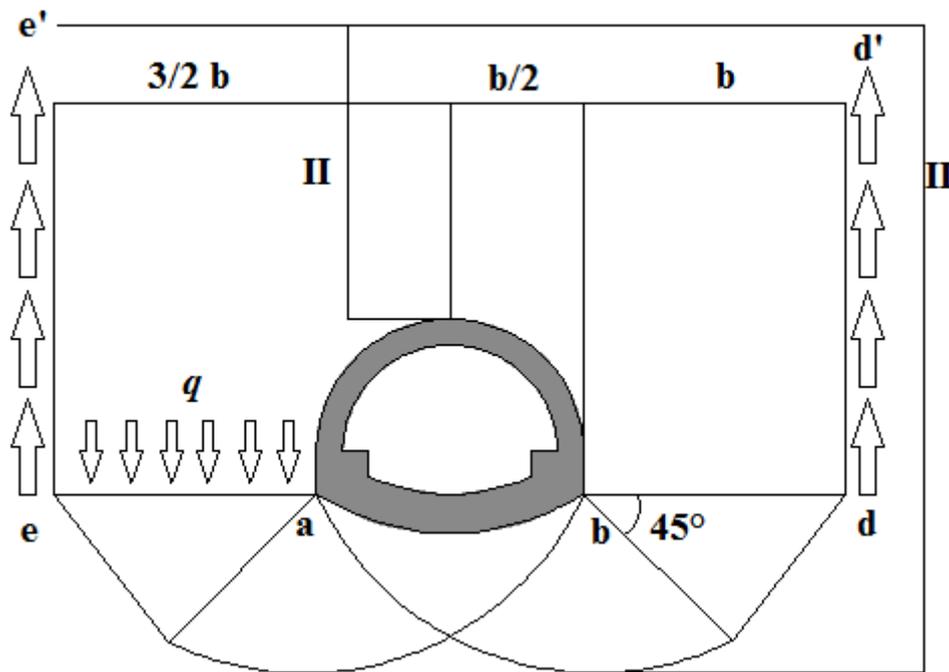


Figure III.8 : Répartition des poussées au niveau du radier selon TERZAGHI

Pour un terrain à cohésion parfaite où $c \neq 0$ et $\varphi = 0$, l'effort agissant sur le plan est :

$$Q_0 = \left(\frac{b\gamma}{2}\right) \left(3H_1 - y - \frac{2f}{3}\right) - H_1 \times c \quad \text{Eq. (III.22)}$$

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

$$Q = P_{max}b = (2 + \pi)cb \quad \text{Eq. (III.23)}$$

La sécurité sera donc exprimée par le rapport suivant :

$$n = \frac{Q}{Q_0} = \frac{2c(2 + \pi)}{\gamma \left[H_1 \left(3 - \frac{2c}{b\gamma} \right) - \frac{2f}{3} - y \right]} \geq 1.5 \quad \text{Eq. (III.24)}$$

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

$$Q_0 = \left(A + \frac{b}{2}\right) H_1 \gamma - \frac{by\gamma}{2} - \frac{bf\gamma}{3} - \frac{\gamma}{2} \left[H_1 \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \right]^2 \tan \varphi \quad \text{Eq. (III. 25)}$$

Avec :

A : Largeur de la zone (ae)

$$A = \left[H_1 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \right] \tan \varphi - \frac{b}{H_1} \left(H_1 - y - \frac{2f}{3} \right) > 0 \quad \text{Eq. (III. 26)}$$

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

$$Q = A^2 \gamma \times n_0 \quad \text{Eq. (III. 27)}$$

Avec n_0 le coefficient de la résistance empêchant le glissement du terrain qui est fonction de φ , pouvant être tiré du tableau suivant :

Tableau III.3: coefficient de résistance n_0 en fonction de l'angle de frottement interne

φ	0	10	20	25	30	35	40	44	48
n_0	0	1	5	10	20	40	140	260	780

Notons que si A=0, la sécurité vis-à-vis du glissement du radier est inexistante, il faudra donc prendre le soin de mettre en place un étayage.

III.5.2.Méthode de TSIMBARIÉVITCH

A cause de l'influence de la poussée verticale exercée par les masses de terrains latérales, un coin du radier se déplacera vers l'intérieur de l'excavation. Ce déplacement étant équilibré par l'effet de butée des terrains situés sous l'évidement.

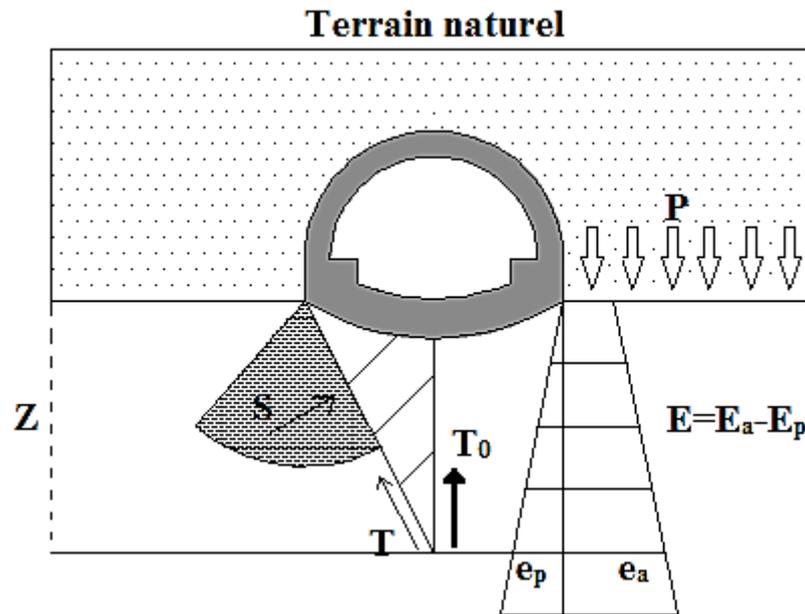


Figure III.9 : La poussée au niveau du radier selon TSIMBARIÉVITCH

A une profondeur Z , les valeurs respectives de la poussée et de la butée seront :

$$E_a = (p + \gamma Z)K_a - 2C\sqrt{K_a} \quad \text{Eq. (III. 28)}$$

$$E_p = (\gamma Z)K_p - 2C\sqrt{K_p} \quad \text{Eq. (III. 29)}$$

Avec :

$$K_{a,p} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} \mp \frac{\varphi}{2}\right)$$

La poussée des terres étant égale à la butée on retrouve l'expression suivante de Z :

$$Z = \frac{pK_a - 2c(\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}{\gamma(K_p - K_a)} \quad \text{Eq. (III. 30)}$$

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

$$E = E_a - E_p = \frac{\gamma Z}{2}(Z + 2H) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2}\gamma Z^2 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Eq. (III. 31)}$$

L'effort horizontal agissant en la direction de l'excavation peut être décomposé en deux composantes : T parallèle et S perpendiculaire à la série des plans de glissements.

$$\left\{ \begin{array}{l} T = E \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad Eq. (III. 32) \\ S = E \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad Eq. (III. 33) \end{array} \right.$$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain soit provoqué par des efforts survenant des deux côtés on retrouve une résultante T_0 telle que :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad Eq. (III. 34)$$

La résultante T_0 exerce son action dont l'axe central étant verticale. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une surcharge q ou par une forme en contre voûte du radier, la charge q doit être répartie sur une longueur « Y » calculée par l'équation suivante :

$$Y = \frac{Z}{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad Eq. (III. 35)$$

Ainsi la contrainte engendrée sous le radier est :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} = \frac{T_0}{Z} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad Eq. (III. 36)$$

- Verification de non soulèvement

Il faudra également s'assurer que l'on ne doit pas dépasser l'état limite de rupture au niveau du radier donné par la relation suivante :

$$\sigma \leq \left[\frac{4c}{1 - \sin \varphi} \right] (2 + \sin \varphi) \cos \varphi \quad Eq. (III. 37)$$

III.6.EVALUATION DES PRESSIONS HYDROSTATIQUES

Lorsque le revêtement d'un ouvrage est plus imperméable que le terrain considéré, la pression hydrostatique est calculée en général 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 considérée par rapport à la voûte qui engendre des efforts normaux ainsi que des efforts de flexion.

III.7.CHARGES ET SURCHARGES

III.7.1.Charges intérieurs

On néglige généralement les charges dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant l'intérieur du tunnel. C'est la raison pour laquelle, à l'exception des ouvrages soumis à des forces intérieures (galerie d'eau, réservoirs de gaz), les charges intérieures ne sont pas prises en considération, d'autant plus que ces charges travaillent dans le sens contraire des charges extérieures.

III.7.2.Charges extérieurs

C'est les charges provenant du poids de bâtiments et de véhicules circulant à la surface qui peuvent avoir une certaine influence sur le dimensionnement. Cependant ils ne doivent être en considération que s'il s'agit des tunnels à faible couverture.

III.8.CONCLUSION

Le choix de la méthode (Chapitre VI) dépend de plusieurs paramètres tels que les caractéristiques hydrogéologiques et géotechniques du site ainsi que la géométrie du tunnel.

CHAPITRE IV

DIMENSIONNEMENT

IV.DIMENSIONNEMENT[CHE93]

Après la détermination des différentes charges agissant sur l'excavation, on passe au dimensionnement, qui représente une phase très importante.

Ce chapitre traitera de la démarche de calcul d'un tunnel en général qui commence par le soutènement provisoire suivi du revêtement définitif.

IV.1. SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

Le soutènement provisoire jouera le rôle d'un support, la reprise des charges aux naissances de la calotte peut être réalisée grâce à l'utilisation de cintres métalliques.

La reprise en sous-œuvre des cintres de voûte ne sera pas nécessaire dans les roches dures, néanmoins, elle peut s'avérer indispensable dans les roches tendres et les zones broyées, la fermeture du cintre en radier devient nécessaire si le comportement du massif ne correspond pas aux hypothèses prise en compte lors du choix de la méthode.

IV.1.1.Réalisation

Le soutènement provisoire est réalisé en trois phases :

- **Première phase**

Excavation de deux galeries latérales à la base du tunnel. Leur soutènement sera fait à l'aide de profilés métalliques (HEB300, HEB160,...etc.) et de béton projeté.

- **Deuxième phase**

- Bétonnage des culées des galeries latérales qui serviront d'appuis pour les cintres de la demi-section supérieure.
- Remblaiement de l'espace vide.
- Bétonnage des culées et remblaiement des vides par plots successifs.

- **Troisième phase**

Excavation de la demi-section supérieure en conservant le merlon central qui servira de butée au front de taille. Elle comprend les opérations suivantes:

- Excavation de la travée en conservant le melon central.
- Mise en place d'une couche de 5 cm de béton projeté.
- Pose du cintre de la demi-section supérieure en prenant appuis sur les culées latérales.
- Calage du cintre au terrain pour minimiser le tassement.
- Excavation du merlon central.
- Renforcement du front de taille à l'aide de boulons et une couche de béton projeté

IV.1.2.Hypothèses de calcul

On propose trois hypothèses pour le système de charges agissant sur le tunnel :

➤ **Hypothèse I**

La réaction élastique du sol est prise en considération. Le soutènement provisoire et le revêtement se déforment sous l'action des charges extérieures. Dans la zone où les déformations du soutènement sont orientées vers l'extérieur du tunnel, apparaît la réaction élastique du sol.

➤ **Hypothèse II**

Le système de charges considéré comporte les charges verticales, les charges horizontales ainsi que la réaction élastique du sol correspondant (Chapitre VII).

➤ **Hypothèse III**

On adopte les charges verticales comme uniformes et symétriques et 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.

IV.1.3. Détermination des efforts

La voûte supérieure est calculée tel un arc porteur encastré à ses extrémités. Les charges agissant sur l'arc, provenant de la pression souterraine ainsi que le poids propre sont considérées comme uniformément réparties.

$$P_v = \frac{Q_0 + \Delta G + Q}{l} Eq. (IV. 1)$$

P_v : Pression verticale.

ΔG : Partie de la charge d'intensité variable.

Q : Poids total de l'arc.

Q_0 : Partie uniformément répartie de la pression géologique.

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**.

$$e_0 = \left(\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + q \right) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \sqrt{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} Eq. (IV. 2)$$

$$e_1 = \gamma(H + f) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \sqrt{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} Eq. (IV. 3)$$

Tel que :

e_0 : La charge horizontale en clé de voûte

f : La hauteur de courbe de la voûte.

e_1 : La charge horizontale en pied de longrine

q : La charge d'exploitation.

H : La hauteur de couverture.

c : La cohésion.

h : L'épaisseur de la couche.

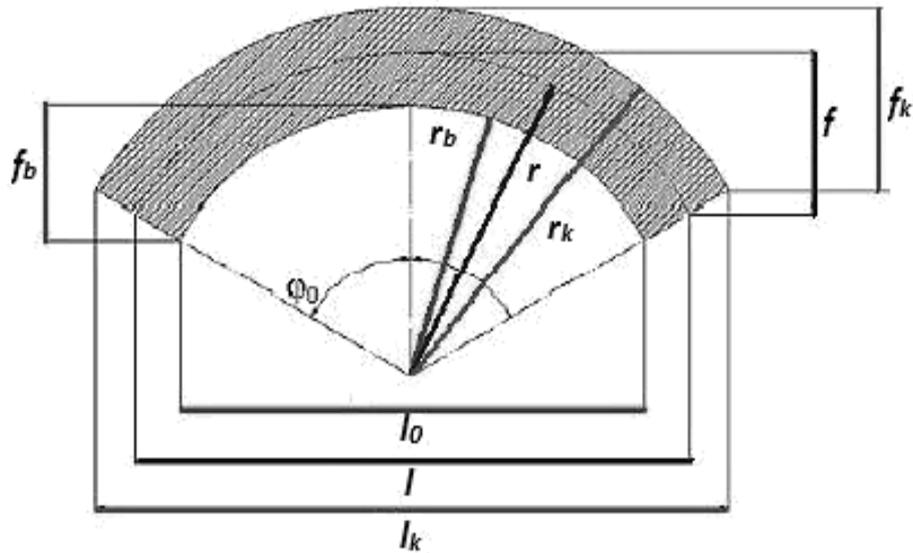


Figure IV.1 : Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire

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

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2} Eq. (IV. 4)$$

On admet comme valeur de la pression horizontale :

$$P_h = \frac{e f_k}{f} Eq. (IV. 5)$$

IV.1.4. Réactions d'appuis

Les réactions au niveau des naissances (extrémités du cintre) seront calculées en fonction du rapport (f/l) en utilisant le tableau suivant :

Tableau IV-1: Les coefficients des réactions des appuis

Rapport f/l	Moments à la naissance		Poussée à la naissance	
	α_m	β_m	α_h	β_h
0.10	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

- Pour la charge verticale

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

$$H_v = \alpha_h P_v l$$

$$V_v = \frac{P_v l}{2} \text{ Eq. (IV. 6)}$$

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

- Pour la charge horizontale

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

$$H_h = \beta_h P_h l \text{ Eq. (IV. 7)}$$

$$V_h = 0$$

- les sollicitations cumulées seront

$$M_f = M_h + M_v$$

$$H_f = H_h + H_v \text{ Eq. (IV. 8)}$$

$$V_f = V_h + V_v$$

Les contraintes de la voûte ne sont contrôlées qu'à la clé et aux naissances, on négligera l'influence favorable de la charge horizontale ce qui a pour effet d'augmenter la sécurité.

Ayant les valeurs respectives du moment fléchissant ainsi que l'effort normal, les contraintes agissant sur le cintre peuvent être vérifiées de la façon suivante :

$$\sigma_{naissance} = \frac{N_v}{A_s} \pm \frac{M_v}{W_s} < \sigma_e Eq. (IV. 9)$$

IV.1.5. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté

La répartition des efforts internes dépend des rigidités respectives du cintre métallique et du béton projeté

IV.1.5.1. Rigidités des cintres métalliques

A. En compression

$$E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a} Eq. (IV. 10)$$

Tel que :

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

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

a : Dimension entre axes de 2 cintres respectifs.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

A_s : Section du profilé en acier.

B. En flexion

$$E_s I'_s = \frac{E_s I_s}{a} Eq. (IV. 11)$$

$E_s I_s$: La rigidité des cintres à la compression avant la mise en place.

$E_s I'_s$: La Rigidité des cintres à la compression après la mise en place.

I_s : Moment d'inertie.

IV.1.5.2. Rigidités de la voûte en béton projeté

A. En compression

$$E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{a} = \theta_n E_s A'_s \text{ Eq. (IV. 12)}$$

$E_b A_b$: Rigidités du béton projeté à la compression avant la mise en place.

$E_b A'_b$: Rigidités du béton projeté à la compression après la mise en place.

E_b : Module d'élasticité du béton projeté.

A_b : Section du béton projeté.

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

B. En flexion

$$E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{a} = \theta_m E_s I'_s \text{ Eq. (IV. 13)}$$

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

θ_m : Coefficient d'équivalence du moment fléchissant.

IV.1.5.3. Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement

- Dans les cintres

$$M_s = \frac{3}{3 + \theta_m} M N_s = \frac{3}{3 + \theta_n} N T_s = \frac{3}{3 + \theta_n} T E q. \text{ (IV. 14)}$$

- Dans le béton projeté

$$M_b = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} M N_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} N T_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} T E q. \text{ (IV. 15)}$$

IV.1.6. Vérification du cintre

La vérification vis à vis du cisaillement :

▪ On doit vérifier que : $\tau < \gamma_f \frac{TaS}{I\delta} < \frac{\sigma_e}{1.54} Eq. (IV. 16)$

Tel que :

γ_f : Coefficient de pondération = 1.33

T : Effort tranchant calculé.

δ : Epaisseur de lame du profilé.

S : Moment statique de la demi-section par rapport x-x.

a : Distance entre axes des cintres de soutènement.

I : Moment d'inertie par rapport à l'axe x-x.

▪ Et que : $\bar{P} > P_v \frac{\sigma_e}{\tau} Eq. (IV. 17)$

\bar{P} : La charge verticale admissible de la voûte

La vérification d'assemblage des éléments du cintre :

$$T' = n \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{\sigma_e}{1.54} Eq. (IV. 18)$$

Avec :

n : Nombre de boulons.

d : Diamètre du boulon.

On doit vérifier que :

$$\bar{P} > P_v \frac{T'}{\gamma_f \times T \times a} Eq. (IV. 19)$$

La vérification sera faite à l'ELU et à l'ELS, le calcul sera détaillé dans le Chapitre VII.

IV.2.METHODE CONVERGENCE-CONFINEMENT

IV.2.1.Introduction

Le dimensionnement des ouvrages souterrains au stade des études préliminaires se fait fréquemment à partir des classifications des massifs rocheux. Ces méthodes sont, en effet, rapides d'emplois et économiques. Il existe de nombreuses méthodes de classification basées sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font les différences d'une méthode à l'autre.

Il existe plusieurs méthodes de dimensionnement du soutènement qu'on peut classer en trois catégories :

1- Méthodes métrologiques :

On peut citer trois méthodes :

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

2- Méthodes empiriques :

Il existe plusieurs méthodes empiriques dont les suivantes :

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

3- Méthodes analytiques et numériques :

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

Dans ce chapitre on se limitera à exposer la méthode de convergence-confinement.

IV.2.2.Présentation de la méthode convergence-confinement [BUL01]

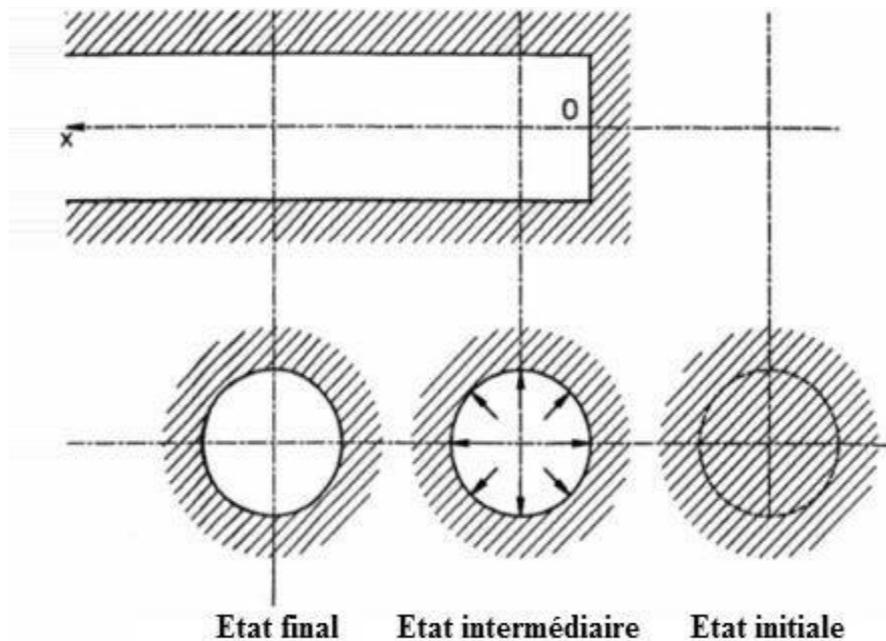
La méthode de convergence-confinement (Panet et Guellec, 1974) s'appuie sur la mécanique des milieux continus et fait donc nécessairement appel pour le massif à une loi de comportement d'un milieu continu isotrope ou anisotrope. Toute modélisation implique à la fois une simplification des lois de comportement et une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif et, par conséquent, le recours à un milieu équivalent qui, à l'échelle de l'ouvrage, permet une représentation convenable du comportement du massif. Le choix des caractéristiques de ce milieu équivalent constitue l'étape la plus délicate de la modélisation, le plus souvent, elle ne consiste pas seulement à transcrire les résultats d'essais de laboratoire ou d'essais in-situ mais véritablement à construire un modèle de comportement à partir de toutes les données de la reconnaissance géologique et géotechnique.

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 :

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

σ_0 Représentant la valeur de la contrainte naturelle en place supposée uniforme et isotrope et un coefficient compris entre 0 et 1 (voir figure IV.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 λ , qui caractérise le degré de décompression derrière le front de taille du tunnel, porte le nom de **taux de déconfinement**.



$$\sigma_r = 0 \quad \sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_0 \quad \sigma_r = P = \sigma_0$$

$$\lambda = 1 \quad U_r = U(\lambda) \quad U_r = 0$$

$$0 < \lambda < 1 \quad \lambda = 0$$

Figure IV.2 : Méthode de convergence-confinement (Panet & Guellec, 1974)[BUL01]

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 λ 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 σ_0 . La cavité est pré excavée ainsi que supposée remplie de liquide à une

pression P correspondant à l'état initial σ_0 . Le déplacement u de la paroi de la cavité est nul (point A de la figure IV.3). En diminuant la pression P_i , 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 $P_i=f(u)$ 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 ABC de la courbe. La courbe ABC est appelée « **courbe caractéristique** » du massif excavé.

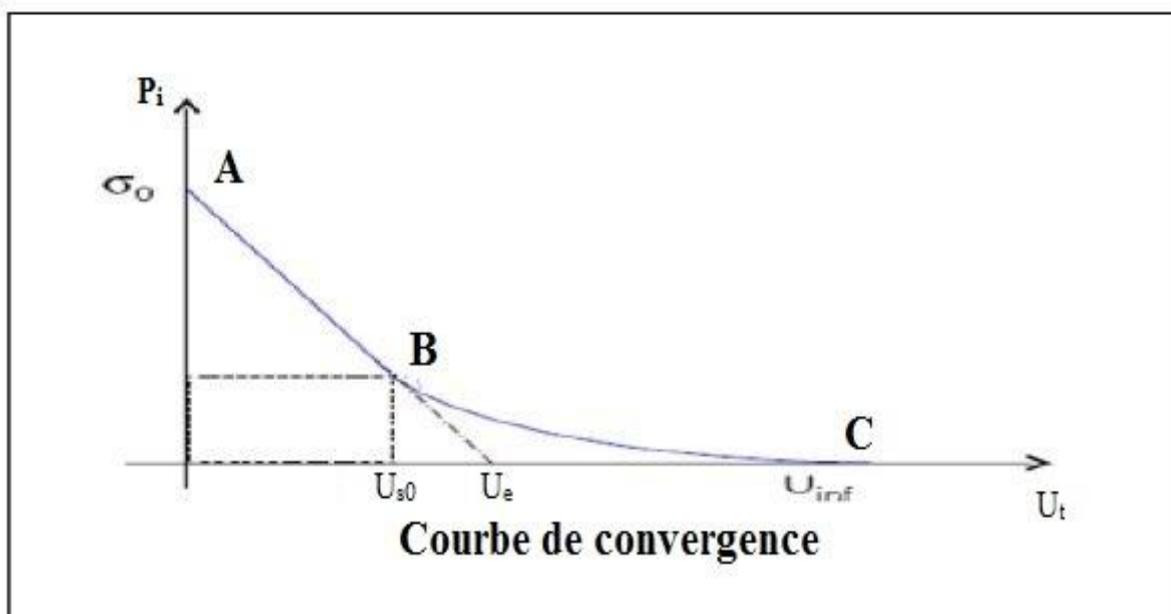


Figure IV.3: *Courbe de convergence*

Avec le même système d'axes, nous pouvons aussi représenter le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure P_i qui lui est appliquée. Sa courbe caractéristique est une droite si nous supposons que son comportement est élastique linéaire.

Son origine est décalée de la valeur U_{s0} pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.

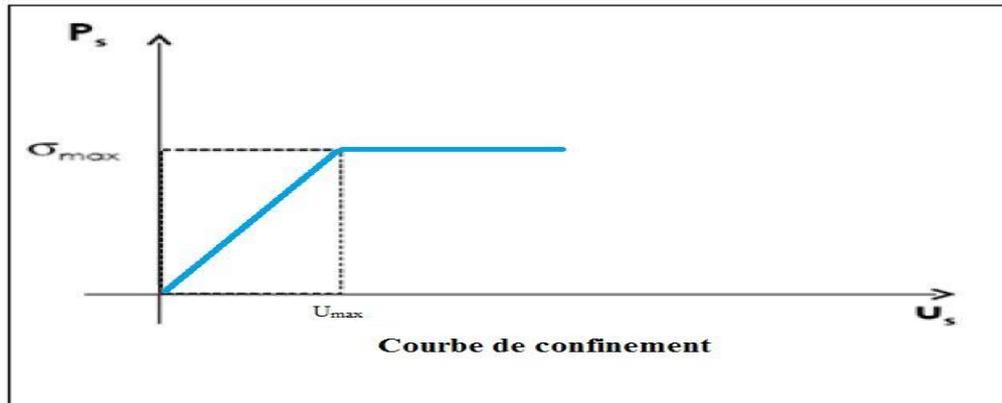


Figure IV.4: *Courbe de confinement*

L'équilibre final qui permet de déterminer la pression de soutènement, est obtenu en superposant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique (voir figure IV.5). Le point d'intersection définit le point d'équilibre.

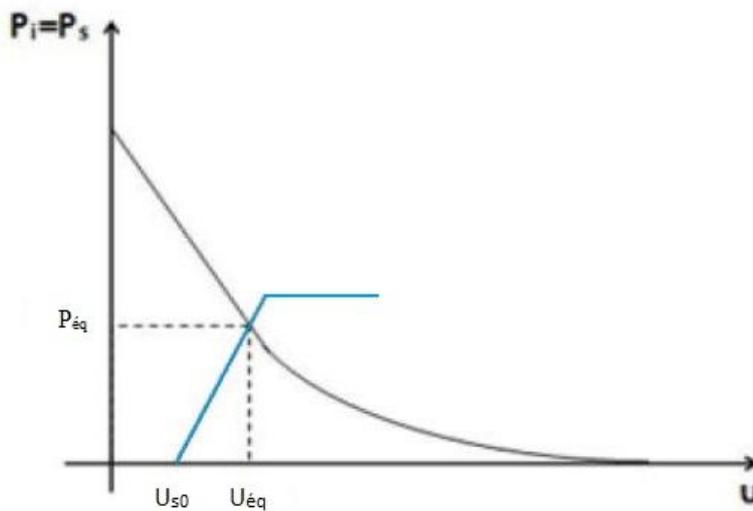


Figure IV.5: *Courbe convergence-confinement*

IV.2.3.Principes de calcul

○ Etape n° 1 : courbe caractéristique du massif

Le calcul est fait d'abord pour la phase élastique, à partir de $\lambda = 0$ ($\sigma_R = \sigma_0$). Le confinement dépasse la frontière élastique, puis dans la phase élastoplastique jusqu'à $\lambda = 1$.

Au début du calcul, les paramètres caractéristiques suivants de la courbe de terrain sont calculés :

$$R_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} Eq. (IV. 20)$$

Avec :

R_c : La résistance en compression simple du terrain.

σ_0 : Contrainte initiale du massif.

Si $\sigma_0 < \frac{R_c}{2}$: 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 :

$$U_e = \frac{1 + \nu}{E} R \sigma_0 Eq. (IV. 22)$$

E : Module de Young,

ν : Coefficient de poisson,

R : Rayon de l'excavation,

σ_0 : Contrainte initiale du massif.

Si $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$ C'est le cas qui représente la fin de l'élasticité. La pression d'apparition à la paroi de l'excavation d'une zone en état limite de rupture s'exprime par l'expression suivante :

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin \varphi) - c \cos \varphi = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2} \right) (1 - \sin \varphi) Eq. (IV. 23)$$

Le taux de déconfinement à l'apparition de la rupture vaut :

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \frac{k_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0}}{k_p + 1} Eq. (IV. 24)$$

Le déplacement des parois à l'apparition de la rupture vaut :

$$u_a = \lambda_a U_e Eq. (IV. 25)$$



- Pour $P_a < P < \sigma_0$. La courbe caractéristique est une droite.
- Pour $P_a < P$. Calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie. Par exemple (PANET) :

$$U(\lambda) = \frac{1+v}{E} \lambda_a \sigma_0 \frac{1}{1+\alpha} \left[2 \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^{1+\alpha} - 1 + \alpha \right] R \quad \text{Eq. (IV.26)}$$

$$\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right) = \left[\frac{2}{k_p + 1} \times \frac{(k_p - 1)\sigma_0 + R_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma_0 + R_c} \right]^{\frac{1}{(k_p - 1)}} \quad \text{Eq. (IV.27)}$$

- Si $\alpha = 1$: La déformation se fait avec un volume constant.
- Si $\alpha > 1$: La déformation se fait avec une augmentation de volume, le milieu est dilatant.

On peut donc distinguer les piédroits et la voûte en prenant le poids de la zone décomprimée :

➤ En voûte $P' = P + \gamma(r_p - R) \quad \text{Eq. (IV.28)}$

➤ En piédroits $P' = P \quad \text{Eq. (IV.29)}$

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.

- **Etape n° 2 : Convergence 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, elle est généralement plus du tiers du déplacement élastique à $P = 0$:

$$U_{s0} > 0.265U_e \quad Eq. (IV. 30)$$

- **Etape n° 3 : Courbe caractéristique du soutènement**

Pour réaliser cette courbe il faut déterminer la raideur du soutènement (k_b) choisi et la pression maximale de soutènement " $P_b \text{ max}$ " 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) :

$$K_s = E_b \frac{e}{R} \quad Eq. (IV. 31)$$

$$P_b^{max} = \sigma_{bmax} \frac{e}{R} \quad Eq. (IV. 32)$$

- **Etape n° 4 : Equilibre finale**

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et de la courbe caractéristique du soutènement donne le point d'équilibre. Ainsi, en faisant varier les caractéristiques (dimension et écartement des boulons, épaisseur du béton projeté, dimension et écartement des cintres) et les hypothèses de pose (distance du front de taille à laquelle ils sont mis en place) on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales acceptables.

IV.2.4. Conclusion

Par la méthode convergence-confinement on obtient, dans le cas où les caractéristiques du terrain sont suffisamment connues et relativement homogènes, un ensemble de documents prévisionnels qui oriente le choix initial du mode de soutènement et serviront de base au contrôle du comportement à effectuer pendant les travaux.

Il ne peut s'agir toutefois que de fixer des ordres de grandeur compte tenu de l'incertitude de la plupart des paramètres. La souplesse de la méthode permet son adaptation rapide aux conditions rencontrées sur le site pendant les travaux. Le contrôle continu du comportement de l'ouvrage est donc une composante essentielle du projet.

La méthode convergence-confinement permet enfin la compréhension et la sélection des facteurs déterminants à introduire dans un calcul plus élaboré.

IV.3. REVETMENT DEFINITIF

Les méthodes de vérification des revêtements reposent sur la comparaison des sollicitations appliquées et des sollicitations admissibles. Les sollicitations appliquées pouvant être déterminées selon différentes procédures de calcul et à partir d'hypothèses de combinaisons d'actions.

Les différentes théories concernant l'exécution, l'évaluation des charges et le dimensionnement d'une structure ont été énumérées précédemment leur application se fera dans le cas pratique de notre ouvrage dans ce qui suit

NB : Le dimensionnement du revêtement est détaillé dans la partie calcul **chapitre VIII.**

CHAPITRE V

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

V. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

V.1.INTRODUCTION

La ville d'Alger, représentant la capitale politique, administrative et économique de l'ALGERIE, peuplée actuellement de plus de trois millions d'habitants fait l'objet d'un traitement particulier. Aujourd'hui à l'image des plus grandes métropoles du monde, la capitale Algérienne fait face aux problèmes croissants d'encombrement dans le réseau de transport urbain dus au manque d'infrastructures pouvant accueillir le grand nombre de véhicules y circulant.**[WEB11]**

De par sa configuration marquée par une rareté de l'espace vert ainsi que son relief accidenté une **solution souterraine** est fortement recommandée. La meilleure solution est d'implanter un réseau de transport par métro, touchant les zones denses de la ville, aux avantages suivants :

- Fortes capacités de transport (40 000 voyageurs par heure par sens).
- Réduction du nombre d'accidents.
- Réduction des nuisances sonores.
- Réduction des effets qui portent atteintes à l'environnement.
- Gains de temps et d'espaces.
- Meilleure accessibilité aux activités et emplois urbains.

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

V.2.1. Historique

Les études du métro d'Alger ont commencé en 1932, dont l'objectif premier était de réaliser une ligne de 14 km « Bologhine - El Harrach ».

En 1955, la population est passée de 30 000 à 50 000 habitants et la demande de transport a été évaluée à 1700 voyageurs par heure, entre « Bab El Oued » et « Hussein Dey » dans les deux (02) sens.

L'étude amenée par **RATP** (Transport Parisien), a montré que la solution répondant aux exigences futures du site, consiste à réaliser une ligne de métro, dont son tracé partirait de la rue « Didouche Mourad » vers « El Harrach ».

En 1972, une étude de transport confiée au Bureau Britannique **Buchanan** concluait qu'une sorte de métro de type classique serait la solution la plus appropriée.

En 1977, la **SNTF** (Société Nationale de Transport Ferroviaire) avait reconsidéré le prolongement en tunnel de la voie ferrée entre « Tafourah » et « Bab El Oued », mais la **RATP** recommandait une ligne de métro dans l'hyper centre d'Alger après les études faites pour le compte de la **RSTA** (Régie Sociale des Transport Algériennes) et la **SNTF**.

En 1981, **SOFRETU** (Société Française d'étude et de Réalisation de Transport Urbain) a fait une étude pour le compte de la **RSTA** et conclu que la meilleure solution serait d'implanter un système de transport du métro à l'intérieur des zones denses de la ville. Ce système assurerait le transport de 40 000 voyageurs par heure en un seul sens, dont les premières lignes lieraient « Oued Kouraïche » et « Les Annassers » et comprendraient treize (13) stations.

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 Fig. V.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.

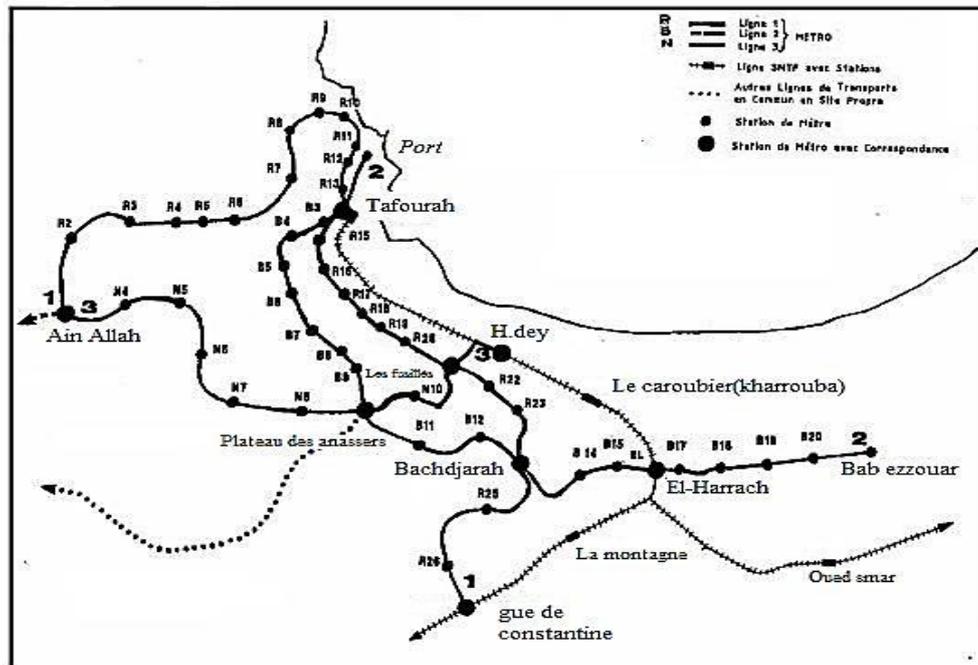


Figure V.1: tracé du métro proposé par RATP/SOFRETU en 1982

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. 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.V.2)[WEB11]

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

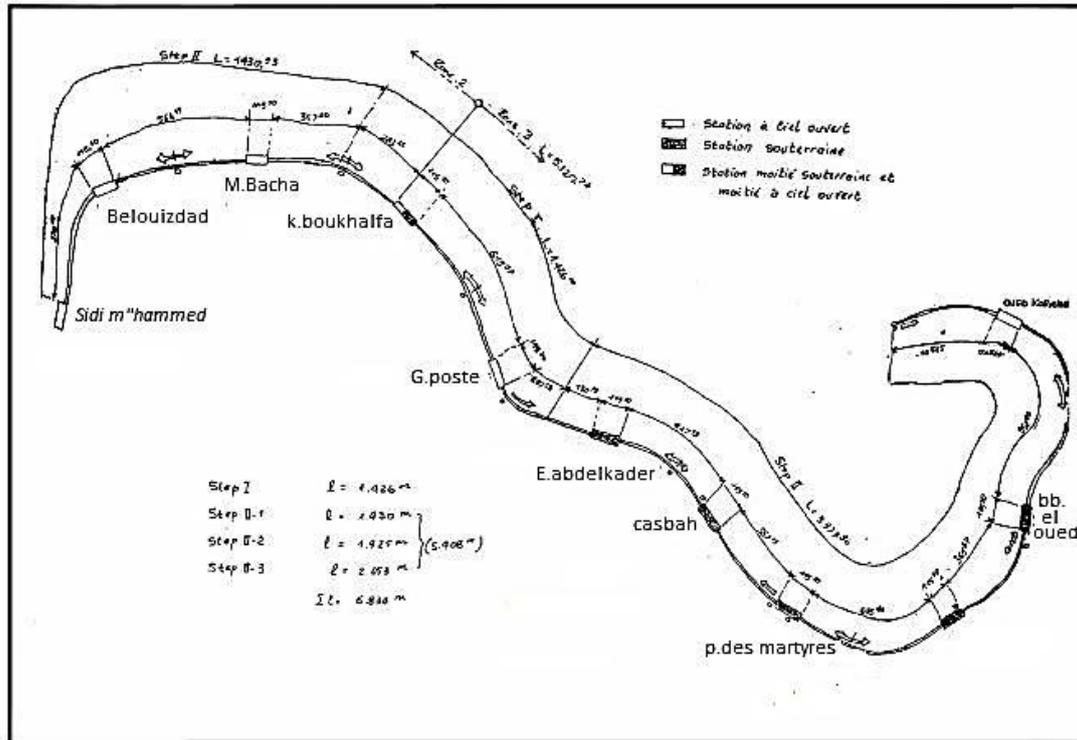


Figure V.2 : Ligne N°1 du métro d'Alger

V.2.2. Tracé

Le tronçon Tafourah (grande poste)-Hai el Badr de la première ligne du métro d'Alger, d'une longueur de 9.5 Km et comportant dix stations (voir Fig.V.3) est inauguré le **31 Octobre 2011** par le président **Abdelaziz Bouteflika**. Ce tronçon entre en exploitation le **1^{er} Novembre 2011**.

Le coût de la première phase de la ligne 1 s'élèverait à 77 milliards de DA dont 30 milliards pour le génie civil et 47 milliards pour l'équipement, soit près de 900 millions d'euros. Ainsi le coût final des travaux de cette ligne est estimé à 100 milliards de dinars. [WEB11]



Figure V.3 : tracé détaillé de la ligne 1 du métro d'Alger[WEB11]

V.2.3. Présentation technique de l'ouvrage

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

V.2.4. Facteur d'implantation d'un tunnel

V.2.4.1. Choix du tracé en plan

Une bonne reconnaissance de l'environnement permet un choix judicieux du tracé du tunnel. Ce choix va tenir compte, avant tout, des intérêts de la circulation et des transports de la région en question. Son implantation exacte va dépendre ensuite des conditions géographiques et hydrogéologiques. Dans la mesure du possible, on s'efforce de garder l'axe du tunnel droit. Non seulement cela diminue la longueur de l'ouvrage, améliore la visibilité et rend la construction plus économique, mais cela facilite en outre la construction, simplifie l'implantation et améliore l'effet de la ventilation. Cependant parfois, suite aux conditions topographiques particulières, les voies de raccordement doivent suivre un tracé en courbe. Le choix du tracé est aussi influencé par l'implantation correcte des points d'attaque d'entrée et de sortie du tunnel.

Donc, l'implantation, dans les grandes villes, des tunnels des services publics comme pour le cas du métro d'Alger, doit se conformer aux exigences des réseaux de distribution et surtout au réseau des rues.

V.2.4.2. Etude du profil en long

Le choix de la situation en élévation et du profil en long des tunnels, dépend du déroulement de la circulation et des conditions d'exploitation. Il sera fondé sur les exigences de la construction.

Le profil en long d'un tunnel est conditionné par :

- La nature des terrains à traverser.
- L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités.
- La présence d'accidents géologiques (zone faillée avec venues d'eaux en charge, nécessitant un traitement à l'avance par injection).
- La nature et l'épaisseur des terrains de couverture.
- L'orientation de la valeur des contraintes principales naturelles.
- La présence d'eau et débits d'eau prévisibles.
- La méthode d'excavation adoptée.
- L'emplacement qui nécessite une étude particulière, permettant d'éviter autant que possible des zones instables, les zones humides (fonds de thalwegs, sources, etc. ...) et les zones bâties.
- Il est important d'implanter les tunnels de haute montagne dans des couches suffisamment épaisses de roches saines, situées de préférence au-dessus du niveau de la nappe d'eau souterraine.

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.2.4.3. 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 (01) ou de deux (02) voies de circulation.

- **Gabarit libre**

La section utile à garder libre à l'intérieur du tunnel, autrement dit le gabarit fonctionnel est nécessaire à l'étude du projet. Outre le gabarit de circulation, il convient de prévoir de la place pour les diverses conduites et canalisations imposées par l'exploitation du tunnel et de la voie de circulation. Lors du dimensionnement de la section, il ne faut pas perdre de vue l'éventualité de l'introduction ultérieure de nouvelles machines, nécessitant un gabarit plus grand.

V.2.5. Etudes géologiques [FAH11]

L'étude géologique se base sur le recueil des informations antécédentes sur la géologie de l'Algérie, notamment la géologie régionale relative à l'extension vers la commune d'Ain-Naadja et sur des résultats d'essais sur des carottes prélevées par sondages le long du tracé.

- **Géologie du tracé**

L'ensemble lithologique traversé par le tracé actuel du tunnel peut être réduit à deux unités. D'un point de vue global ces deux couches se superposent plus au moins horizontalement. (Chapitre. I)

• Conditions hydrogéologiques

La situation hydrogéologique logiques sur le long du tracé est caractérisée dans une vue globale par la morphologie du terrain même, et par la répartition verticale des couches perméables et imperméables.

Les piézomètres installés indiquent un niveau d'eau plus ou moins continu dans des sédiments sableux du Tertiaire à une profondeur comprise entre 25 - 30 m .

Ce niveau d'eau doit être classé comme une nappe phréatique continue.

Les ouvrages entre la Station Hai El Badr et le Puits de Ventilation 6 sont situés au-dessus de cette nappe phréatique. Seulement la station Ain Naadja 1 reste fondée dans des sables du Tertiaire et pour cette raison elle est proche de la zone influencée par l'eau souterraine. Au-dessus de ce niveau continu, dans les sédiments Quaternaires, la situation hydrologique est caractérisée par des petites nappes locales, isolées et temporaires.

Néanmoins par temps de fortes pluies, l'apparition d'inclusions d'eaux élevées au sein des parties perméables sableuses est possible.

36 sondages ont été effectués le long du tracé qui s'étend sur plus de trois kilomètres, les couches présentes sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-1: Récapitulatif des différentes couches constituant le tracé

Couche	Indice	Famille
Remblais	R _x	Holocène
Faciès détritiques (Quaternaire)	Q _S -Q _A	Villafranchien
Marne jaunâtre	Q _M	Calabrien
Argiles sableuses	T _A	Astien
Sables –conglomérats	T _S	

V.2.5.1. Etudes géotechniques [FAH11]

D'après l'étude des sondages et les essais faits in situ et au laboratoire, on a défini les propriétés géotechniques caractérisant chaque couche, qui sont représentées dans le tableau suivant: (pour le tableau détaillé voir Annexe C)

Tableau V-2: récapitulatif des propriétés géotechniques des couches constituant le tracé

Indice de couche	γ (kN/m ³)	C (kN/m ³)	ϕ (°)	E (MPa)
R_X	19	5	30	15
Q_A	20.5	30	25	30
Q_S	20.5	10	32.5	50
Q_M	20.5	30	27.5	45
T_A	21	40	27.5	60
T_S	21	15	32.5	85

V.2.6. Présentation du tunnel en mine D6-1 [FAH11]

Le tunnel D6-1 se situe dans le troisième kilomètre de l'extension C (Haï El Badr – Ain naadja), il relie les stations Ain Naâdja 1 et la station Ain Naâdja 2.

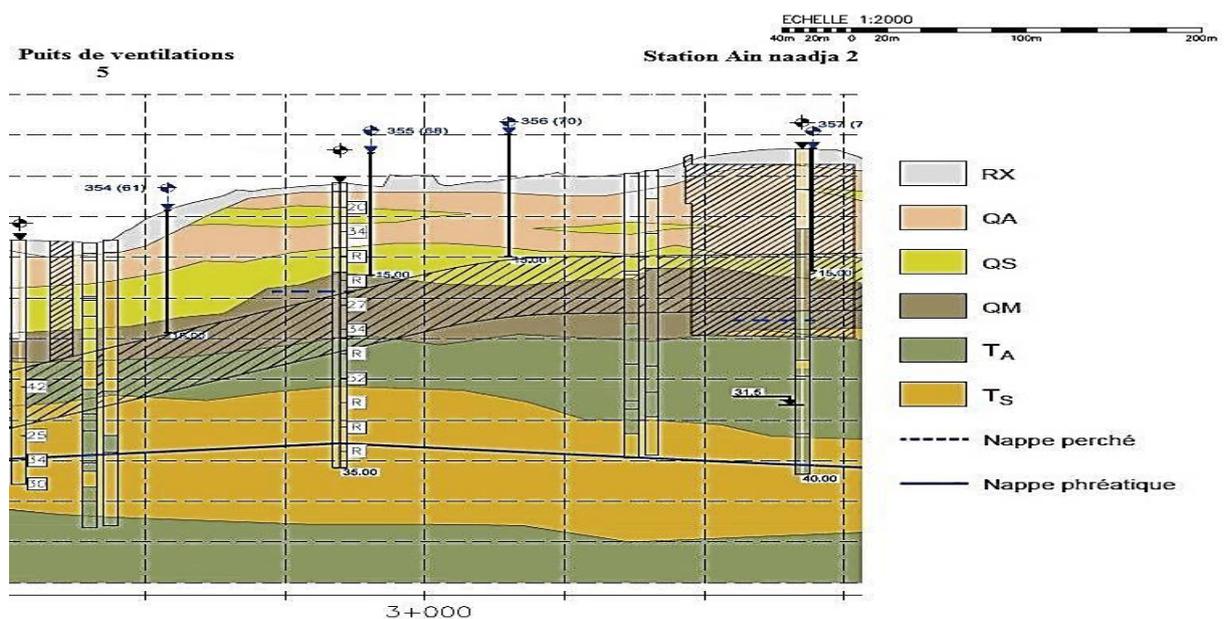


Figure V.4 : coupe longitudinale géologique et géotechnique du tronçon d'étude [FAH11]

V.2.6.1. Caractéristiques géométriques

La géométrie du tunnel est constituée d'un demi-cercle supérieur (calotte) dotée d'un Rayon de 5.09 m ainsi que deux piédroits de 1.63 m plus un radier.

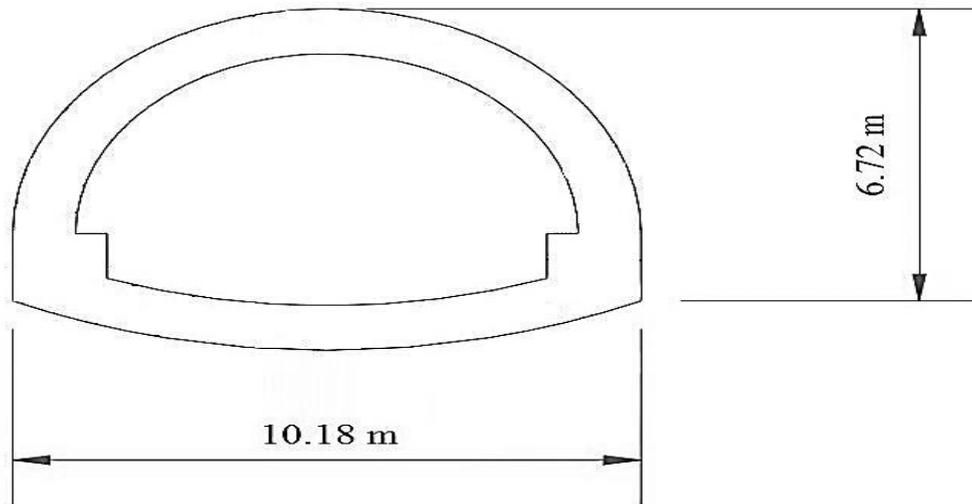


Figure V.5 :Dimensions de l'excavation

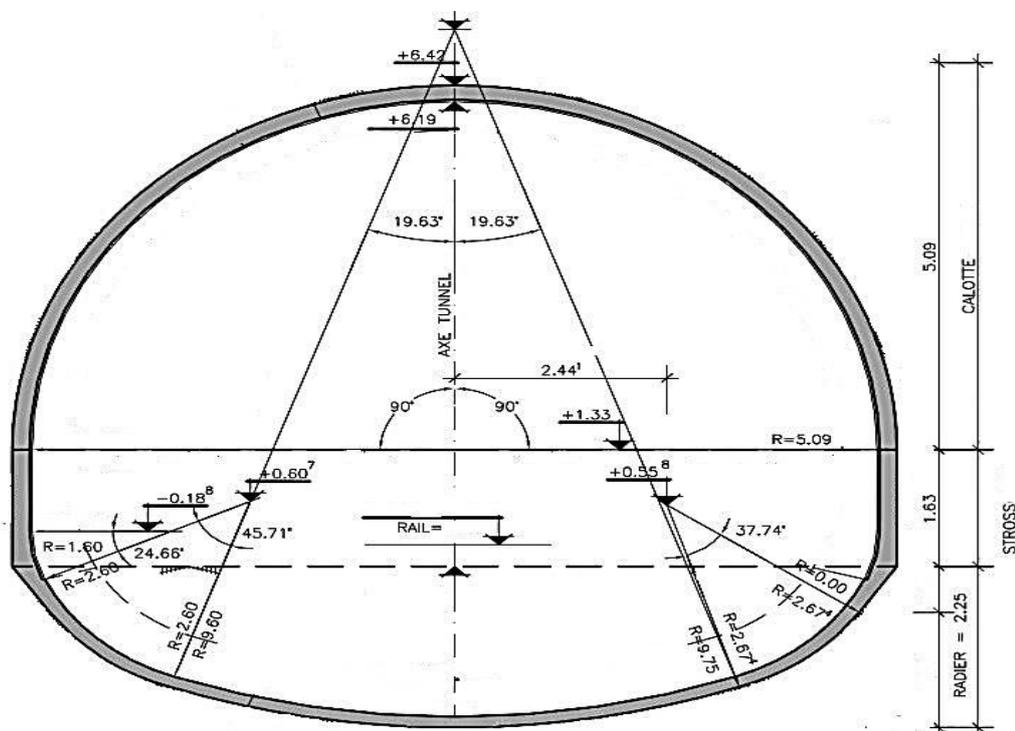


Figure V.6 :Caractéristiques géométriques d'une section du tunnel

V.2.6.2. Caractéristiques géologiques

En prenant en compte les sondages effectués le long de l'extension C (*Haï El-Badr – Ain naadja*) le sondage choisi pour le calcul des charges représente le sondage : SA 2+940 dont les résultats sont les suivants :

Tableau V-3: résultats obtenues lors d'un sondage représentatif

Couches	SA 2+940 (APD)
	Epaisseur [m]
R_X	1
Q_A	2
Q_S	2
Q_A	3
Q_S	3
Q_M	8
T_A	6
Hauteur de couverture	13

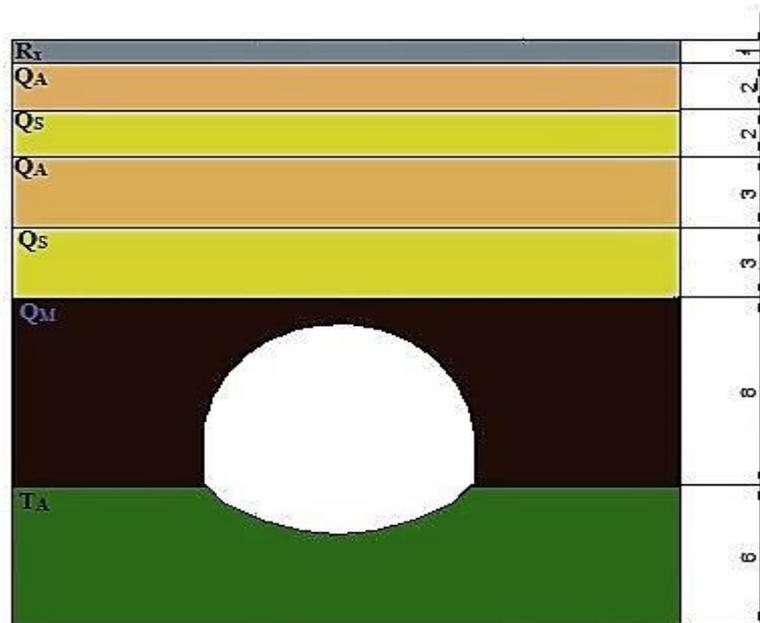


Figure V.7: Coupe représentative du sondage de calcul

CHAPITRE VI

CALCUL DES CHARGES

VI. CALCUL DES CHARGES

VI.1. CALCUL DES CHARGES ACTIVES

En se référant au Chapitre III, le calcul des charges qui agissent sur la structure est comme suit :

VI.1.1. Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement en demi section supérieure du tunnel σ_v

VI.1.1.1. Méthode de TERZAGHI

La largeur de la voûte de décharge est donnée par l'équation Eq. (III. 1)

On a :

$$b = 10.18 \text{ m}, y = 6.72 \text{ m}, \varphi = 27.5^\circ$$

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

Donc :

$$B = 10.18 + 2 \times 6.72 \times \tan\left(45 - \frac{27.5}{2}\right) = 18.33 \text{ m}$$

Le calcul de la contrainte verticale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_v est donné par :

$$\sigma_v = \frac{B\gamma - 2c}{2K \tan \varphi} \left[1 - e^{\left(-\frac{2KH \tan \varphi}{B}\right)}\right] + q e^{\left(-\frac{2KH \tan \varphi}{B}\right)} \quad \text{Eq. (III. 2)}$$

- Couche 1 (Rx): $c = 5 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 30^\circ$, $H = 1 \text{ m}$, $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

$$\sigma_{v1} = \frac{18.33 \times 19 - 2 * 5}{2 \times 1 \times \tan(30)} \left[1 - e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 1 \times \tan(30)}{18.33}\right)}\right] + 10 \times e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 1 \times \tan(30)}{18.33}\right)}$$

$$\sigma_{v1} = 27.27 \text{ kN/m}^2$$

- Couche 2 (Q_A) : $c = 30 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 25^\circ$, $H = 2\text{m}$, $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$

$$\sigma_{v2} = \frac{18.33 \times 20.5 - 2 * 30}{2 \times 1 \times \tan(25)} \left[1 - e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 2 \times \tan(25)}{18.33} \right)} \right] + 27.27 \times e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 2 \times \tan(25)}{18.33} \right)}$$

$$\sigma_{v2} = 57.39 \text{ kN/m}^2$$

- Couche 3 (Q_s) : $c = 10 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 32.5^\circ$, $H = 2\text{m}$, $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$

$$\sigma_{v3} = \frac{18.33 \times 20.5 - 2 * 10}{2 \times 1 \times \tan(32.5)} \left[1 - e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 2 \times \tan(32.5)}{18.33} \right)} \right] + 57.39 \times e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 2 \times \tan(32.5)}{18.33} \right)}$$

$$\sigma_{v3} = 86.19 \text{ kN/m}^2$$

- Couche 4 (Q_A) : $c = 30 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 25^\circ$, $H = 3\text{m}$, $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$

$$\sigma_{v4} = \frac{18.33 \times 20.5 - 2 * 30}{2 \times 1 \times \tan(25)} \left[1 - e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 3 \times \tan(25)}{18.33} \right)} \right] + 86.19 \times e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 3 \times \tan(25)}{18.33} \right)}$$

$$\sigma_{v4} = 121.92 \text{ kN/m}^2$$

- Couche 5 (Q_s) : $c = 10 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 32.5^\circ$, $H = 3\text{m}$, $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$

$$\sigma_{v5} = \frac{18.33 \times 20.5 - 2 * 10}{2 \times 1 \times \tan(32.5)} \left[1 - e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 3 \times \tan(32.5)}{18.33} \right)} \right] + 121.92 \times e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 3 \times \tan(32.5)}{18.33} \right)}$$

$$\sigma_{v5} = 151.54 \text{ kN/m}^2$$

- Couche 6 (Q_M) : $c = 30 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 27.5^\circ$, $H = 2\text{m}$, $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$

$$\sigma_{v6} = \frac{18.33 \times 20.5 - 2 * 30}{2 \times 1 \times \tan(27.5)} \left[1 - e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 2 \times \tan(27.5)}{18.33} \right)} \right] + 151.54 \times e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 2 \times \tan(27.5)}{18.33} \right)}$$

$$\sigma_{v6} = 167.85 \text{ kN/m}^2$$

VI.1.1.2. Théorie des poids des terres

L'équation suivante nous permet de trouver la contrainte verticale suivant la méthode des poids des terres :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \quad \text{Eq. (III. 3)}$$

$$\sigma_v = (1 * 19 + (2 + 2 + 3 + 3 + 2) * 20.5) + 10$$

$$\sigma_v = 275 \text{ kN/m}^2$$

VI.1.1.3. Théorie de BIERBAÜMER

La contrainte verticale selon BIERBAÜMER est donnée par :

$$\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H \quad \text{Eq. (III. 4)}$$

Tel que :

H : Couverture du terrain

h : Hauteur de la parabole de charge

α : Coefficient de réduction ou de répartition

α est pris égal à 1 car $H < 15m$

$$\sigma_v = 20.5 \times 1 \times 13$$

$$\sigma_v = 266.5 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI-1: Pression verticale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieur du tunnel

Méthode d'évaluation	Méthode de TERZAGHI	Théorie des poids des terres	Théorie de BIERBAÜMER
Contraintes Verticales (kN/m ²)	167.85	275	266.5

VI.1.2. Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement en Demi-section supérieure du tunnel σ_h

VI.1.2.1. Méthode de TERZAGHI

L'équation (III. 11) nous donne la pression horizontale active selon TERZAGHI :

$$\sigma_h = 0.3\gamma(0.5y + H_p) \quad \text{Eq. (III. 11)}$$

Tel que :

H_p : La hauteur du noyau de détente

$$H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi}$$

$$H_p = \frac{10,18}{2 \sin(27.5)} = 11.02m$$

$$\sigma_h = 0.3 * 20,5 * (0.5 * 6,72 + 11.02)$$

$$\sigma_h = 88.45 \text{ kN/m}^2$$

VI.1.2.2. Théorie de PROTODIAKONOV

Selon la théorie de PROTODIAKONOV la pression active peut être calculée approximativement par l'équation :

$$\sigma_h = \gamma \times y \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \left[\frac{2}{3 \tan \varphi} b + y \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{y}{2} \right] \quad \text{Eq. (III. 14)}$$

$$\sigma_h = 20,5 \times 6,72 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{27.5}{2} \right) \left[\frac{2}{3 \tan(27.5)} * 10,18 + 6,72 * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{27.5}{2} \right) + \frac{6,72}{2} \right]$$

$$\sigma_h = 1038,61 \text{ kN/m}^2$$

VI.1.2.3. Théorie de COULOMB-RANKINE

La pression horizontale active au niveau de la calotte selon COULOMB-RANKINE se calcule par l'approche suivante :

$$\sigma_{h1} = k_a \sigma_v$$

Tel que :

σ_v : Contrainte verticale de TERZAGHI

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

$$k_a = 0,368$$

$$\sigma_{h1} = 0.368 \times 167.85$$

$$\sigma_{h1} = \mathbf{61,77 \text{ kN/m}^2}$$

Tandis que celle au niveau du radier est donnée suivant :

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} \text{ Eq. (III. 17)}$$

Sachant que :

$$\sigma_{h2} = \gamma y \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Eq. (III. 18)}$$

$$\sigma_{h2} = 20.5 \times 6.72 \times 0.368 - 60 \times 0.606$$

$$\sigma_{h2} = \mathbf{14,33 \text{ kN/m}^2}$$

$$\sigma_h = 61.77 + 14.33$$

$$\sigma_h = \mathbf{76,1 \text{ kN/m}^2}$$

VI.1.2.4. L'expérience soviétique

On calcule la pression horizontale active selon la théorie soviétique par les équations :

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} \text{ Eq. (III. 21)}$$

$$h_p = \frac{10.18}{\sin 55} \Leftrightarrow h_p = 12.43 \text{ m}$$

Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = \gamma h_p \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Eq. (III. 19)}$$

$$\sigma_{h1} = 20.5 \times 12.43 \times 0.368 - 60 \times 0.606$$

$$\sigma_{h1} = 57.41 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau des piédroits :

$$\sigma_{h2} = \gamma(h_p + y) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Eq. (III. 20)}$$

$$\sigma_{h2} = 20.5(12.43 + 6.72)0.368 - 60 \times 0.606$$

$$\sigma_{h2} = 108.10 \text{ kN/m}^2$$

VI.1.2.5. Méthode des poids de terres

La pression horizontale active d'après la méthode des poussées des terres est donnée par :

$$\sigma_h = Ka \times \sigma_v$$

Donc:

$$\sigma_h = 0.368 \times 275$$

$$\sigma_h = 101.2 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI-2: Pression horizontale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieur du tunnel

Méthodes de calcul	TERZAGHI	PROTODIAKONOV	COULOMB-RANKINE		L'expérience soviétique		Poids des terres
			Calotte	Radier	Calotte	Piédroits	
Pression horizontale active (kN/m ²)	88.45	1038.61	61.77	76.10	57.41	108.10	101.2

VI.1.3. Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement de la structure globale σ_v

VI.1.3.1. Méthode de TERZAGHI

$$b = 10.18 \text{ m}$$

$$y = 8.97 \text{ m}$$

$$\varphi = 27.5^\circ$$

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

Donc :

$$B = 10.18 + 2 \times 8.97 \times \tan\left(45 - \frac{27.5}{2}\right) = 21.06 \text{ m}$$

Par la suite le calcul de la contrainte verticale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_v est donné par :

$$\sigma_v = \frac{B\gamma - 2c}{2K \tan \varphi} \left[1 - e^{\left(-\frac{2KH \tan \varphi}{B}\right)} \right] + q e^{\left(-\frac{2KH \tan \varphi}{B}\right)} \quad \text{Eq. (III. 2)}$$

- Couche 1 (Rx) : $c = 5 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 30^\circ$, $H = 1 \text{ m}$, $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

$$\sigma_{v1} = \frac{21.06 \times 19 - 2 * 5}{2 \times 1 \times \tan(30)} \left[1 - e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 1 \times \tan(30)}{21.06}\right)} \right] + 10 \times e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 1 \times \tan(30)}{21.06}\right)}$$

$$\sigma_{v1} = 27.49 \text{ kN/m}^2$$

- Couche 2 (QA) : $c = 30 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 25^\circ$, $H = 2 \text{ m}$, $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$

$$\sigma_{v2} = \frac{21.06 \times 20.5 - 2 * 30}{2 \times 1 \times \tan(25)} \left[1 - e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 2 \times \tan(25)}{21.06}\right)} \right] + 27.49 \times e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 2 \times \tan(25)}{21.06}\right)}$$

$$\sigma_{v2} = 58.94 \text{ kN/m}^2$$

- Couche 3 (Qs) : $c = 10 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 32.5^\circ$, $H = 2\text{m}$, $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$

$$\sigma_{v3} = \frac{21.06 \times 20,5 - 2 * 10}{2 \times 1 \times \tan(32.5)} \left[1 - e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 2 \times \tan(32.5)}{21.06} \right)} \right] + 58.94 \times e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 2 \times \tan(32.5)}{21.06} \right)}$$

$$\sigma_{v3} = \mathbf{89.06 \text{ kN/m}^2}$$

- Couche 4 (Q_A) : $c = 30 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 25^\circ$, $H = 3\text{m}$, $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$

$$\sigma_{v4} = \frac{21.06 \times 20,5 - 2 * 30}{2 \times 1 \times \tan(25)} \left[1 - e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 3 \times \tan(25)}{21.06} \right)} \right] + 89.06 \times e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 3 \times \tan(25)}{21.06} \right)}$$

$$\sigma_{v4} = \mathbf{127.07 \text{ kN/m}^2}$$

- Couche 5 (Qs) : $c = 10 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 32.5^\circ$, $H = 3\text{m}$, $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$

$$\sigma_{v5} = \frac{21.06 \times 20,5 - 2 * 10}{2 \times 1 \times \tan(32.5)} \left[1 - e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 3 \times \tan(32.5)}{21.06} \right)} \right] + 127.07 \times e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 3 \times \tan(32.5)}{21.06} \right)}$$

$$\sigma_{v5} = \mathbf{159.92 \text{ kN/m}^2}$$

- Couche 6 (Q_M) : $c = 30 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 27.5^\circ$, $H = 2\text{m}$, $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$

$$\sigma_{v6} = \frac{21.06 \times 20,5 - 2 * 30}{2 \times 1 \times \tan(27.5)} \left[1 - e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 2 \times \tan(27.5)}{21.06} \right)} \right] + 159.92 \times e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 2 \times \tan(27.5)}{21.06} \right)}$$

$$\sigma_{v6} = \mathbf{178.21 \text{ kN/m}^2}$$

VI.1.3.2. Théorie des poids des terres

De la même façon nous retrouvons les mêmes résultats pour la demi-section supérieure

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \quad \text{Eq. (III. 3)}$$

$$\sigma_v = (1 * 19 + 20.5(2 + 2 + 3 + 3 + 2)) + 10$$

$$\sigma_v = \mathbf{275 \text{ kN/m}^2}$$

VI.1.3.3. Théorie de BIERBAÜMER

La contrainte verticale selon BIERBAÜMER est donnée par :

$$\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H \quad \text{Eq. (III. 4)}$$

α est pris égal à 1 car $H < 15m$

$$\sigma_v = 20.5 \times 1 \times 13$$

$$\sigma_v = 266 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI-3: Pression verticale active descendante sur le soutènement de la structure globale

Méthode d'évaluation	Méthode de TERZAGHI	Théorie des poids des terres	Théorie de BIERBAÜMER
Contraintes Verticales (kN/m ²)	178,21	253,75	266

VI.1.4. Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement de la structure globale du tunnel σ_h

VI.1.4.1. Méthode de TERZAGHI

L'équation (III. 11) nous donne :

$$\sigma_h = 0.3\gamma(0.5y + H_p)$$

Tel que :

H_p : La hauteur du noyau de détente

$$H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi}$$

$$H_p = \frac{10,18}{2 \sin(27.5)} = 11.02m$$

$$\sigma_h = 0.3 * 20,5 * (0.5 * 8.97 + 11.02)$$

$$\sigma_h = 95.35 \text{ kN/m}^2$$

VI.1.4.2. Théorie de PROTODIAKONOV

La pression active peut être calculée approximativement par l'équation :

$$\sigma_h = \gamma \times y \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \left[\frac{2}{3 \tan \varphi} b + y \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{y}{2} \right] \quad \text{Eq. (III. 14)}$$

$$\sigma_h = 20,5 \times 8.97 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{27.5}{2} \right) \left[\frac{2}{3 \tan(27.5)} * 10,18 + 8.97 * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{27.5}{2} \right) + \frac{8.97}{2} \right]$$

$$\sigma_h = 1553.5 \text{ kN/m}^2$$

VI.1.4.3. Théorie de COULOMB-RANKINE

La pression horizontale active au niveau de la calotte selon COULOMB-RANKINE se calcule par l'approche suivante :

$$\sigma_{h1} = k_0 \sigma_v$$

Tel que :

$$k_0 = (1 - \sin \varphi) X_1 \times X_2 \times X_3$$

Du tableau III.2 $X_1 = 0.7$ $X_2 = 1$ $X_3 = 0.7$

$$k_0 = (1 - \sin(27.5)) \times 0.7 \times 1 \times 0.7 = 0.264$$

$$\sigma_{h1} = 0.264 \times 178.21$$

$$\sigma_{h1} = 47.04, \text{ kN/m}^2$$

Tandis que celle au niveau du radier est donnée suivant :

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} \text{ Eq. (III. 17)}$$

Sachant que :

$$\sigma_{h2} = \gamma y \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Eq. (III. 18)}$$

$$\sigma_{h2} = 20.5 \times 8.97 \times 0.368 - 60 \times 0.606$$

$$\sigma_{h2} = 31,30 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_h = 47.04 + 31.30$$

$$\sigma_h = 78.34 \text{ kN/m}^2$$

VI.1.4.4.L'expérience soviétique

On calcule la pression horizontale active selon la théorie soviétique par les équations :

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} \text{ Eq. (III. 21)}$$

$$h_p = \frac{10.18}{\sin 55}$$

$$h_p = 12.43 \text{ m}$$

Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = \gamma h_p \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Eq. (III. 19)}$$

$$\sigma_{h1} = 20.5 \times 12.43 \times 0.368 - 60 \times 0.606$$

$$\sigma_{h1} = 57.41 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau des piédroits :

$$\sigma_{h2} = \gamma(h_p + y) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Eq. (III. 20)}$$

$$\sigma_{h2} = 20.5(12.43 + 8.97)0.368 - 60 \times 0.606$$

$$\sigma_{h2} = 125.08 \text{ kN/m}^2$$

VI.1.4.5.Méthode des poids de terres

La pression horizontale active d'après la méthode des poussées des terres est donnée par :

$$\sigma_h = Ka \times \sigma_v$$

Donc:

$$\sigma_h = 0.368 \times 275$$

$$\sigma_h = 76.125 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI-4 : Pression horizontale active descendante sur le soutènement de la structure globale

Méthodes de calcul	TERZAGHI	PROTODIAKONOV	COULOMB-RANKINE		L'expérience soviétique		Poids des terres
			Calotte	Radier	Calotte	Piédroits	
Pression horizontale active (kN/m ²)	95.35	1553.5	47.04	31.30	57.41	125.08	101.2

VI.2.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

VI.2.1.Pour la charge verticale

A la lumière des résultats trouvés, les charges calculées par la méthode de **TERZAGHI** seront prise en compte pour le reste des calculs, vu sa prise en compte de plusieurs paramètres géotechniques et géologiques notamment le terme de cohésion, l'effet de voûte et le profondeur de l'ouvrage.

VI.2.2.Pour la charge horizontale

Deux méthodes ont été utilisées :

Pour le soutènement provisoire, la méthode de COULOMB-RANKINE qui prend en compte la pression verticale de TERZAGHI qui est la plus adapté pour notre cas.

Pour le revêtement définitif, la méthode de calcul de TERZAGHI qui ne prend pas compte du terme de cohésion ce qui permet un gain important en sécurité.

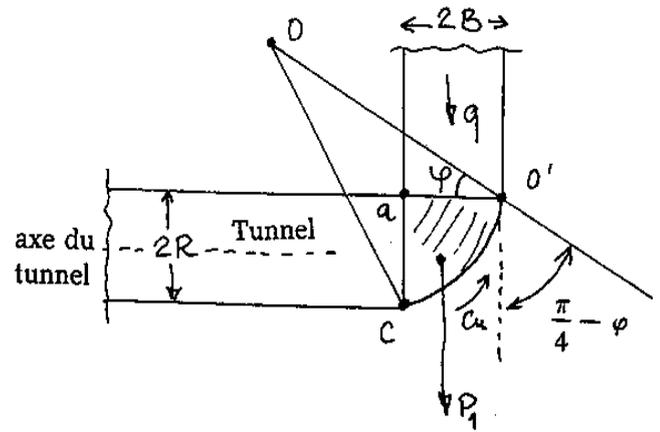
VI.3. EVALUATION DE LA STABILITE DU FRONT DE TAILLE [CHE93]

Hauteur de couverture $H = 13 \text{ m}$

Rayon du tunnel $R = 5.09 \text{ m}$

Poids spécifique $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$

Cohésion $C = 30 \text{ kN/m}^2$



- **Moment cylindrique**

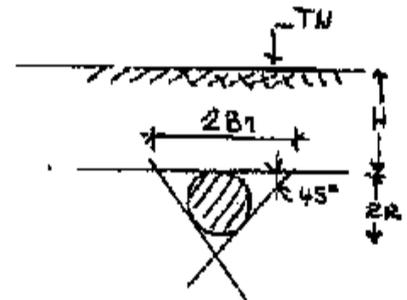
$$M_{Cylindrique} = \frac{8\gamma R^3}{3} = 7209.01 \text{ kN.m}$$

- **Colonne montante**

$$C_{Montante} = 2R^2\gamma H = 13809.02 \text{ kN.m}$$

- **Moment moteur**

$$M_{moteur} = M_{Cylindrique} + C_{Montante} = 21018.03 \text{ kN.m}$$



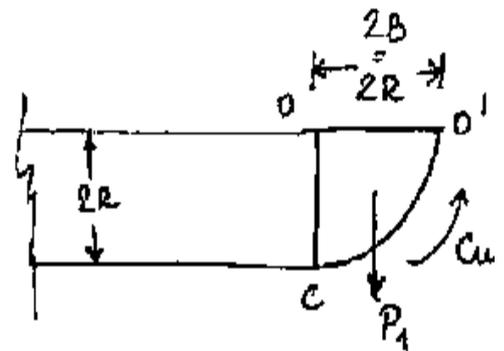
- **Moment résistant**

$$M_{résistant} = 2\pi \times R^2 \times C = 4883.56 \text{ kN.m}$$

- **Facteur de sécurité**

$$F = \frac{M_{résistant}}{M_{moteur}} = 0.232 \quad ; \quad \frac{F}{C} = \frac{\pi}{2} \left(\frac{1}{6+H} \right) = 0.0826$$

L'équilibre est atteint pour $F=1 \Leftrightarrow C_1 = 121 \text{ kN/m}^2$



Les boulons sont nécessaires

Calcul du nombre de boulons [CHE11]

- **Données géologiques**

Poids spécifique $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$

Angle de frottement interne $\varphi = 27.5^\circ$

Cohésion $c = 30 \text{ kN/m}^2$

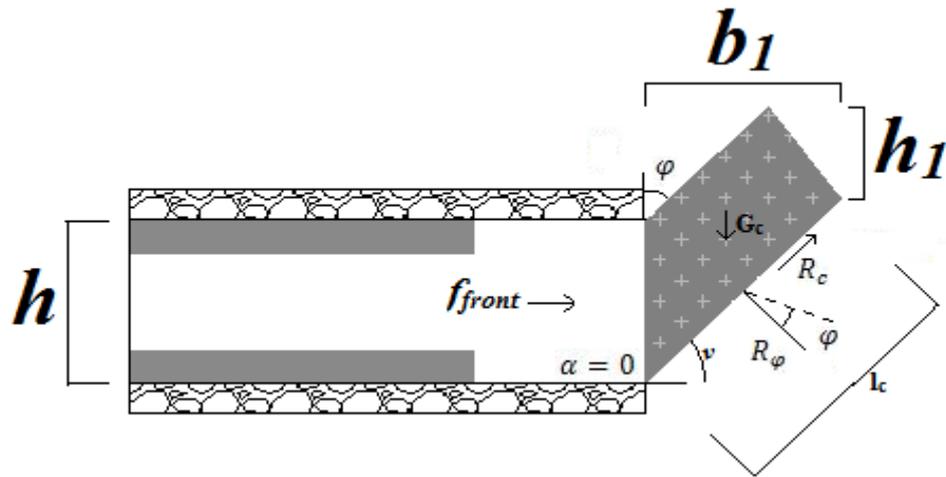


Figure VI.1: Coin de glissement du front de taille [CHE11]

- **Données Géométriques**

Le calcul d'un coin de glissement possible se fera en tridimensionnelle. La zone est modélisée par un rectangle coextensive avec la superficie de la calotte et stross d'environ 57 m² ainsi la hauteur maximale est d'environ 5,7 m. C'est-à-dire un rectangle de $b \times h = 10 \text{ m} \times 5,7 \text{ m}$, notons que l'inclinaison du front de taille est nulle, le calcul du nombre de boulons s'obtient par :

Hauteur du front de taille	$h = 5.7 \text{ m}$
Largeur du tunnel	$D = 10 \text{ m}$
Inclinaison frontale	$\alpha = 0^\circ$
Surface frontale	$A = h \times D = 57 \text{ m}^2$
Largeur fictive	$b = \frac{A}{h} = 10 \text{ m}$

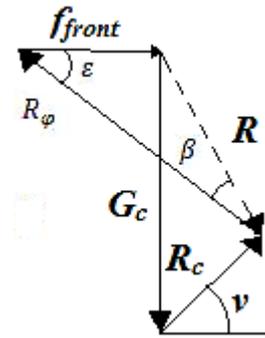
- **Charges**

Angle de surface de glissement	$v = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} = 58.75^\circ$
Longueur de la surface de glissement	$l_c = h / \sin(v) = 6.67 \text{ m}$
Largeur de la surface de glissement	$b_1 = h \times \left(\frac{1}{\tan(v) - \tan(\alpha)} \right) = 3.46 \text{ m}$

Hauteur $h_1 h_1 = \frac{b_1}{2 \tan(\varphi)} = 3.32 \text{ m}$

Surface du corps de glissement $A_c = \left(\frac{b_1}{2}\right) \times (h + h_1) = 15.60 \text{ m}^2$

Poids du corps de glissement $G_c = A_c \times \gamma = 319.8 \text{ kN/m}$



• Efforts à l'équilibre

Cohésion en zone de glissement $R_c = C \times l_c = 200.1 \text{ kN/m}$

L'angle $\epsilon = v = 58.75^\circ$

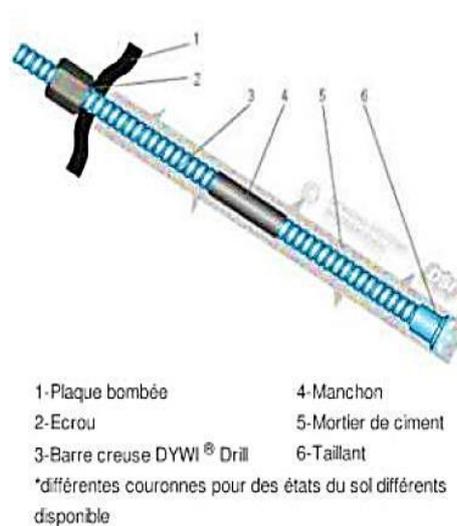
L'angle $\beta = 90 - \epsilon = 31.25^\circ$

Force résultante $R = \sqrt{(G_c^2 + R_c^2 - 2G_c R_c * \cos(90 - v))} = 181.37 \text{ kN/m}$

Force résultante d'équilibre $F_{front} = R \sin \beta / \sin \epsilon = 110.06 \text{ kN/m}$

• Mesures pour le soutènement du front

Le nombre de boulons dépend des caractéristiques de ces derniers, dans notre cas le choix est porté sur les boulons de types (R25N) en fibres de verre.



	unité	R25N	R32N	R32S	R38N	R51L	R51N	T76N	T76S
Ø extérieur ² surfilet	Ø ext	mm	25	32	32	38	51	51	76
Ø extérieur ² moyen	Ø moy	mm	23,8	29,8	29,8	36,9	49,3	49,3	73,5
Ø intérieur ² moyen	d	mm	14	18,5	15	19,5	36	32,7	52
section moyenne	S	mm ²	290	430	520	770	890	1070	2120
limite de rupture ¹	Frg	kN	200	280	360	500	550	800	1600
limite de élastique ¹	Feg	kN	150	230	280	400	450	630	1200
■ rupture ²	r	N/mm ²	690	650	690	650	620	750	750
■ élastique ²	e	N/mm ²	520	530	540	520	510	590	570

Limite de rupture dans les boulons(R25N) $F_{rg} = 200 \text{ kN}$

Effort appliqué par l'ensemble des boulons $F_{Boulons} = F_{front} \times b = 1100.6 \text{ kN}$

Nombre de boulons nécessaire $N \geq \frac{F_{Boulons}}{F_{rg}} = 6 \text{ Boulons}$

Soulignons les principaux avantages de ce type d'ancrages appelés « ancres DYWI Drill » sont les suivants :

- Cadences de travail élevées : le forage, la mise en place et l'injection sont réalisés en une seule opération
- Pas de retrait de tiges de forage ou de tubage provisoire, donc pas de risque de bloquer du matériel dans le forage
- Conditions d'installation semblables pour tous les types de terrain
- Taillant adapté à la nature du terrain
- Filetage continu permettant de s'adapter facilement aux longueurs voulues
- Possibilité de travailler avec des foreuses légères et peu encombrantes, sans tubage avec une hauteur de travail très réduite

VI.4. CALCUL DU TASSEMENT MAXIMAL

Pour le calcul du tassement maximal, nous opterons pour la méthode empirique d'ATTEWELL.

Le tassement nous est donné par la formule :

$$S_{max} = k \cdot \lambda \cdot \frac{\gamma R^2}{E}$$

Où :

K : facteur dépendant de l'état des contraintes dans le massif, de sa nature et de sa configuration.

λ : Taux de confinement.

R : rayon d'excavation.

E : module élastique moyen du massif.

$$E = 45 \text{ MPa}$$

$$K=0,4$$

$$R=5,09\text{m}$$

$$\lambda =0,2296$$

$$S_{max} = 0,4 \cdot 0,2296 \cdot \frac{20,5(5,09)^2}{45 \cdot 10^3}$$

$$S_{max} = 0,01\text{m}$$



Sur terrain, il faut à chaque fois s'assurer que le tassement mesuré ne dépasse pas la valeur du tassement maximal calculé ci-dessus.

VI.5. APPLICATION DE LA METHODE CONVERGENCE-CONFINEMENT

VI.5.1. Courbe caractéristique du terrain

Caractéristique du terrain excavé :

- Module de déformation du quaternaire marneux $E = 45 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson $\nu = 0.33$
- Rayon d'excavation $R = 5.09 \text{ m}$
- Cohésion $c = 30 \text{ kN/m}^2$
- Angle de frottement interne $\varphi = 27.5^\circ$

➤ Charge verticale

$$\sigma_0 = 275 \text{ kN/m}^2$$

De l'Eq. (IV.20)

$$R_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{60 \cos(27.5)}{1 - \sin(27.5)} = 49.43 \text{ kN/m}^2$$

Selon la classification de l'AFTES (Annexe B), une valeur de R_c inférieur à la valeur de 0.5 MPA correspond à la catégorie de sol R5b

$\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$ Représente la fin de l'élasticité. La pression d'apparition à la paroi de l'excavation d'une zone en état limite de rupture s'exprime selon l'Eq. (IV. 23)

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin \varphi) - c \cos \varphi = 275(1 - \sin(27.5)) - 30 \cos(27.5)$$

$$\rightarrow P_a = 104.15 \text{ kN/m}^2$$

Selon l'Eq. (IV. 24) Le taux de déconfinement à l'apparition de la rupture vaut :

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \frac{275 - 104.15}{275}$$

$$\rightarrow \lambda_a = 0.62$$

Ainsi Le déplacement des parois à l'apparition de la rupture vaut d'après l'Eq. (IV. 25)

$u_a = \lambda_a U_e$ / Tel que :

$$u_e = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_0 R = \frac{1 + 0.33}{45} \times 275 \times 10^{-3} \times 5.09$$

$$\rightarrow u_e = 0.042 \text{ m}$$

Alors :

$$u_a = 0.62 \times 0.041 = 0.0254 \text{ m}$$

l'Eq. (IV. 26) et Eq. (IV. 27) nous donnent :

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

$$\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right) = \left[\frac{2}{k_p + 1} \times \frac{(k_p - 1)\sigma_0 + R_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma_0 + R_c} \right]^{\frac{1}{(k_p - 1)}}$$

$$= \left[\frac{2}{2.71 + 1} \times \frac{(2.71 - 1)275 + 49.43}{(1 - \lambda)(2.71 - 1)275 + 49.43} \right]^{\frac{1}{(2.71 - 1)}}$$

$$= \left[0.539 \times \frac{1.10511430}{1.10511430 - \lambda} \right]^{0.585}$$

$$\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right) = \frac{0.5956566077^{0.585}}{1.10511430 - \lambda}$$

$$U(\lambda) = \frac{1.33}{45} \times 0.62 \times 0.275 \times \frac{1}{2} \left[2 \left(\frac{0.631825502}{1.172218 - \lambda} \right)^{1.17} - 1 + 1 \right] 5.09$$

$$U(\lambda) = 0.0256 \left[\left(\frac{0.5956566077}{1.10511430 - \lambda} \right)^{1.17} \right]$$

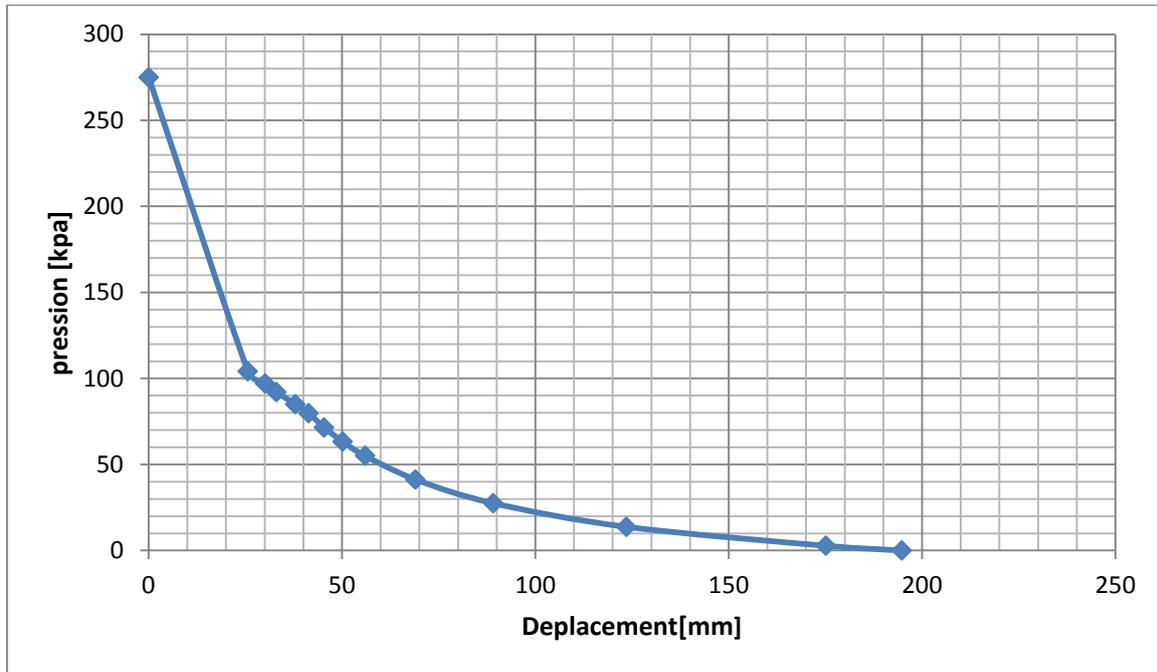


Figure VI.2: Courbe convergence du terrain excavé

Tableau VI-5 :valeurs de la courbe caractéristique du terrain

λ	0	0.62	0.65	0.66	0.68	0.74	0.77	0.8	0.85	0.9	0.95	0.99	1
P[kPa]	275	104.15	97	92	85	71.5	63.25	55	41.25	27.5	13.75	2.75	0
U[mm]	0	25.7	30.19	33.07	37.98	45.38	50.17	55.99	69.04	89.11	123.57	175.17	194.82

VI.5.2. Courbe caractéristique du soutènement

Selon l'Eq. (IV.30) :

$$\begin{cases} u_{s0} > 0.265u_e \\ u_e = 0.042 \text{ m} \end{cases} \rightarrow u_{s0} > 0.265 \times 0.042 \text{ m} \rightarrow u_{s0} = 11.13 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- **Caractéristiques des cintres calés à la paroi**

- Section du cintre HEB 180 $A_s = 65,30 \text{ cm}^2$
- Module de Young de l'acier $E_a = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$
- Résistance de l'acier $\sigma_e = 240 \text{ MPa}$
- Espacement des cintres $a = 1 \text{ m}$

- **Raideur du cintre**

$$K_c = \frac{E_a A_s}{\alpha R} \text{ Eq. (VI.3)}$$

$$K_c = \frac{2.1 \times 10^5 \times 65.30 \times 10^{-4}}{1 \times 5.09} \rightarrow K_c = 269.41 \text{ MPa}$$

- **Pression maximale de soutènement (cintre)**

$$P_C^{max} = \frac{\sigma_e A_s}{\alpha R} \text{ Eq. (VI.4)}$$

$$P_C^{max} = \frac{240 \times 65.30 \times 10^{-4}}{1 \times 5.09} \rightarrow P_C^{max} = 0.307 \text{ MPa}$$

- **Déplacement du soutènement (cintre)**

$$u_a = \frac{P_C^{max} \times R}{K_c} \text{ Eq. (VI.5)}$$

$$u_a = \frac{0.307 \times 5.09}{269.41} \rightarrow U_a = 5.80 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- **Caractéristiques du Béton projeté**

- **Pré-dimensionnement de la couche de béton projeté [HAN12]**

$$e = 2 \frac{\sigma_v \times R}{f_{bu}} + e' \text{ Eq. (VI. 6)}$$

Avec :

$$e' \in [2 ; 4][cm]$$

$$e = 2 \frac{275 \times 5.09}{14166.66667} + 0.035 = 0.23m$$

- Résistance du béton $f_{c28} = 25MPa$
- Epaisseur du béton $e = 0.23m$
- Coefficient de poisson $\nu = 0.2$
- Module de Young $E_b = 10000 MPa$

- **Raideur du béton projeté**

$$K_b = \frac{E_b \times e}{(1 - \nu^2)R} \text{ Eq. (VI. 7)}$$

$$K_b = \frac{10^4 \times 0.23}{(1 - 0.04)5.09} \rightarrow K_b = 470.69 MPa$$

- **Pression maximale de soutènement (béton projeté)**

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b \times e}{R} \text{ Eq. (VI. 8)}$$

$$P_b^{max} = \frac{14.17 \times 0.23}{5.09} \rightarrow P_b^{max} = 0.64 MPa$$

- **Déplacement maximale du soutènement (béton projeté)**

$$u_b = \frac{P_b^{max} \times R}{K_b} Eq. (VI. 9)$$

$$u_b = \frac{0.64 \times 5.09}{470.69} \rightarrow u_b = 6.92 \times 10^{-3} m$$

- **La convergence acquise par la paroi au moment du soutènement**

$$u_{s0} = 10\% u_e Eq. (VI. 10)$$

$$u_{s0} = 10\% \times 0.042 m \rightarrow u_{s0} = 4.2 \times 10^{-3} m$$

Pour une mise en place à proximité du front de taille

$$u_{s1} = u_{s0} + s_{u1} Eq. (VI. 11)$$

$$u_{s1} = 0.0042 + 0.002 \rightarrow u_{s1} = 6.2 \times 10^{-3} m$$

VI.5.3. Equilibre final

- **vérification du soutènement**

$$P = \sigma_0 < P_b^{max} + P_c^{max} Eq. (VI. 12)$$

$$\rightarrow 0.275 < (0.64 + 0.307) = 0.947 MPa$$

$$u_{c+b}^{max} = \frac{P_b^{max} + P_c^{max}}{K_b + K_c} Eq. (VI. 13)$$

$$u_{c+b}^{max} = \frac{(0.64 + 0.307)}{470.69 + 269.41} \times 5.09 \rightarrow u_{c+b}^{max} = 6.51 \times 10^{-3} m$$

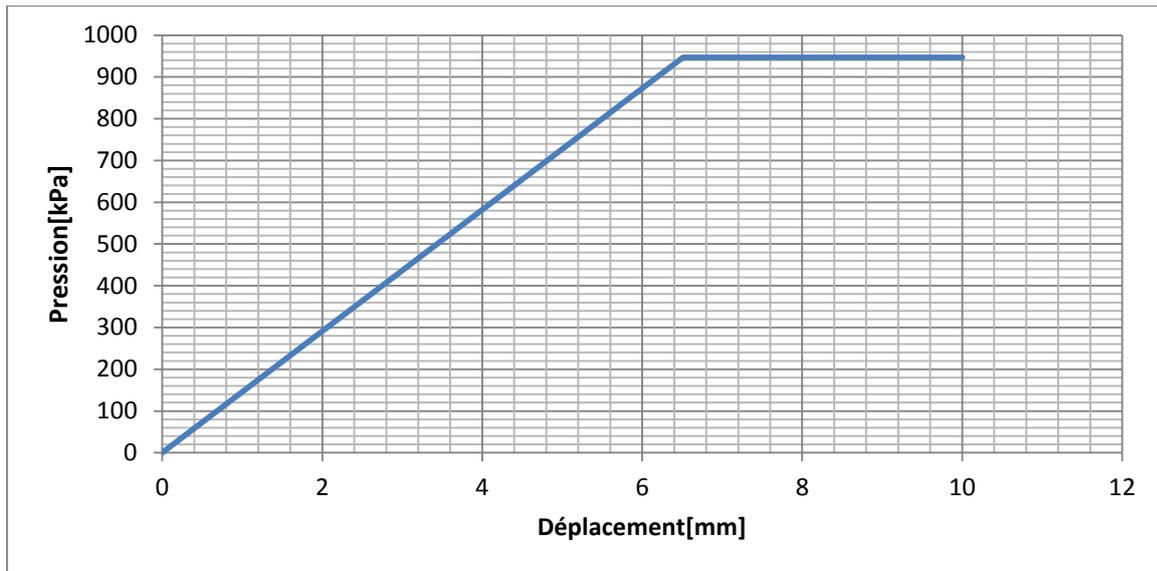


Figure VI.3: Courbe de confinement (soutènement)

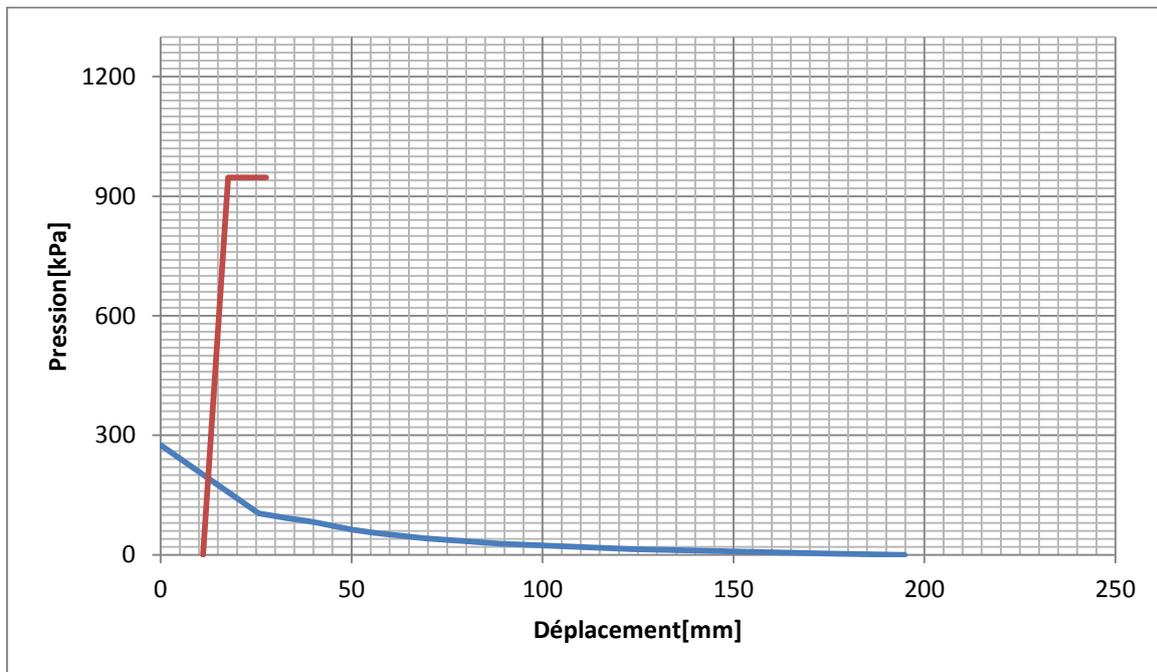


Figure VI.4: Courbe de convergence-confinement

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

$$(U_{eq}, P_{eq}) = (15\text{mm} ; 0190 \text{ Mpa})$$

VI.6.CONCLUSION

- L'importance du calcul des charges réside dans le fait de mettre en place un dispositif pouvant reprendre ces dernières à court et à long terme.
- L'application de la méthode convergence confinement à la section du tunnel, détermine la pression de soutènement à l'équilibre, qui vérifie sa stabilité. On a abouti en conséquence à des déformations acceptables. Cet ensemble d'informations va nous permettre de contrôler les mesures de convergence effectuées sur le site et les comparer aux résultats obtenus.

CHAPITRE VII

SOUTENEMENT PROVISOIRE

VII.CALCUL DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE [CHE93]

Après avoir évalué les différentes charges agissant sur l'ouvrage dans le chapitre VI. Ce chapitre traitera le dimensionnement proprement dit, en effet le calcul analytique constitue un contrôle des dimensions admises en se basant sur les données expérimentales, ces hypothèses devront être justifiées par un calcul numérique.

VII.1.DEFINITION DES CHARGES AGISSANT SUR L'OUVRAGE

Le dimensionnement analytique considère le soutènement provisoire en forme d'arc porteur encasté aux deux extrémités. Les efforts actifs pris en compte dans le calcul représentent les poussées verticales et horizontales du terrain.

VII.1.1.la charge verticale

En première approximation nous admettons que la pression verticale est répartie de façon uniforme sur la portée de l'arc.

Selon l'Eq(IV.1), la charge verticale agissant sur le cintre :

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

Les différentes dimensions de la Figure IV.1 sont déterminées comme suit :

$$e = 0.23 \text{ m}$$

Avec :

e : L'épaisseur de la couche de béton projeté

$$\varphi_0 = 60^\circ$$

$$\begin{cases} r = R \rightarrow r = 5.09 \text{ m} \\ r_k = R + 0.5e \rightarrow r_k = 5.205 \text{ m} \\ r_b = R - 0.5e \rightarrow r_b = 4.975 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} f = r(1 - \cos \varphi_0) \rightarrow f = 2.545 \text{ m} \\ f_k = r_k(1 - \cos \varphi_0) \rightarrow f_k = 2.602 \text{ m} \\ r_b = r_b(1 - \cos \varphi_0) \rightarrow f_b = 2.487 \text{ m} \end{cases} \begin{cases} l = 2(r \sin \varphi_0) \rightarrow l = 8.816 \text{ m} \\ l_k = 2(r_k \sin \varphi_0) \rightarrow l_k = 9.015 \text{ m} \\ l_b = 2(r_b \sin \varphi_0) \rightarrow l_b = 8.617 \text{ m} \end{cases}$$

- Partie uniforme de la pression géologique Q_0 :

$$Q_0 = \left(\sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right) \times a = (1 * 19 + (2 + 2 + 3 + 3 + 2)20.5 + 10)1$$

$$Q_0 = 275 \text{ kN/m}$$

- Partie de la charge d'intensité variable ΔG :

$$\Delta G = \left(\frac{f_k \times l_k}{3} \times \gamma_h \right) \times a = \left(\frac{2.602 \times 9.015}{3} \right) \times 20.5 \times 1$$

$$\Delta G = 160.29 \text{ kN/m}$$

- Poids total de l'arc

$$Q = \gamma_c \times \frac{2\varphi_0}{2\pi} \times 2\pi R = 25 \times \frac{120}{360} \times 2 \times 3.14 \times 5.09$$

$$Q = 266 \text{ kN/m}$$

La charge verticale sera donc égale à :

$$P_v = \frac{275 + 160.29 + 266}{8.816}$$

$$P_v = 79.54 \text{ kN/ml}$$

VII.1.2. La charge horizontale

La charge sera calculée suivant les formules Eq. (IV. 2) et Eq. (IV. 3) respectivement :

$$e_0 = 275 \tan^2\left(45 - \frac{27.5}{2}\right) - 60 \sqrt{\tan^2\left(45 - \frac{27.5}{2}\right)} \rightarrow e_0 = 64.80 \text{ kN/m}^2$$

$$e_1 = 20.5(12 + 2.545) \tan^2(31.25) - 60 \sqrt{\tan^2(31.25)} \rightarrow e_1 = 73.32 \text{ kN/m}^2$$

Ainsi selon l'Eq. (IV. 4) la pression se répartit uniformément :

$$e = \frac{64.80 + 73.32}{2} \rightarrow e = 69.06 \text{ kN/m}^2$$

Cette valeur rapportée à l'extrados de la voûte donne Eq. (IV. 5) :

$$P_h = \frac{ef_k}{f} = \frac{69.06 \times 2.602}{2.545} \rightarrow P_h = 70.60 \text{ kN/m}$$

VII.2.REACTIONS D'APPUIS

Les réactions d'appuis au niveau de la naissance seront calculées en fonction du rapport f/l en utilisant le Tableau IV.1.

Selon le $f/l=0.288$ les coefficients seront comme suit :

$$\begin{cases} \alpha_m = 0.01010 \\ \beta_m = -0.01010 \end{cases} \begin{cases} \alpha_h = 0.4415 \\ \beta_h = -0.1749 \end{cases}$$

- Pour la charge verticale

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

$$M_v = 0.01010 \times 79.54 \times 8.816^2 = 62.44 \text{ kN.m}$$

$$H_v = \alpha_h P_v l$$

$$H_v = 0.4415 \times 79.54 \times 8.816 = 309.59 \text{ kN}$$

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

$$V_v = \frac{79.54 \times 8.816}{2} = 350.61 \text{ kN}$$

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

$$N_v = \sqrt{350.61^2 + 309.59^2} = 467.73 \text{ kN}$$

- Pour la charge horizontale

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

$$M_h = -0.01010 \times 70.60 \times 8.816^2 = -55.4 \text{ kN.m}$$

$$H_h = \beta_h P_h l$$

$$H_h = -0.1749 \times 70.60 \times 8.816 = -108.86 \text{ kN}$$

$$V_h = 0$$

Comme il a été indiqué dans le chapitre IV, on rappelle que pour assurer la sécurité de l'ouvrage, il faut que les contraintes soient contrôlées à la naissance (extrémité du cintre). L'influence de la charge horizontale est négligée.

En ayant les valeurs du moment et de l'effort normal, les contraintes dans le cintre peuvent être vérifiées à l'aide de l'Eq(IV.9)

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

$$\sigma_{naissance} = \frac{467.73}{65.30 \times 10^{-4}} \pm \frac{62.44}{426 \times 10^{-6}} = 218200.64 \text{ kN/m}^2 < 240000 \text{ kN/m}^2$$

La condition est vérifiée donc on optera pour un profilé HEB180 pour la suite des calculs.

VII.3.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

VII.3.1.Caractéristiques mécaniques des matériaux

- **Béton projeté**

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$E = 10000 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0,2$$

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

- Acier pour cintre

- $\gamma = 76,98 \text{ kN/m}^3$
- $E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$
- $\nu = 0,3$
- $\sigma_e = 240 \text{ MPa}$

VII.3.2. Caractéristiques géométriques des matériaux

béton projeté $\rightarrow e = 23 \text{ cm}$

$$HEB180 \rightarrow \begin{cases} A_s = 65.30 \text{ cm}^2 \\ I_x = 3831.00 \text{ cm}^4 \\ W_x = 426 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

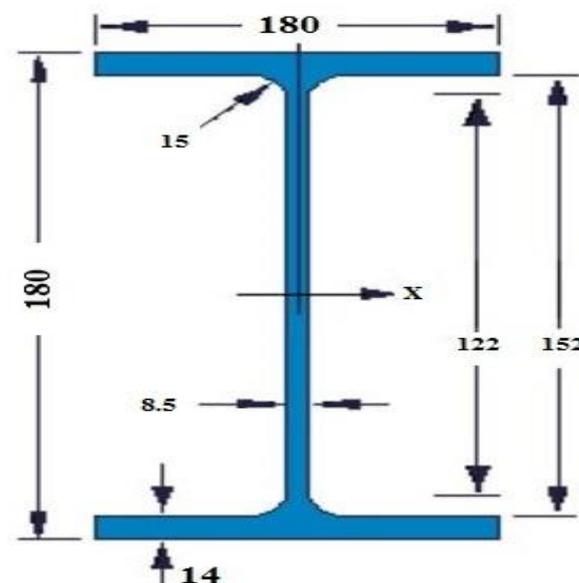


Figure VII.1 : Dimensions de la section HEB180

VII.4. PORTANCE MAXIMALE DU SOUTÈNEMENT

- Béton projeté

$$\bar{P} = P_v \times \frac{f_{bu}}{\sigma_{bc}} = 79.54 \times \frac{14166.66}{25000} = 45.07 \text{ kN/m}$$

- Cintre

$$\bar{P} = P_v \times \frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 79.54 \times \frac{240000}{208695.6522} = 91.47 \text{ kN/m}$$

VII.5.MODELISATION DU SOUTÈNEMENT

La modélisation du soutènement se fera suivant la méthode des réactions hyperstatique.

VII.5.1.La méthode des réactions hyperstatiques [MAR05]

Le principe de cette méthode est d'étudier le comportement du soutènement sous l'effet de charges extérieures.

On réalise donc le calcul de structure classique en utilisant le logiciel de calcul **SAP2000 V15**.

La géométrie du soutènement est définie pour un mètre linéaire de galerie sous forme d'une poutre bidimensionnelle, sur laquelle on applique un chargement, on distingue alors des charges dites actives, qui sont indépendantes de l'état de déformation, et des charges dites passives qui représentent les réactions hyperstatiques issues de la déformation du soutènement.

La première catégorie regroupe la pression appliquée par le poids des terrains (verticale et horizontale), la pression hydrostatique si le tunnel traverse une nappe, le gonflement éventuel, le détachement d'un bloc, le poids propre du revêtement, etc. (chapitre VI).

Le deuxième type de charges représente les réactions de butée du terrain (Fig. VII.2). Ces dernières sont considérées comme linéairement liées aux déplacements, ce qui permet de les modéliser par une série de ressorts, dont la rigidité K est issue des propriétés mécaniques de la roche ou du sol environnant, et dont la valeur est calculée par la formule suivante :

$$K = \frac{E}{(1 + \nu)R}$$

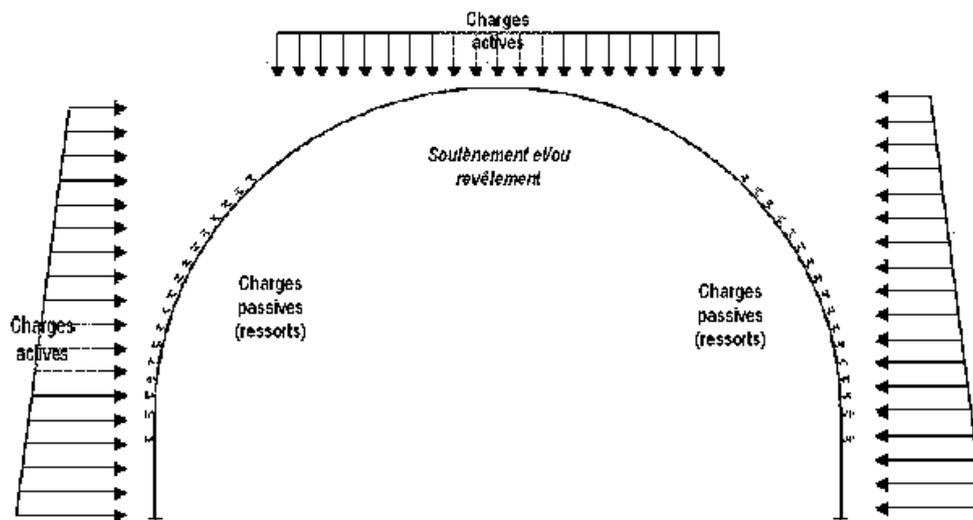


Figure VII.2 : Schéma d'un modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives.

VII.5.2. Modélisation de soutènement par le logiciel SAP2000

Le soutènement provisoire a été modélisé en éléments FRAME avec des encastremets au niveau des piédroits, en réalité le soutènement provisoire n'est pas considéré comme encasté rigidement dans la roche, l'encastrement partiellement élastique du cintre résulte de la déformation de la roche elle-même, les efforts internes du soutènement provisoire encasté élastiquement se renferment dans les limites entre les valeurs déterminées pour l'encastrement et pour l'appui articulé.

On suppose donc pour se mettre dans le cas le plus défavorable vis-à-vis des efforts internes que les appuis sont encastés.

Les éléments seront axés sur la fibre moyenne du profilé, reliés entre eux par des nœuds, qui peuvent se déplacer librement dans le sens vertical et horizontal, sauf les nœuds situés en pieds du modèle qui sont appuyés sur un encastrement parfait. [HAN12]

Le problème qui se pose c'est de prendre la section de calcul comme une section homogène (Béton projeté+ Cintre HEB) avec ses propriétés homogènes et de procéder aux calculs en Non-linéaire, ou bien contourner le Non-linéaire grâce à des hypothèses qui nous permettent de rester dans le domaine du linéaire.

Pour ce faire on va modéliser notre soutènement provisoire avec le matériau le plus résistant dans notre cas c.à.d. le cintre HEB seul au lieu du matériau homogène (Béton projeté +Cintre HEB) et calculer les efforts internes engendrés par le chargement extérieures déterminés aux chapitres précédents, ensuite procéder à la répartition des efforts internes calculés entre cintre et béton projeté car en réalité le cintre reprends une 1ère portion de ses efforts et le béton projeté une 2ème.

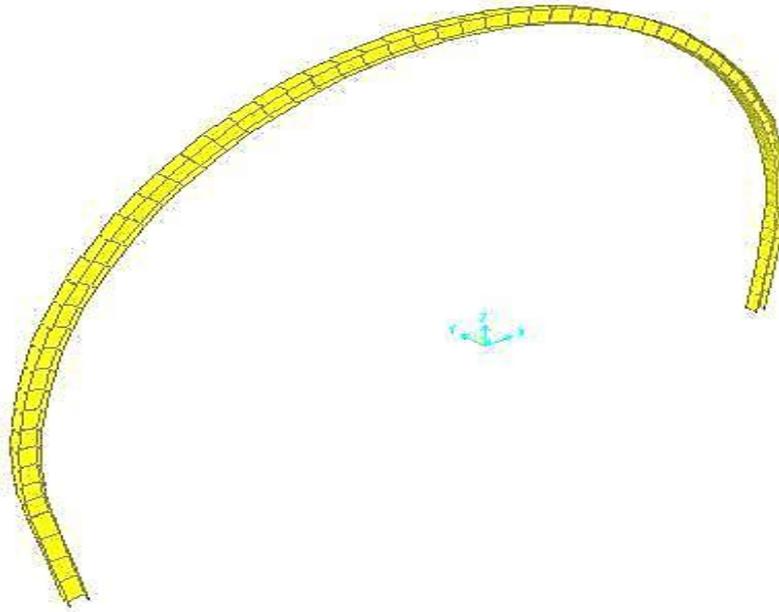


Figure VII.3: Section étudiée du soutènement provisoire

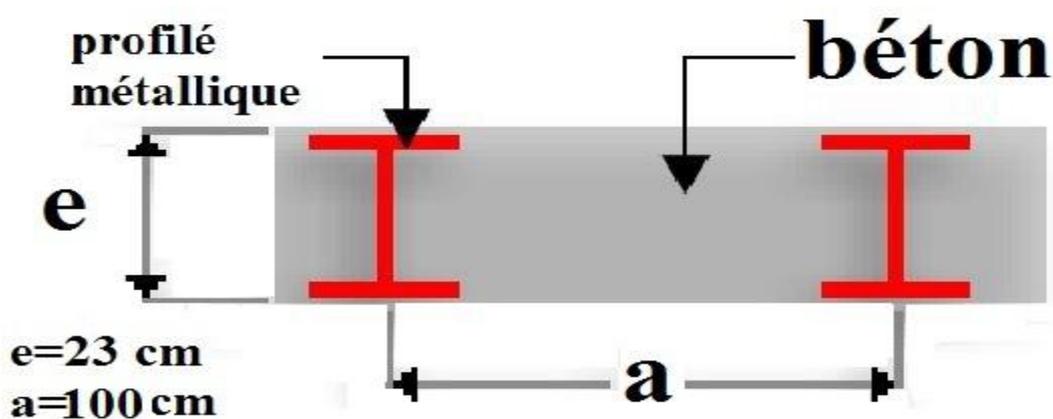


Figure VII.4: Section droite du soutènement provisoire.

Après application des charges calculées dans le chapitre VI, à savoir, la charge verticale de TERZAGHI agissant sur la demi-section supérieure $\sigma_v = 167.85 \text{ kN/m}^2$

Et la charge trapézoïdale de COULOUMB-RANKINE

$$\begin{cases} \sigma_h = 61,77 \text{ kN/m}^2 \text{ enclé devoûte} \\ \sigma_h = 76,1 \text{ kN/m}^2 \text{ en pieds droits} \end{cases}$$

La déformée de l'élément frame suite à l'application des charges si dessus est représentée selon la figure VII.5 :

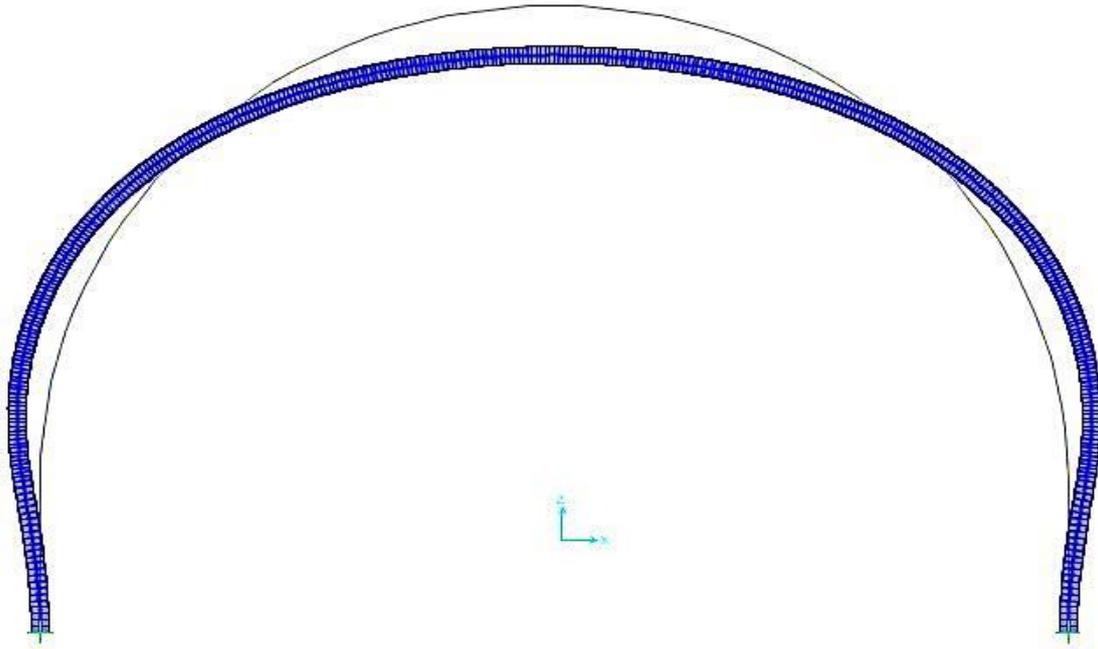


Figure VII.5: Déformée en 2D du soutènement provisoire

VII.5.3. Détermination des points d'application de la force passive

De la figure précédente on retrouve les nœuds où l'on a une butée du terrain au voisinage du soutènement provisoire, la terre ne travaillant pas en traction on dispose en chaque nœud dont la charge est passive (voir Figure VII.5) d'un ressort élastique de rigidité k tel que :

$$k = \frac{E}{(1 + \nu)R} = \frac{45 \times 10^3}{(1 + 0.3)5.09} = 6800.66 \text{ kN/m}$$

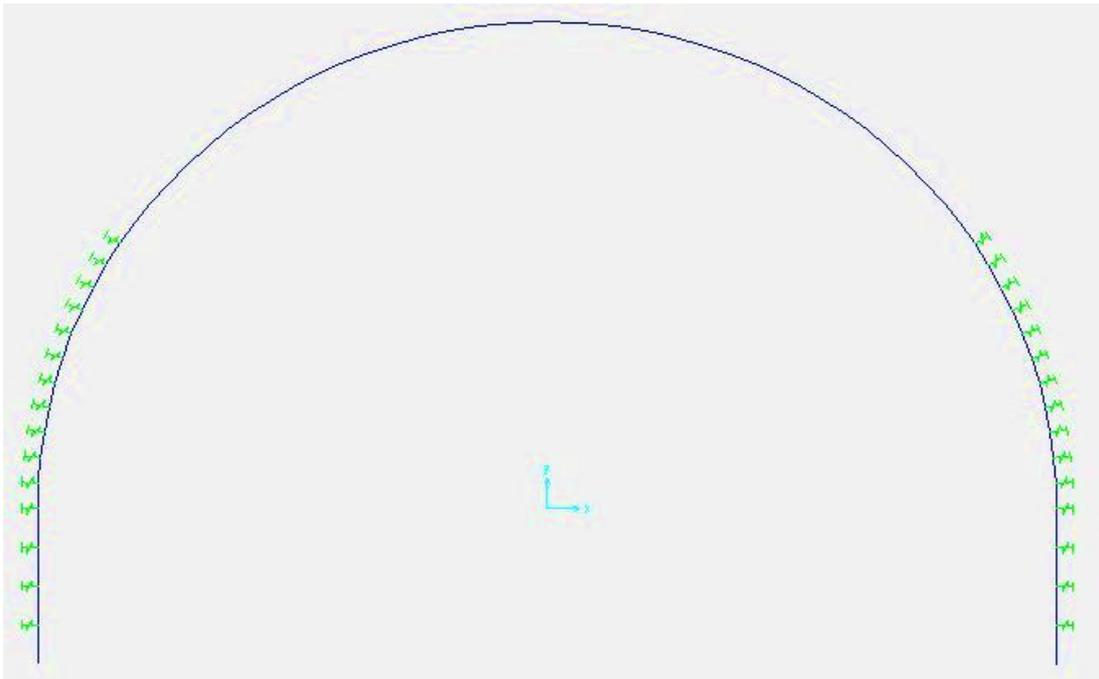


Figure VII.6: *Disposition des ressorts dans la section étudiée*

VII.5.4. Déformée

la déformation finale du soutènement provisoire est représentée sur la figure suivante :

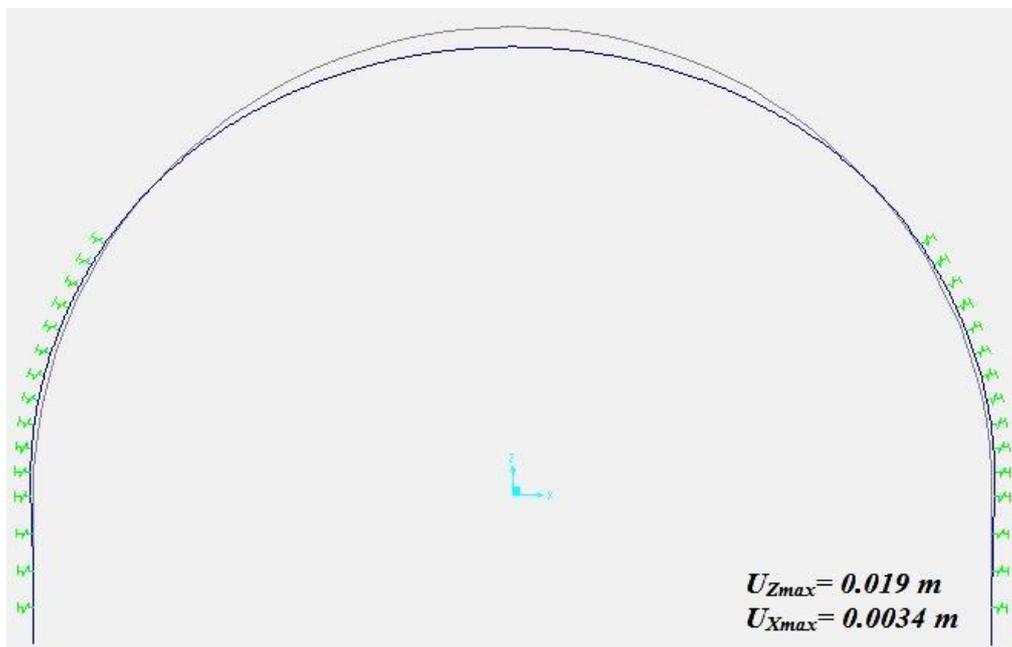


Figure VII.7: *déformée du soutènement provisoire*

VII.5.5. Diagrammes des efforts internes

- Effort normal

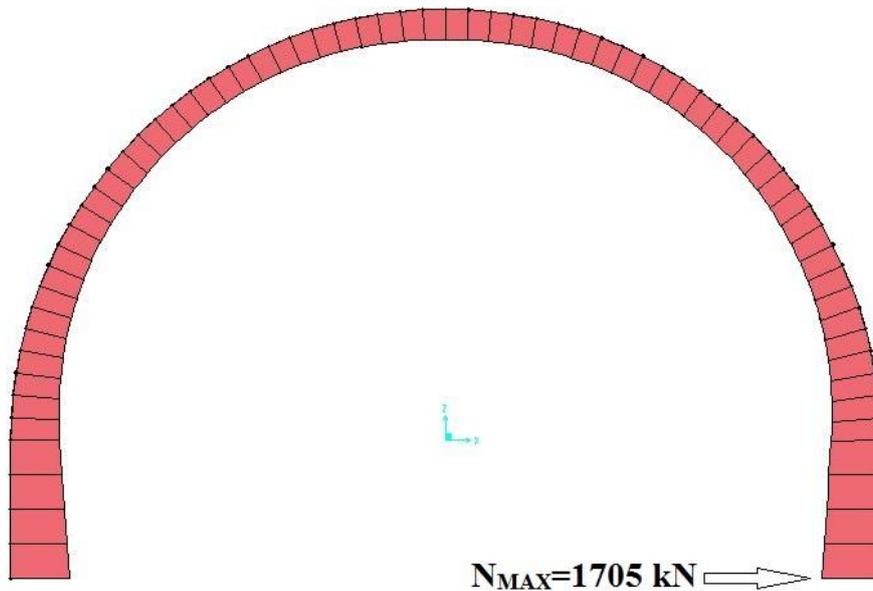


Figure VII.8: Diagramme de l'effort normal

L'effort normal max se trouve au niveau des piédroits et sa valeur est:

$$N_{max} = 1705 \text{ kN}$$

- Moment fléchissant

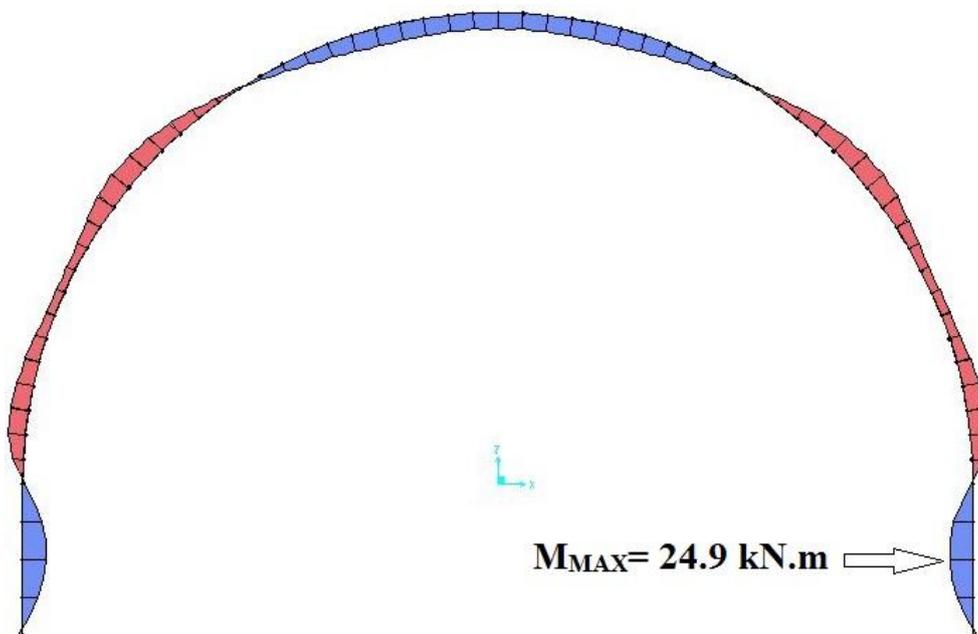


Figure VII.9: Diagramme du moment fléchissant

Le moment fléchissant max se trouve au niveau des piédroits et sa valeur est:

$$M_{Max} = 24.9 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant

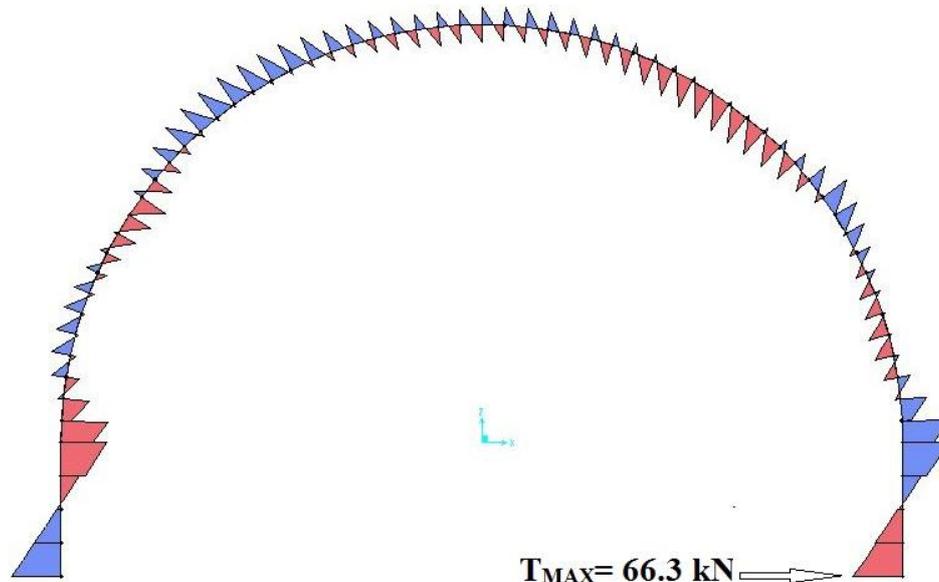


Figure VII.10: Diagramme de l'effort tranchant

L'effort tranchant max se trouve au niveau des piédroits et sa valeur est:

$$T_{max} = 66.3 \text{ kN}$$

les valeurs détaillées des efforts internes seront exposées dans l'annexe D

VII.5.5.Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté

Les efforts internes calculés sont redistribués dans le cintre et le béton projeté suivant leurs raideurs respectives.

VII.5.5.1.Rigidité du cintre métallique

- Compression

$$\text{D'après l'Eq. (IV.10)} : E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a} = \frac{2.1 \times 10^5 \times 65.30 \times 10^{-4}}{1} \rightarrow E_s A'_s = 1371.29 \text{ MN/m}$$

- Flexion

$$\text{D'après l'Eq. (IV.11)} : E_s I'_s = \frac{E_s I_s}{a} = \frac{2.1 \times 10^5 \times 3831 \times 10^{-8}}{1} \rightarrow E_s I'_s = 8.04 \text{ MN.m}$$

VII.5.5.2. Rigidité de la voûte en béton projeté

- **Compression**

D'après l'Eq. (IV.12): $E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{a} = \theta_n E_s A'_s$

$$\theta_n = \frac{E_b \times e}{E_s A'_s} = \frac{10^4 \times 0.23}{1371.3} \rightarrow \theta_n = 1.67$$

- **flexion**

I. D'après l'Eq. (IV.12): $E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{a} = \theta_m E_s I'_s$

$$\theta_m = \frac{E_b \times e^3}{12(E_s I'_s)} = \frac{10^4 \times 0.012}{12(8.04)} \rightarrow \theta_m = 1.26$$

VII.5.5.3. Rigidité du soutènement provisoire

- **Rigidité du soutènement provisoire soumise aux charges de courte durée**

- **Compression**

$$E_Z A'_Z = E_s A'_s + E_b A'_b = E_s A'_s (1 + \theta_n) = 1371.3(1 + 1.67)$$

$$\rightarrow E_Z A'_Z = 3671.3 \text{ MN/m}$$

- **Flexion**

$$E_Z I'_Z = E_s I'_s + E_b I'_b = E_s I'_s (1 + \theta_m) = 8.04(1 + 1.26)$$

$$\rightarrow E_Z I'_Z = 18.18 \text{ MN.m}$$

- **Rigidité du soutènement provisoire soumise aux charges de longues durées**

- **Compression**

$$\begin{aligned} E_Z A^*_Z &= E_S A'_s + E_{bt} A'_b = E_S A'_s \left(1 + \frac{E_{bt} A'_s}{E_S A'_s} \right) = E_S A'_s \left(1 + \frac{1}{3} \frac{E_b A'_b}{E_S A'_s} \right) \\ &= E_S A'_s \left(1 + \frac{1}{3} \theta_n \right) = 1371.3 \left(1 + \frac{167}{3} \right) \end{aligned}$$

$$\rightarrow E_Z A^*_Z = 2137.96 \text{ MN/m}$$

- **Flexion**

$$\begin{aligned} E_Z I^*_Z &= E_S I'_s + E_{bt} I'_b = E_S I'_s \left(1 + \frac{E_{bt} I'_s}{E_S I'_s} \right) = E_S I'_s \left(1 + \frac{1}{3} \frac{E_b I'_b}{E_S I'_s} \right) \\ &= E_S I'_s \left(1 + \frac{1}{3} \theta_m \right) = 8.04 \left(1 + \frac{1.26}{3} \right) \end{aligned}$$

$$\rightarrow E_Z I^*_Z = 11.42 \text{ MN.m}$$

VII.5.6. Distribution des efforts internes sur le soutènement provisoire

$$N_{max} = 1705 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 24.9 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = 66.9 \text{ kN}$$

De l'Eq. (IV.14) et l'Eq. (IV.15) on calcule les efforts distribués :

- **Dans les cintres**

$$M_s = 70.41\%M \rightarrow M_s = 17.53 \text{ kN.m}$$

$$N_s = 64.14\%N \rightarrow N_s = 1093.59 \text{ kN}$$

$$T_s = 64.14\%T \rightarrow T_s = 42.90 \text{ kN}$$

• Dans le béton projeté

$$M_b = 29.58\%M \rightarrow M_b = 7.36 \text{ kN.m}$$

$$N_b = 35.86\%N \rightarrow N_b = 611.40 \text{ kN}$$

$$T_b = 35.85\%T \rightarrow T_b = 23.99 \text{ kN}$$

VII.5.7. Vérification des contraintes [BOU12]

VII.5.7.1. Vérification du béton projeté

Calcul de la section équivalente béton projeté –treillis soudé :

$$I_{\acute{e}q} = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \quad \text{Eq. (VII. 3)}$$

$$I_{\acute{e}q} = \frac{1 \times 0.23^3}{12} + 15 \times 6.8 \times 10^{-4} \left(\frac{0.23}{2} - 0.19 \right)^2 \rightarrow I_{\acute{e}q} = 10.71 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A_{\acute{e}q} = bh + 15A_s \quad \text{Eq. (VII. 4)}$$

$$A_{\acute{e}q} = 1 \times 0.23 + 15 \times 6.8 \times 10^{-4} \rightarrow A_{\acute{e}q} = 0.24 \text{ m}^2$$

Avec :

b: Largeur de la section du béton projeté.

h : L'épaisseur de la section du béton projeté

A_s : Section d'acier en treillis soudé, pour un espacement de cintre de 1 mètre

($A_s = 6\phi 12 = 6.8 \text{ cm}^2$).

d: Distance entre l'axe neutre du treillis et la fibre extrême du béton projeté égal à 0,17 m.

• Vérification à l'état limite ultime

○ Fibres comprimées

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < f_{bu} \quad \text{Eq. (VII. 5)}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{0.611}{0.230} + \frac{0.007}{0.009} \right) = 4.71 \text{ MPa} < 14.16 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

○ **Fibres tendues**

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{\acute{e}q}} - \frac{M_b}{W_{\acute{e}q}} \right) < f_{su} \text{ Eq. (VII. 6)}$$

Tel que :

$$f_{su} = \frac{\sigma_e}{\gamma_s} = \frac{240}{1.15} = 208.695 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{0.611}{0.24} - \frac{0.007}{0.009} \right) = 2.37 \text{ MPa} < 208.695 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

• **Vérification à l'état limite de service**

Notons que la fissuration est considérée comme préjudiciable

○ **Fibres comprimées**

$$\sigma_b = \left(\frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < \bar{\sigma}_{bc} \text{ Eq. (VII. 7)}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \left(\frac{0.611}{0.23} + \frac{0.007}{0.009} \right) = 3.49 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{Vérifiée}$$

○ **Fibres tendues**

$$\sigma_b = \left(\frac{N_b}{A_{\acute{e}q}} - \frac{M_b}{W_{\acute{e}q}} \right) < \bar{\sigma}_s \text{ Eq. (VII. 8)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 1.5 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1.6$$



$$\bar{\sigma}_s = \min(160, 201.63) = 160 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \left(\frac{0.611}{0.24} - \frac{0.007}{0.009} \right) = 1.75 \text{ MPa} < 160 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

VII.5.7.2. Vérification du cintre

○ Fibres comprimées

$$\sigma_s = \left(\frac{N_s}{A_{HEB180}} \pm \frac{M_s}{W_{HEB180}} \right) < \sigma_e \text{ Eq. (VII. 9)}$$

$$\sigma_s = 1.1 \left(\frac{0.109}{65.30 \times 10^{-4}} + \frac{0.017}{426 \times 10^{-6}} \right) = 229.49 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

○ Fibres tendues

$$\sigma_s = 1.1 \left(\frac{1.109}{65.30 \times 10^{-4}} - \frac{0.017}{426 \times 10^{-6}} \right) = 138 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

VII.5.8. Vérification du cisaillement

VII.5.8.1. Béton projeté

$$T_b = 23.04 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{T_b}{ad} = \frac{0.02304}{1 \times 0.17} = 0.135 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau < \tau_u \text{ Vérifiée}$$

VII.5.8.2. Cintre métallique

$$\gamma_f \frac{T \times a \times S}{I \times \delta} = 1.33 \frac{0.05129 \times 1 \times 241 \times 10^{-6}}{3831 \times 10^{-8} \times 8.5 \times 10^{-3}} = 50.61 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_e}{1.54} = \frac{240}{1.54} = 156 \text{ MPa}$$

$$\gamma_f \frac{T \times a \times S}{I \times \delta} < \frac{\sigma_e}{1.54} \text{ Vérifiée}$$

$$\bar{P} = 91.47 \text{ kN/m}$$

$$\bar{P} > P_v \frac{\sigma_e}{\tau} = 79.54 \times 10^{-3} \times \frac{240}{2.5} = 7.63 \text{ MPa Vérifiée}$$

VII.6. CONCLUSION

La mise en place du soutènement provisoire a pour but de limiter les convergences le temps de mettre en place le revêtement final de la structure ayant un rôle de résistance à long terme.

CHAPITRE VIII

REVETEMENT DEFINITIF

VIII.CALCUL DU REVETEMENT DEFINITIF

La mise en place du soutènement provisoire de notre tunnel permet la stabilisation des convergences du terrain voisinant l’excavation, l’étape de la mise en place du revêtement définitif commence alors.

VIII.1.MODELISATION DU REVETMENT DEFINITIF

On se confère toujours à la méthode des réactions hyperstatiques (VII.5.1), ainsi le revêtement définitif est décrit par un modèle « FRAME » via le logiciel SAP2000V15.

Par le même cheminement on distingue les charges actives qui représentent l’action du terrain ajoutant à cela les charges passives qui représentent la réaction du terrain.

VIII.1.1.Description du modèle

- Profils

Le revêtement définitif du tunnel en béton projeté sera soumis à la poussée du sol, à la pression de gonflement ainsi qu’à l’action sismique.

- Géométrie

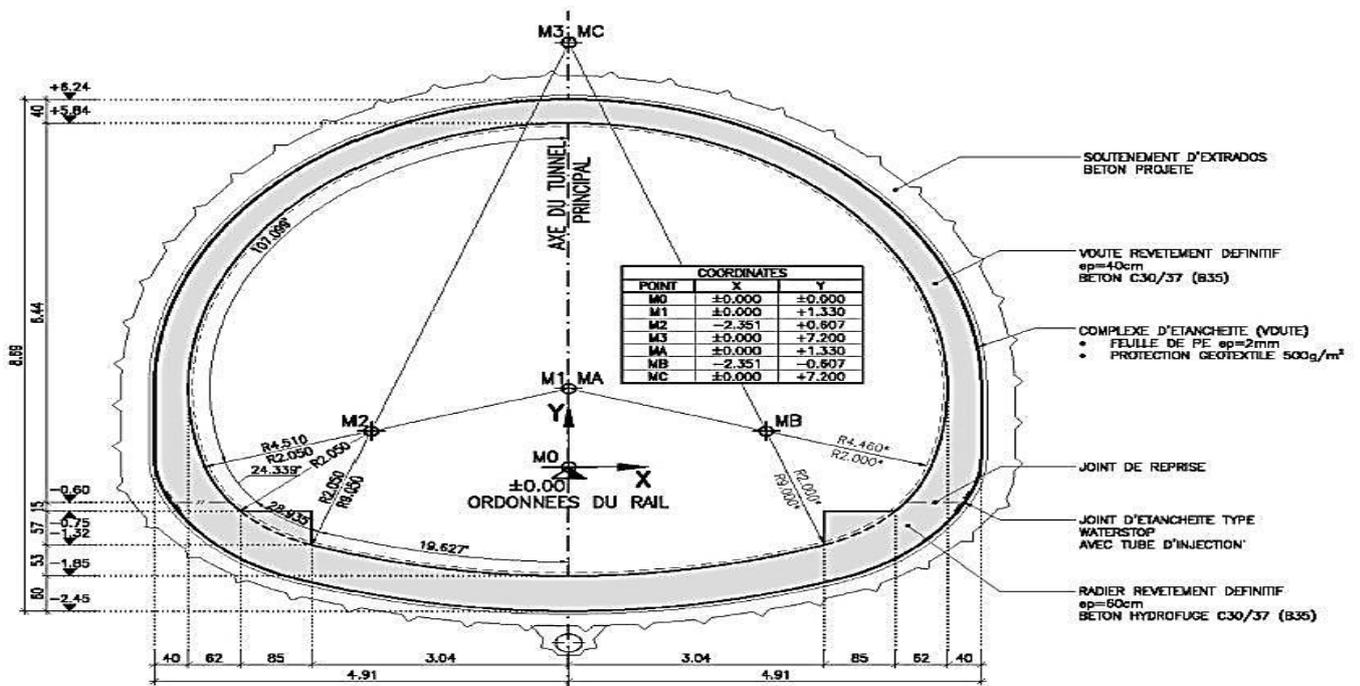


Figure VIII.1 : Géométrie détaillée de la section du tunnel

VIII.1.2. Ressorts et nœuds

1. Ressorts en partie supérieure (voûte)

Au voisinage de chaque nœud du modèle, on insère des ressorts perpendiculaires à la portion du revêtement, la composante représentant le frottement, la valeur de la raideur des ressorts est la suivante :

$$K_{Voûte} = \frac{E_{Qm}}{(1 + \nu)R_{Voûte}} = \frac{45}{(1 + 0.3)5.09} = 6800.66 \text{ kN/m}$$

2. Ressorts en partie inférieure (radier)

Au droit de chaque nœud du radier, la raideur du ressort est la suivante :

$$K_{Radier} = \frac{E_{TA}}{(1 + \nu)R_{Radier}} = \frac{60}{(1 + 0.3)9.75} = 4733.73 \text{ kN/m}$$

3. Ressorts en parties angulaires

Au droit de chaque nœud des deux angles, on applique des ressorts suivant une seule direction dont le coefficient de raideur prend deux valeurs suivant le rayon de chaque angle

$$K_{Angle 1} = \frac{E_{TA}}{(1 + \nu)R_{Angle 1}} = \frac{60}{(1 + 0.3)1.83} = 25220.68 \text{ kN/m}$$

$$K_{Angle 2} = \frac{E_{TA}}{(1 + \nu)R_{Angle 2}} = \frac{60}{(1 + 0.3)2.75} = 16783.22 \text{ kN/m}$$

- **Modèle**

Le modèle est constitué de 40 nœuds et 39 éléments (Figure VIII.2), les différentes dispositions des ressorts dont les raideurs sont résumées dans le tableau suivant :

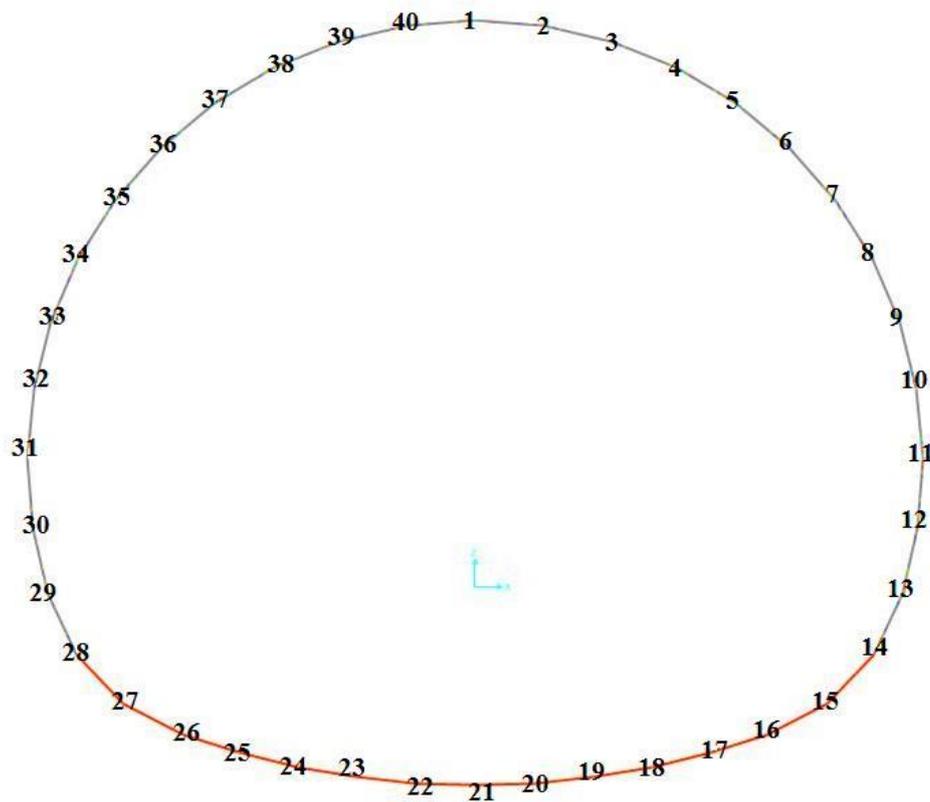


Figure VIII.2: La disposition des nœuds dans la modélisation de la section étudiée du revêtement définitif

Tableau VIII-1 : Récapitulatif des raideurs des différents ressorts

Elément	Nœuds	Rayon(m)	Raideur (kN/m)
Calotte	31 ↔ 33 et 9 ↔ 11	5.09	6800.66
Angle 1	12-13-29-30	1.83	25220.68
Angle 2	14 ↔ 16 et 26 ↔ 28	2.75	16783.22
Radier	17 ↔ 25	9.75	4733.73

VIII.2. ETUDE STATIQUE

VIII.2.1. Détermination des charges agissantes sur le revêtement définitif

VIII.2.2. Détermination des charges agissantes sur le radier

D'après l'Eq. (III.30) :

$$Z = \frac{PK_a - 2c(\sqrt{K_p} - \sqrt{k_a})}{\gamma(K_p - K_a)}$$

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{27.5}{2}\right) = 0.368 \sqrt{K_a} = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{27.5}{2}\right) = 0.606$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{27.5}{2}\right) = 2.716\sqrt{K_p} = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{27.5}{2}\right) = 1.648$$

$$c = 40 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$P = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q = [19 \times (1) + 20.5 \times (2 + 2 + 3 + 3 + 8) + 21 \times (0.75) + 10]$$

$$P = 414 \text{ kN/m}^2$$

$$z = \frac{414 \times 0.368 - 2 \times 40(1.648 - 0.606)}{21(2.716 - 0.368)} = 2.24 \text{ m}$$

D'après l'Eq. (III.31), la résultante des efforts agissant en direction de l'excavation sera :

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

$$E = \frac{21 \times 2.24}{2}(2.24 + 2 \times 13) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{27.5}{2}\right) - \frac{1}{2}21 \times 2.24^2 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{27.5}{2}\right)$$

$$E = 157.73 \text{ kN/m}$$

D'après l'Eq(III.32) et l'Eq. (III.33), l'effort horizontal agissant à la direction de l'excavation peut être décomposé en deux composantes T parallèle et S perpendiculaire à la série des plans de glissements.

$$\begin{cases} T = E \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \\ S = E \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \end{cases}$$

C'est alors que l'expression de la résultante T_0 d'après l'Eq. (III.34) en tenant compte du fait que le déplacement du massif soit provoqué par des efforts survenant des deux côtés est la suivante :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{2 \times 157.73}{\cos(27.5)} \sin^2 \left(45 - \frac{27.5}{2} \right)$$

$$T_0 = 95.71 \text{ kN/m}$$

De l'Eq. (III.35) on retrouve :

$$Y = \frac{Z}{\tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} = \frac{2.24}{\tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{27.5}{2} \right)}$$

$$Y = 3.69 \text{ m}$$

Ainsi la contrainte engendrée sous le radier d'après l'Eq.(III.36) est :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} = \frac{95.71}{3.69}$$

$$\sigma = 25.94 \text{ kN/m}^2$$

- **Verification de non soulèvement**

$$\sigma = 25.94 \text{ kN/m}^2$$

$$\left[\frac{4c}{1 - \sin \varphi} \right] (2 + \sin \varphi) \cos \varphi = \left[\frac{4 \times 40}{1 - \sin 27.5} \right] (2 + \sin 27.5) \cos 27.5 = 649.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma \leq \left[\frac{4c}{1 - \sin \varphi} \right] (2 + \sin \varphi) \cos \varphi \quad \text{Vérfiée}$$

Notons que les charges dues à la pression hydrostatique sont négligées du fait de la profondeur de la nappe phréatique qui est d'environ 35 m sous la surface libre, ce qui fait qu'elle n'a pas d'influence sur notre ouvrage.

On résume les charges agissantes sur le revêtement définitif dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII-2 : Récapitulatif des pressions actives sur le revêtement définitif dans le cas statique « G »

	Calotte		Radier
	Verticale	Horizontale	
Pressions (KN/m²)	178.21	95.35	25.94

VIII.2.3. Détermination des efforts internes

- **Données de modélisation**

- La section à prendre pour la voute est de 40 cm de béton coffré, pour le radier on préconise une épaisseur de 60 cm, la section du revêtement définitif sera calculée moyennant une largeur d'un mètre (1 m) linéaire (Figure VIII.3).
- Le béton préconisé est de type C30/37 (Cx/y tel que : x désigne la résistance caractéristique exigée à 28 jours, mesurée sur des cylindres de 150 mm de diamètre sur 300 mm de haut, y désigne la résistance caractéristique exigée à 28 jours, mesurée sur des cubes de 150 mm de côté).
- Poids volumique du béton $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Résistance à la compression $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- Module de déformation longitudinale du béton $E_b = 3.1 \times 10^4 \text{ MPa}$

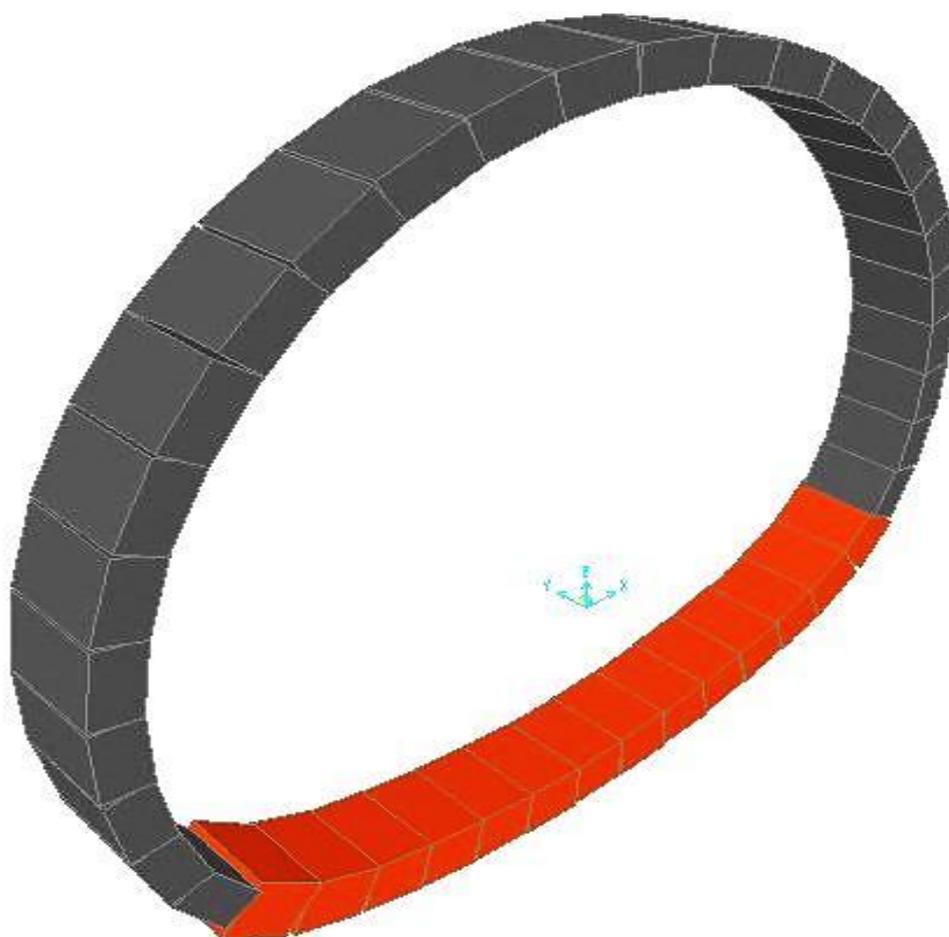


Figure VIII.3: *Modèle de calcul du revêtement définitif*

- Déformée

Suite à l'application des charges indiquées dans le Tableau VIII.2 la structure se déforme suivant la figure suivante :

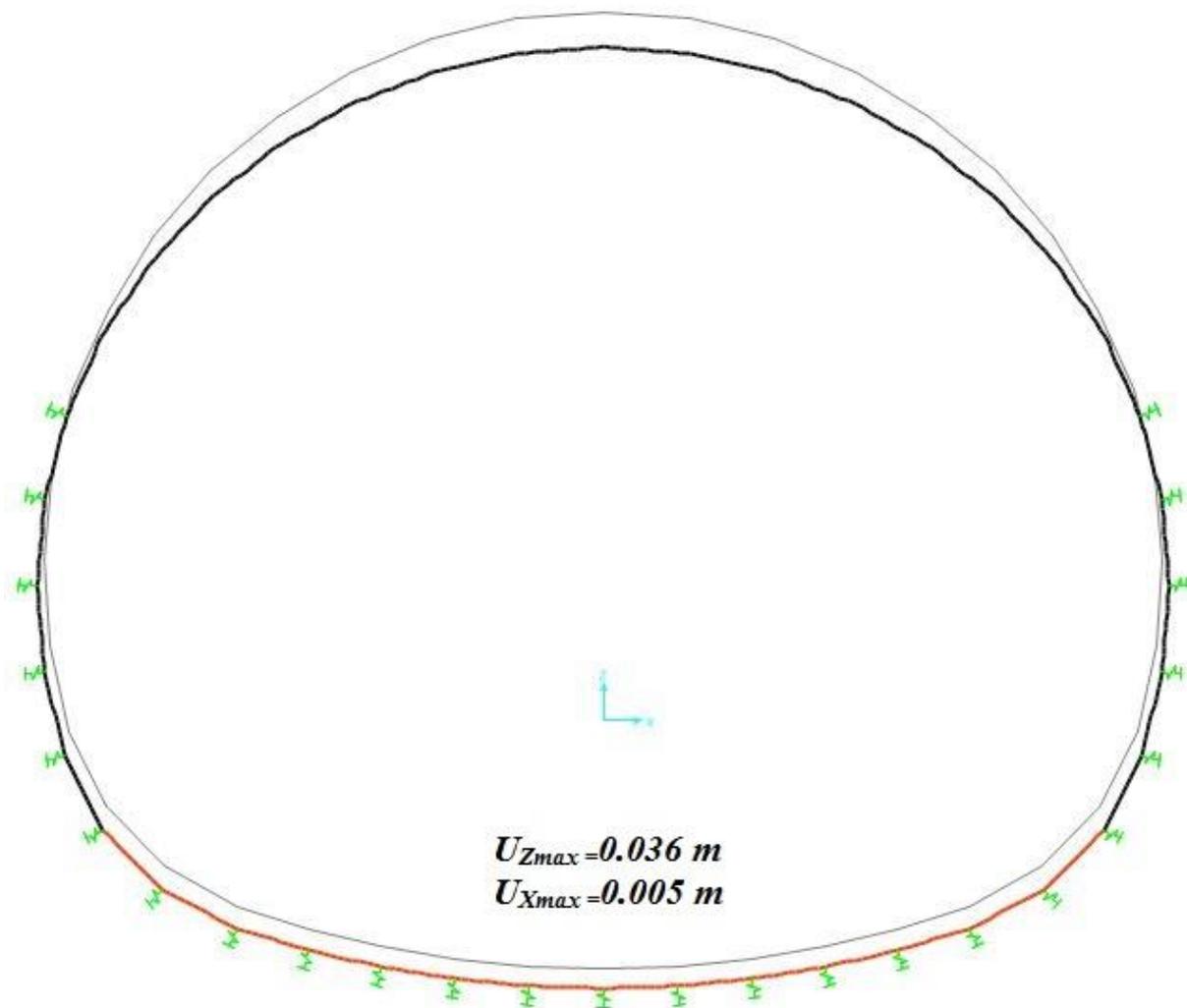


Figure VIII.4: Déformation en 2D du revêtement définitif

- Diagrammes des efforts internes

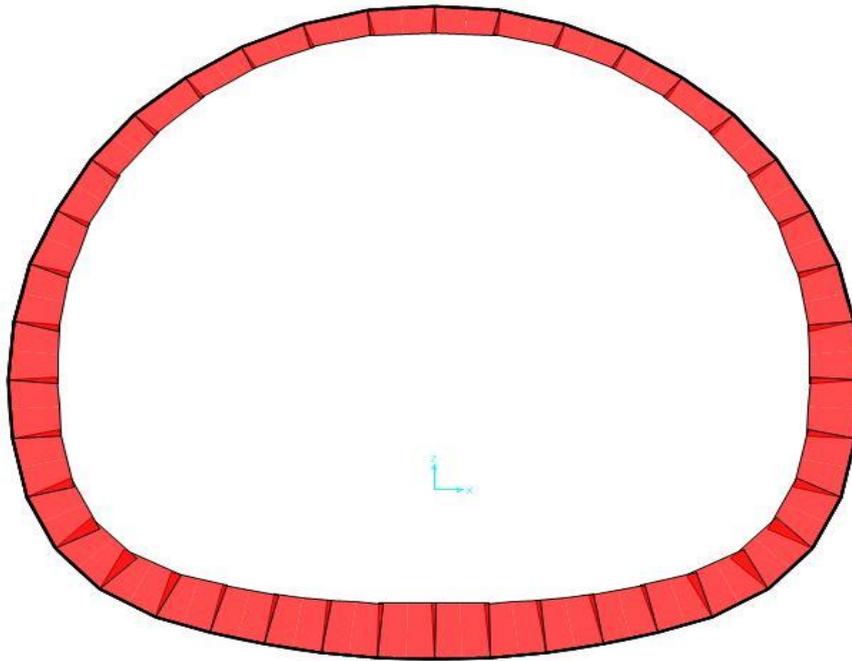


Figure VIII.5: *Diagramme de l'effort normal*

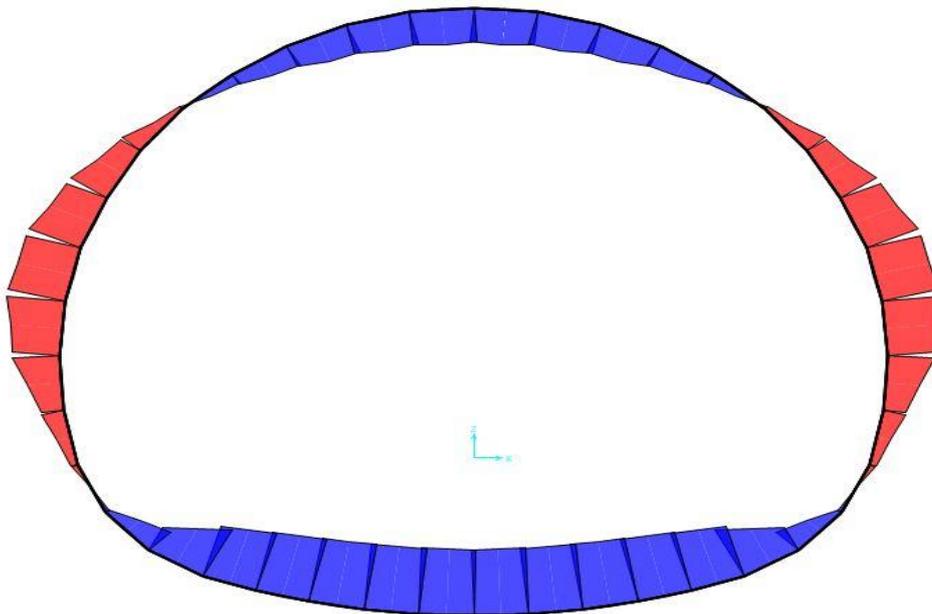


Figure VIII.6: *Diagramme du moment fléchissant*

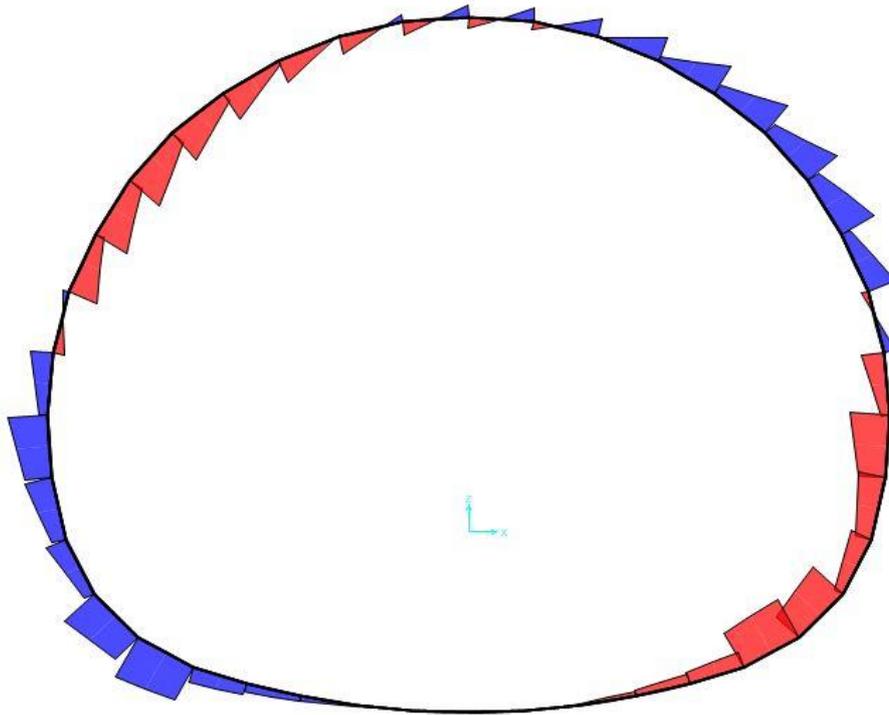


Figure VIII.7: Diagramme de l'effort tranchant

Tableau VIII-3: Récapitulatif des efforts internes dans les différentes parties de la structure

	N[kN]	M [kN.m]	V[kN]
Voûte	1276.9	328.25	225.5
Pied droit	1405.6	343.3	228.8
Radier	1788.8	451.1	265.1

VIII.3.ETUDE DYNAMIQUE [RPO08]

VIII.3.1. Introduction

La définition de l'action sismique est un des points fondamentaux de l'étude des ouvrages en génie civil. Son but est d'assurer qu'en cas de séisme :

- Les vies humaines soient protégées.
- Les dégâts soient limités.
- Les structures importantes pour la protection civile restent opérationnelles.

VIII.3.2. Classification de l'ouvrage

On considérera **la zone sismique III** et l'ouvrage d'une grande importance d'utilisation « 1B ».

En accord avec le **RPA** (Règles parasismiques algériennes) et le **R.P.O.A** (Règle parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art) l'extension C de la ligne 1 du métro d'Alger est située dans **la zone sismique III** (sismicité très élevée) :

- Le coefficient d'accélération de zone $A = 0.3g$
- La composante verticale de séisme peut être estimée à 2/3 de l'horizontale
- Le sol est de classe S3 : site meuble
- La structure est plongée dans le sol, le calcul est celui des structures enterrées.

VIII.3.3. 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.

VIII.3.3.1. 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 θ par rapport au tunnel.

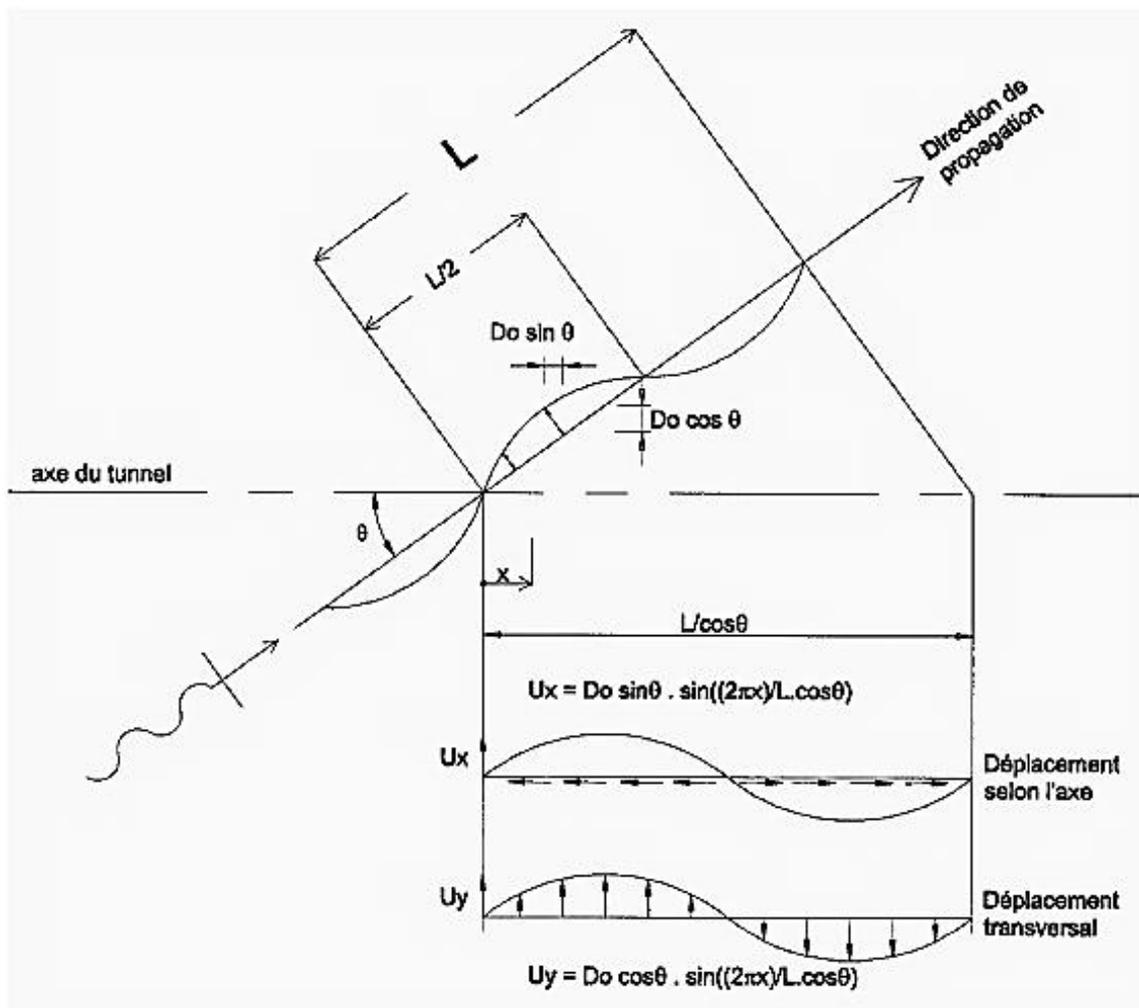


Figure VIII.8: Déplacement du terrain en champ libre [RPO08]

VIII.3.3.1.1. Déplacement axial (longitudinal)

Il est donné par l'expression suivante :

$$U_l(x) = D_0 \sin \theta \sin \left(\left(\frac{2\pi x}{L} \right) \cos \theta \right) \quad \text{Eq. (VIII. 1)}$$

Avec :

D_0 : L'amplitude en déplacement tel que :

$$D_0 = A \cdot g \cdot D \quad \text{Eq. (VIII. 2)}$$

g : L'accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

La longueur d'onde est donnée par l'équation suivante :

$$L = \frac{C}{f} \quad \text{Eq. (VIII. 3)}$$

Où :

f : Fréquence fondamentale du mouvement,

C : vitesse apparente de propagation d'onde tel que :

$$C = \min[10^3 \text{ m/s}, V_s]$$

Après dérivation de l'Eq. (VIII.1), l'expression de la déformation axiale de la ligne matérialisant le tunnel est de la forme :

$$\varepsilon(x) = \frac{V_0}{C} \sin \theta \cos \theta \cos \left(\left(\frac{2\pi x}{L} \right) \cos \theta \right) \quad \text{Eq. (VIII. 4)}$$

VIII.3.3.1.2. Déplacement transversal

Donné par :

$$U_t(x) = D_0 \cos \theta \sin \left(\left(\frac{2\pi x}{L} \right) \cos \theta \right) \quad \text{Eq. (VIII. 5)}$$

La courbure de la ligne matérialisant le tunnel est donnée par :

$$\frac{1}{r}(x) = \frac{A_0}{C^2} \cos^3 \theta \sin((2\pi x/L) \cos \theta) \text{Eq. (VIII. 6)}$$

- 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 :

$$V_0 = 2\pi f D_0 \text{Eq. (VIII. 7)}$$

$$A_0 = A \times g \text{Eq. (VIII. 8)}$$

VIII.3.3.2. Sollicitations induites sur le tunnel

On calculera les sollicitations induites sur le tunnel :

- **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 $x=L$:

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} E I D_0 \cos^3 \theta \text{Eq. (VII)}$$

Le moment est maximal pour $x = L/4$ et $\theta = 0$:

$$M_{max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \quad Eq. (VIII. 10)$$

○ **Effort tranchant :**

$$V = \frac{2\pi \cos \theta}{L} MEq. (VIII. 11)$$

○ **Effort normal :**

$$N = \frac{2\pi}{L} ESD_0 \sin \theta \cos \theta \quad Eq. (VII. 12)$$

N est maximum pour $x=0$ et $\theta = \pi/4$:

$$N_{max} = \frac{2\pi}{L} ESD_0 \quad Eq. (VIII. 13)$$

Avec :

$$L = T \times V_s \quad Eq. (VIII. 14)$$

L : Longueur d'onde

T : La période

V_s : Vitesse de l'onde sismique

- **Prise en compte de l'interaction sol-structure**

L'interaction sol-structure est caractérisée par un coefficient de raideur longitudinal du terrain K_l et un coefficient de raideur transversal K_t

On admet que : $K_l = K_t = G$

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.

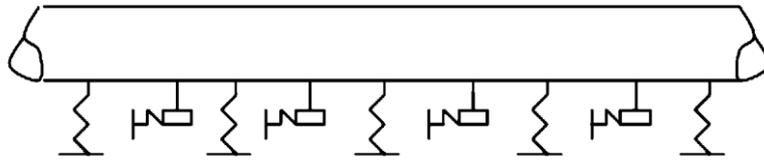


Figure VIII.9: Schématisation de l'interaction sol-structure [RPO08]

○ **Moment de flexion**

$$M_{max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \frac{K_t}{EI\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_t} Eq. (VIII. 15)$$

○ **Effort tranchant**

$$T_{max} = \frac{2\pi}{L} M_{max} Eq. (VIII. 16)$$

○ **Effort normal**

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} ESD_0 \frac{K_l}{ES\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_l} Eq. (VIII. 17)$$

Avec :

$$G_{stat} = \frac{E_s}{2(1 + \nu)} Eq. (VIII. 18)$$

$$G_{dyn} = \gamma V_s^2 Eq. (VIII. 19)$$

• **Calcul des efforts internes**

○ **Données de calcul**

D'après Eq. (VIII. 8) :

$$A_0 = A \times g = 0,3 * 9,81 \rightarrow A_0 = 2,943 \text{ kN/m}^2$$

$$f = \frac{A_0}{4\pi D_0} = \frac{2,943}{4\pi 0,206} f = 1,137 \text{ Hz}$$

Tableau VIII-4: paramètres du site

	γ kN/m ³	C m/s	θ (°)	E 10 ⁷ kN/m ²	G_{dyn} 10 ⁴ kN/m	G_{stat} 10 ⁷ kN/m	V_s m/s	T (s)	L (m)	R (m)	r (m)	D_0
Q_m	20,5	400	25	3	3,28	1,7	400	0,89	351,8	4,86	4,46	0,206

$$S = \pi(R^2 - r^2)Eq. (VIII. 20)$$

$$I = \frac{\pi}{4}(R^4 - r^4)Eq. (VIII. 21)$$

$$S = 11,71 m^2 I = 127,33 m^4$$

$$EA = 351300 \times 10^3 kNEI = 3819900 \times 10^3 kN.m^2$$

- Sans prise en compte de l'interaction sol-structure

Tableau VIII-5: valeurs de M , N et T sans interaction sol-structure

	M [kN.m]	M/EI	T [kN]	N [kN]	N/EA
Q_m	1.86×10^3	4.46×10^{-7}	30.09	4.9×10^4	1.40×10^{-4}

- Prise en compte de l'interaction sol-structure

Tableau VIII-6: valeurs de M , N et T avec interaction sol-structure

	M [kN.m]	T [kN]	N [kN]
Q_m	2.44×10^4	4.35×10^2	2.34×10^4

Le tunnel est formé de blocs séparés par des joints sismiques, il en résulte une atténuation des sollicitations maximales en fonction du rapport de la longueur entre joints à la longueur d'onde. Un espacement typique entre joint correspond à un quart de la longueur d'onde. Pour éviter un effet du séisme en direction longitudinale, l'ouvrage est séparé chaque distance d

> 10 m d'un joint de dilatation. Par conséquent chaque bloc peut se déformer sans transmettre des efforts sur l'autre.

VIII.4.FERRAILLAGE DU REVETEMENT DEFINITIF

VIII.4.1. Cas statique

VIII.4.1.1. Ferrailage longitudinal

- Contrainte à la compression du béton : $f_{c28} = 30\text{MPa}$,
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 500\text{MPa}$
- Contrainte admissible en compression du béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$,

On retiendra pour le coefficient de sécurité partiel sur la résistance caractéristique à la compression du béton armé la valeur :

$$\gamma_b = 1,5$$

La valeur de la contrainte du palier plastique est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{cj}}{\gamma_b} \text{ Eq. (VIII. 22)}$$

Le ferrailage longitudinal sous la Combinaison « G » est déterminé à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

Le tableau ci-dessous résume les sections d'aciers trouvées :

Tableau VIII-7: Ferrailage longitudinal statique sous la combinaison « G »

Section	B [m]	h [m]	d [m]	d' [m]	A _s [m ²]	A _s ' [m ²]	Choix des barres	
Voûte	1	0.4	0.36	0.04	$24,6 \times 10^{-4}$	6×10^{-4}	6HA25	6HA12
Piédroit	1	0.4	0.36	0.04	$25,39 \times 10^{-4}$	6×10^{-4}	6HA25	6HA12
Radier	1	0.6	0.54	0.06	37×10^{-4}	25×10^{-4}	8HA25	8HA20

VIII.4.1.2. Ferrailage transversal[BOU12]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad \text{Eq. (VIII. 23)}$$

- Prenons $\alpha = 90^\circ$

La vérification du cisaillement se fait de la manière suivante:

- En prenant le cas de la fissuration préjudiciable

$$\tau_{uMAX} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = \{3MPa; 4MPa\} = 3MPa \quad \text{Eq. (VIII. 24)}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \tau_{uMAX} \quad \text{Eq. (VIII. 25)}$$

- Sinon on change la valeur de α ou on augmente la valeur de b

Tableau VIII-8: Vérification du cisaillement

	V_u [kN]	τ_u [MPa]	Note
Voute	225.5	0.62	Vérifiée
Piédroit	228.8	0.63	Vérifiée
Radier	265.1	0.49	Vérifiée

La condition de base étant vérifiée \Leftrightarrow pas de risque d'écrasement du béton

- Calcul des armatures de coutures

$$\tau_0 = 0.3K \times f_{tj}^* \quad \text{Eq. (VIII. 26)}$$

Avec :

- $K = 1$
- $f_{tj}^* = \min[f_{tj}; 3.3MPa]$
- $f_{tj} = 0.06 \times 30 + 0.6 = 2.4 MPa \rightarrow f_{tj}^* = 2.4 MPa$

Donc

$$\tau_0 = 0.3 \times 1 \times 2.4 = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\rho_{tmin} = \frac{1}{f_e} \max[0.5\tau_u; 0.4 \text{ MPa}] \text{ Eq. (VIII. 27)}$$

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ Eq. (VIII. 28)}$$

$$\rho_t = \max[\rho_{t0}; \rho_{tmin}] \text{ Eq. (VIII. 29)}$$

Tableau VIII-9:récapitulatif du pourcentage d'armatures

	τ_u [MPa]	τ_0 [MPa]	ρ_{t0}	ρ_{tmin}	ρ_t
Voûte	0.62	0.72	-2.55×10^{-4}	8×10^{-4}	8×10^{-4}
Piédroit	0.63	0.72	-2.30×10^{-4}	8×10^{-4}	8×10^{-4}
Radier	0.49	0.72	-5.87×10^{-4}	8×10^{-4}	8×10^{-4}

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b_0 S_t} \geq \rho_{tmin} \rightarrow S_t \leq \frac{A_{st}}{b_0 \times \rho_{tmin}} \text{ Eq. (VIII. 30)}$$

Et

$$S_{tmax} = \min[0,9d; 40cm] \text{ Eq. (VIII. 31)}$$

On opte pour la section transversale un cadre et deux étrillés T8

$$A_{st} = C \frac{\pi \phi^2}{4} \text{ Eq. (VIII. 32)}$$

On trouve :

$$A_{st} = 3,01 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

D'après l' Eq. (VIII. 30) et Eq. (VIII. 31) respectivement :

$$S_t \leq \frac{A_{st}}{b_0 \times \rho_{tmin}} = \frac{3,01}{10^2 \times 8 \times 10^{-4}} \rightarrow S_t \leq \mathbf{0.37m}$$

Et :

$$S_t \leq \min[0.9d; 40cm] = \min[0.9 * 0.36m; 0.4m] \rightarrow S_t \leq \mathbf{0.32m}$$

$$S_{tVOUTE} = 30cm / S_{tPIEDROIT} = 20cm / S_{tRADIER} = 10cm$$

- **Armatures de répartition**

On ce qui concerne les armatures de répartition on prend :

$$A_r = A_s / 4$$

$$A_r = 37/4$$

$$A_r = \mathbf{9.25 \text{ cm}^2}$$

VIII.4.2. Schémas de ferrailage

Les sections d'acier dans le cas statique étant supérieures à celles dans le cas dynamique, alors on adopte les sections d'armatures calculées précédemment lors de l'étude statique

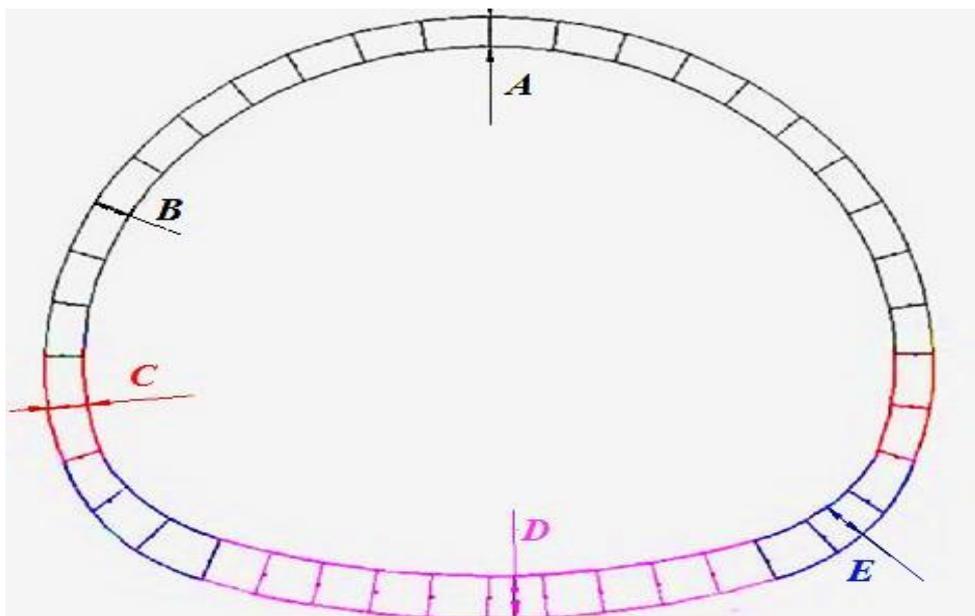


Figure VIII.10 : Disposition des armatures dans les différents éléments de la structure globale

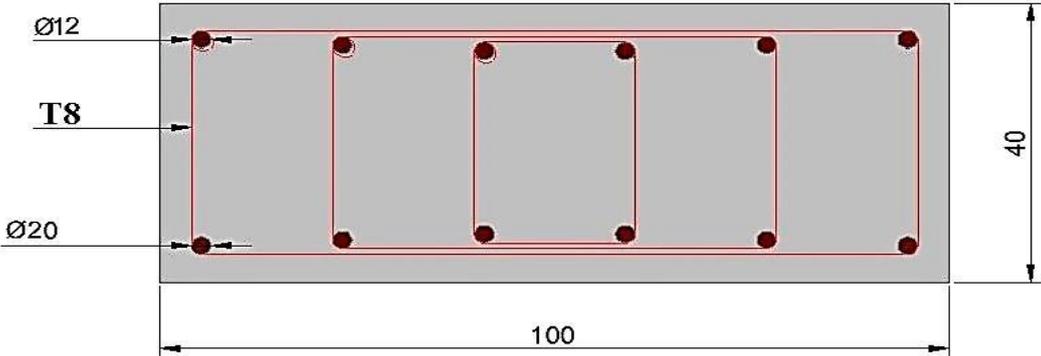


Figure VIII.11 : ferrailage de la voute « coupe A-A »

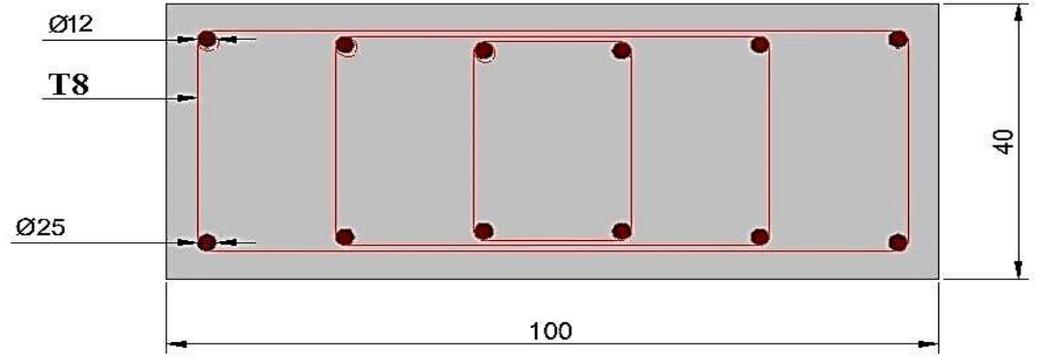


Figure VIII.12 : ferrailage de la voute « coupe B-B »

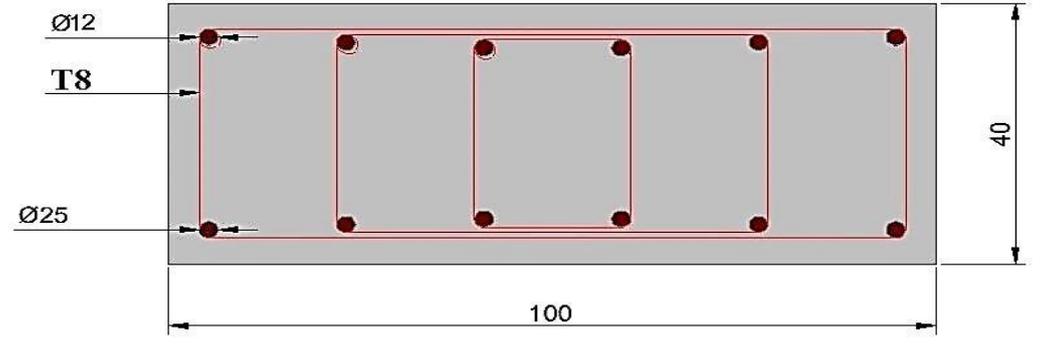


Figure VIII.13: ferrailage du piédroit « coupe C-C »

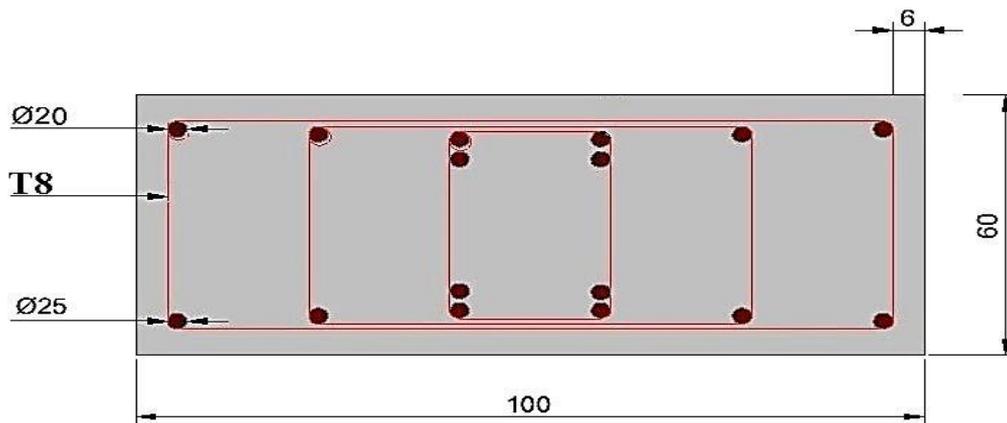


Figure VIII.14: ferrailage du radier « coupe D-D »

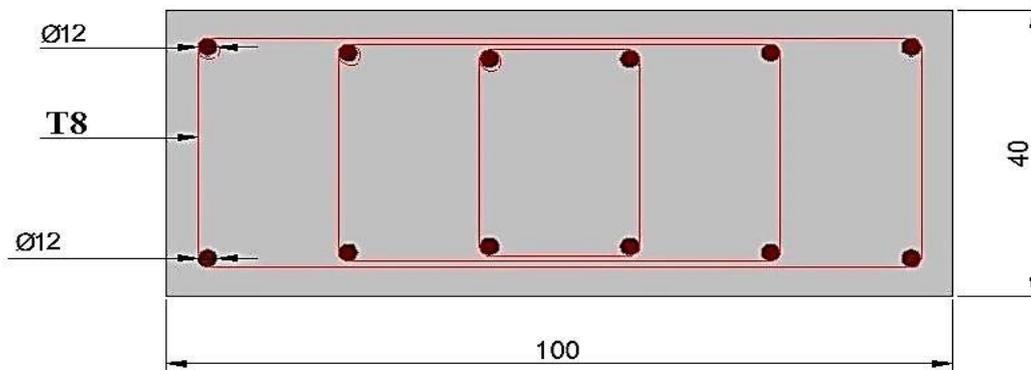


Figure VIII.15 : ferrailage a la limite du radier « coupe E-E »

VIII.5.CONCLUSION

Le revêtement a été modélisé sous chargement pour tirer les sollicitations.

Une étude dynamique de notre structure nous a démontré que le ferrailage suivant les sollicitations statiques est plus important que le ferrailage dynamique.

CONCLUSION
GENERALE

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude et la conception d'un tunnel de métro reliant Ain-Nadja à Hai-EL-Badr est une expérience enrichissante.

Notre section se situe dans un terrain constitué de marnes qui est une roche de faible résistance, de classe V (d'après les recommandations AFTES) avec une hauteur de couverture de 13m, la nappe phréatique se situe à 30 mètres au-dessous de l'ouvrage.

Le tunnel est de longueur de 452m, creusé à demi-section à l'aide de machines mécaniques.

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.

L'application de la méthode convergence-confinement à notre section, a permis la détermination de la pression de soutènement provisoire à l'équilibre, qui vérifie sa stabilité.

Les résultats de déformations sont acceptables.

Le soutènement provisoire a été réalisé suivant la nouvelle méthode autrichienne, avec des cintres métalliques de type HEB180 espacés de 1m et de béton projeté d'épaisseur 23cm

Une étude dynamique suivant le règlement parasismique des ouvrages d'art algériens nous a démontré que l'effet sismique n'est pas endommageant pour l'ouvrage.

Enfin, on a calculé le ferrailage du revêtement définitif permettant d'assurer la stabilité de notre ouvrage.

L'élaboration de ce modeste travail nous a permis de constater toute la complexité de la réalisation d'un tunnel, l'ingénieur ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais doit aussi faire appel à son bon sens et son analyse personnelle, afin de trouver des solutions optimales aux problèmes rencontrés lors de la réalisation.

Le comportement imprévisible du sol nous oblige à rester vigilant, et prendre toutes les mesures de sécurité à longueur de temps pour éviter tout accident qui peut engendrer une catastrophe.

Enfin, ce projet nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus, nous a incités à nous documenter d'avantage, et de nous familiariser avec l'utilisation de l'outil informatique et de maîtriser le logiciel « SAP 2000 » qui est un logiciel très performant dans l'analyse et le calcul des structures, néanmoins notons qu'il ne reste qu'un outil et ne remplacera jamais le bon sens de l'ingénieur.

Références Bibliographiques

- [BIE96]** P. BIENFAIT, P. HINGANT, G. MARIOTTI, A. GUILLOUX, J.N. LEMAOUT. L'accident géologique du tunnel des Hurtières sur A.43 (AFTES, Journées d'études internationales de CHAMBERY - 21 au 24 Octobre 1996).
- [BOU88]** Mme M .BOUVARD, Colombet et Estuelle - Ouvrages souterrains conception-réalisation-entretien – 1988
- [BOU12]** BOUTEMEUR – Note de cours béton armé – 2012.
- [BUL01]** Mr F. BULTEL- Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels – thèse de doctorat- Ecole Nationale des Ponts et Chaussées – Janvier 2001.
- [CET98]** Centre d'Etude des Tunnels – L'ensemble des dossiers pilote des tunnels – 1993.
- [CHE93]** C.CHERCHALI - TUNNEL Calcul Soutènement Provisoire Tome I - OPU - 1993.
- [CHE11]** C.CHERCHALI – Note se calcul de la stabilité du front de taille – 2011.
- [FAH11]** FAHREN BERGER – Hypothèses Géotechniques section D1-D8. Projet Métro d'Alger : ligne1 - lot1 - extension C : Hay-El-Badr - Ain Naâdja . Mai 2011.
- [GES92]** Pierre GESTA – Dossier techniques de l'ingénieur l'expertise technique et scientifique de référence : C5570
- [HAN12]** HANIFI Ismail, REMMAS Adel Riad – Projet de fin d'études Application des méthodes : Solide-composite et la méthode des réactions hyperstatiques au calcul d'un tunnel en mine – Juin 2012.
- [JAN12]** Jean-Pierre JANIN Thèse de doctorat tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets de pré-soutènement – Institut National des Sciences Appliquées - 2012
- [KER07]** KERIKECH Ismail ,BenarfaFouad - Aperçu géologique d'Alger - Projet de Fin d'Etudes Conception et calcul d'un tunnel cas du métro d'Alger - Ecole nationale Polytechnique d'Alger- Juin 2007
- [KIT12]** KITCHAH Fethi - Projet d'obtention de magistère - Etude numérique de la stabilité d'une section du Tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest Université El Hadj Lakhdar – Batna – Juin 2012
- [LON96]** R. LONGELIN. La méthode "PERFOREX" de prédécoupage mécanique, fin 1995 (AFTES, Journées d'études internationales de CHAMBERY - 21 au 24 Octobre 1996).
- [LUN97]** La stabilité du front de taille dans les ouvrages souterrains en terrain meuble :

Etude et expérience sur le renforcement du noyau d'avancement

- [LUN97] P. LUNARDI. Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols. Pré-soutènement et pré-confinement (Revue Française de Géotechnique n° 80 - 3ème trimestre 1997).
- [MAR05] François MARTIN, Adrien SAITTA– Mécanique des roches et travaux souterrains – centre d'étude des tunnels – Novembre 2005.
- [MET11] METRO D'ALGER :Cahier d'éléments géotechniques et géologiques – Mai 2011.
- [PAN95] M.PANET -Calcul des tunnels par la méthode de convergence confinement - 1995.
- [PEL93] S. PELIZZA, D. PEILA. Soil and rock reinforcements in tunneling (Tunneling and Underground Space Technology - Vol. 8, n° 3 - 1993)
- [RPO08] Document technique Règlementaire / règles parasismiques applicables au domaine d'ouvrage d'art – RPOA 2008.
- [SCH13] SCHREIDER – Note de calcul tunnel en mine ligne 1 extention C Hay-el-badr , Ain Naâdja- Groupement DYWIDAG/KOSIDER – Janvier 2013.
- [SZE70] SZECHY - KAROLOY- Art of tunneling -Traite de construction Des Tunnels - 1970.
- [WEB01] http://www.bulgaria-engineering.com/im/balossi3_big.jpg
- [WEB02] https://perso-sdt.univ-brest.fr/~jacdev/theme_sciens.htm
- [WEB03] https://perso-sdt.univ-brest.fr/~jacdev/theme_sciens.htm
- [WEB04] <http://www.outils-cetu.fr/didactu/tunnel/realisation/realisation/choix%20de%20la%20section/Pleinesection.html>
- [WEB05] <http://www.outils-cetu.fr/didactu/tunnel/realisation/realisation/choix%20de%20la%20section/Demi-section.html>
- [WEB06] <http://www.outils-cetu.fr/didactu/tunnel/realisation/realisation/choix%20de%20la%20section/Sectiondivise.html>
- [WEB07] <http://www.baslerhofmann.ch/kompetenz/competence/tunnelbau/project/faesenstautunnel/?sfpDebug=js%2Ccscs&cHash=c49a8d8cb67b3d86e32be9509dab8dce>

- [WEB08] <http://www.outilscetu.fr/didactu/tunnel/realisation/soutenement/Typesdessoutnementsaveccintres.html>
- [WEB09] <http://www.outilscetu.fr/didactu/tunnel/realisation/soutenement/Btonprojet.html>
- [WEB10] http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Metro_Alger_-_Plan_Ligne_1.png

ANNEXES

ANNEXE A

Glossaire des principaux termes utilisés

- **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 marirage. 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.

- **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.

- **Décompression**

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.

- **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 oeuvre 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**

Éléments 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.

ANNEXE B

Classification des massifs rocheux

INTRODUCTION

Le choix du soutènement des ouvrages souterrains est conditionné par les critères relatifs aux terrains encaissants (résistance de la roche, conditions hydrologiques...) et par les critères relatifs à l'ouvrage et son mode d'exécution (dimension de la cavité, le procédé de creusement ...).

Ces classifications ont pour but de choisir le type de soutènement approprié à l'ouvrage. Pour classer le rocher, il faut définir un certain nombre de paramètres quantifiables qui puissent recouvrir toutes les qualités du massif.

Nous citerons les méthodes les plus importantes et les plus utilisées. Nous signalons toutefois que ces méthodes sont empiriques et reposent sur l'expérience acquise.

B.1. Méthode de TERZAGHI-PROCTOR

La méthode la plus utilisée fut longtemps la méthode de K.TERZAGHI(1946) qui classe les milieux rocheux en neuf catégories en fonction d'observations qualitatives.

La hauteur de terrain décomprimé pesant sur le soutènement est ensuite donnée par la formule générale :

$$H = k \times (b + m)$$

Avec :

H : Profondeur de l'ouvrage

h : Hauteur de la zone décomprimée

b : Largeur de la galerie

m : Hauteur de la galerie

k : Coefficient dépendant de la nature du terrain (variant de 1 à 1,5).

Tableau B.1. Hauteur du terrain décomprimé au-dessus d'un tunnel*(D'après M.PROCTOR et K.TERZAGUI).*

Classes	Nature de la roche	Charge h	Remarques
I	Dure et intact	0 à 0.25 b	Quelques ancrages dans le cas de chutes de pierres
II	Dure et stratifiée	0 à 0.5 b	Soutènement léger
III	Massive avec quelques joints	0 à 0.25 b	Variation brutale de la charge d'un point à un autre
IV	Modérément ébouleuse	0.25 à 0.35 (b+m)	Pas de pression latérale
V	Très ébouleuse	0.35 à 1.10 (b+m)	Peu ou pas de pression latérale
VI	Complètement broyée mais chimiquement intacte	1.10 (b+m)	Pression latérale considérable
VII	Roche fluante à profondeur modérée	1.10 à 2.10 (b+m)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
VIII	Roche fluante à grande profondeur	2.10 à 4.50 (b+m)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
IX	Roche gonflante	Indépendant de b et m Jusqu'à une profondeur de 0.75 m	Cintres circulaires dans les cas extrêmes, utiliser des cintres coulissants

NB : Cette classification suppose que la clé de voûte est en dessous du niveau hydrostatique.

Si elle était située au-dessus, les valeurs données pour la classe IV et VI devront être réduites de 50%.

B.2. Méthode de D.DEER

Cette méthode se base sur le **Rock Quality Designation** pour désigner la qualité de la roche et classer le massif.

Le RQD est déterminé à partir d'observations faites sur les échantillons prélevés lors des sondages carottés. Il est égal au pourcentage de la somme des longueurs de morceaux supérieurs à 10 cm, sur la longueur de la passe de carottage.

$$RQD = 100 \times \frac{\text{Longueur totale des morceaux supérieurs à 10 cm}}{\text{Longueur de lapas}}$$

NB : Généralement pour plus de précision, le RQD est calculé pour chaque mètres de



carottage (la longueur de la passe est alors égale à 1 mètre) et il convient d'utiliser un carottier de $\varnothing > 50$ mm.

Tableau B.2. Classification des massifs rocheux en fonction du RQD (D'après D.DEER)

RQD %	Désignation Qualité de la Roche
0-25	Très médiocre
25-50	Médiocre
50-75	Moyenne
75-90	Bonne
90-100	Excellente

NB : Un autre chercheur en l'occurrence AMERRIT, a proposé un diagramme permettant de déterminer le type de soutènement en fonction du RQD et de la portée de l'ouvrage.

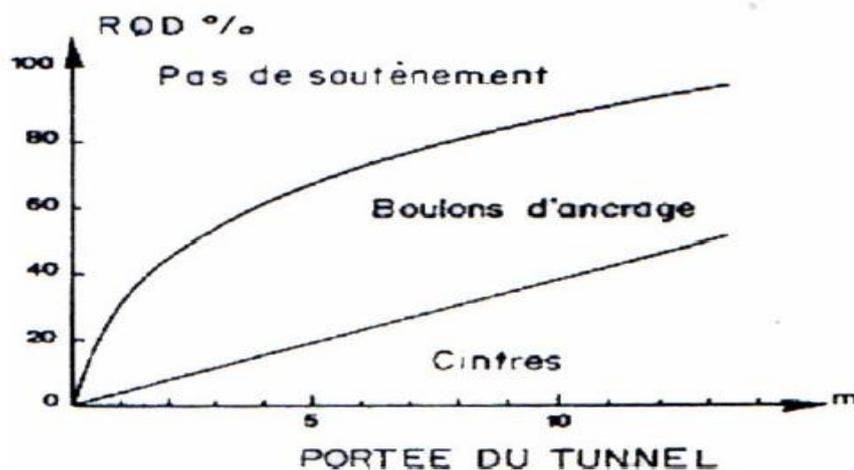


Figure B.1. Type de soutènement en fonction du RQD et de la portée du tunnel (D'après A.MERRITT)

B.3. Méthode de BIENIAWSKI

Z.BIENIAWSKI (1973 – 1983) utilise cinq paramètres pour classer les roches :

- La résistance à la compression simple ou essai FRANKLIN (pour les roches dures).
- Me RQD pour caractériser la qualité du rocher.
- L'espacement des joints. Le terme joint comprend tous les types de discontinuités (stratification, schistosité, fractures, diaclases).

- La nature des joints.
- Les venues d'eau.

Chaque paramètre reçoit une note d'après le **Tableau B.3** ci-dessous :

Paramètres			Coefficients						
1	Résistance de la roche	Indice de FRANKLIN MPa	>8	4 - 8	2 - 4	1 - 2	Indice de FRANKLIN inutilisable		
		Résistance à la compression MPa	>200	100-200	50- 100	25 - 50	10 - 25	3 - 10	1 - 3
	NOTE		15	12	7	4	2	1	0
2	RDQ%		90 - 100	75 - 90	50 - 70	25 - 50	>25		
	NOTE		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints [m]		>3	1 - 3	0.3 - 1	0.05 – 0.3	>0.05		
	NOTE		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surface très rugueuses non continues Epontes non altérés	Surfaces légèrement rugueuses épaisseur >1m Epontes non altérée	Surface légèrement rugueuse épaisseur > 1m Eponte altérée	Surfaces lustrées ou remplissage <5mm ou joint ouvert 1à5mm	Remplissage mou >5mm ou joints ouverts >5mm ou joints continus		
	NOTE		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucune venue d'eau		<25l/m n	25 – 125l/mn	>25l/mn		
		Pression d'eau contrainte principale	0		0 – 0.02	0.2 – 0.5	>0.5		

	Hydrogéologie	Complètement sec	Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau	Problème sérieux de venue d'eau
NOTE		10	7	4	0

Cette appréciation générale de la qualité du massif doit ensuite être ajustée, pour tenir compte de la facturation (**Tableau B.4**)

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

Après addition des notes obtenues pour les cinq paramètres principaux et ajustement on utilise le **Tableau B.5** pour connaître :

- La classe du rocher
- La durée de son auto stabilité sans soutènement

Note globale	100-81	80-61	60-41	40-21	<2,0
Classe du rocher et description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
Temps de Tenue Moyenne	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5heures pour 1,5 m de portée	10 min pour 0,5 m de portée

Tableau B.5



B.4. Méthode de M.PROTODIACONOV

Cette méthode développée lors de la construction du métro soviétique, peut être employée dans des domaines plus spécifiques.

Selon cette théorie, le terrain décomprimé au-dessus de l'excavation est de forme parabolique sa hauteur H_p vaut : $H_p = b / 2f$

Où : b étant la longueur de la base de la parabole, il est donné par :

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

Où : $f = \operatorname{tg} \varphi$; φ : est un coefficient de résistance de la roche

Développée par **PROTODIACONOV**, il est donné par le tableau suivant :

Tableau B.6. Coefficient de résistance f des roches (D'après M.PROTODIACONOV).

Nature de la roche	Description	Masse volumique (t/m ³)	Coefficient de résistance f
Résistance extrêmement élevée	Basaltes, quartzites, granites les plus durs	2.8 – 3.0	20
Résistance élevée	Roches granitiques grès et calcaires de très bonne tenue	2.6 – 2.7	10
Roche de bonne Tenue	Calcaires légèrement fracturés grès de bonne tenue	2.5	8
Roche assez résistante	Grès ordinaire	2.4	6
Résistance moyenne	Schistes divers – Marnes compacte	2.4 – 2.6	3
Roche meuble	Argiles compactes alluvions cohérentes Sols argileux	2.0 – 2.2	1

B.5. Classifications et recommandations de l'AFTES

De par sa longue expérience dans le domaine des travaux en souterrain, L'AFTES est devenue une référence de base utilisée dans le monde entier.

Elle a établi un texte de recommandations portant sur le choix d'un type de soutènement à partir de paramètres quantifiables caractérisant la roche.

La superposition de ces recommandations pour l'ensemble des critères doit permettre de sélectionner le type de soutènement le plus approprié.

D'après les particularités de notre ouvrage nous exposerons les recommandations suivantes :

Catégories	Désignations	Rc (Mpa)
R1	Roche de résistance très élevée	Plus de 200
R2a	Roche à résistance élevée	200 à 120
R2b		120 à 60
R3a	Roche à résistance moyenne	60 à 40
R3b		40 à 20
R4	Roche à faible résistance	20 à 6
R5a	Sols à très faible résistance et sol cohérent consolidé	6 à 5
R5b		< 0.5

Tableau B.7

Où **Rc** : contrainte de compression (Mpa)

➤ Classification selon la résistance à la compression simple

Catégorie	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. Spéciaux		
			A encrage ponctuel	A encrage réparti	Barre foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation
R1	•		•		□			X	X	X	□		X	X
R2a	•		•		□			X	X	X	□		X	X
S2b		•	•	•	□			X	X	X	□		X	X
S3a		•	•	•	□		•	X	X	X	□		X	
S3b		•		•	□		•		X	X	X			
R4	X	•	X			•	•							
R5a	□	•	□			•	•							
R5b	□		□	X		•	•	•	•	•	•	•		

Tableau B.8

LEGENDE :

X : Très mal adopté bien qu'éventuellement possible

• : Particulièrement recommandé

□ : En principe possible

➤ **Classification selon l'altérabilité et gonflement**

Classe	Description	Terminologie
Am1	Pas de signes visibles d'altération, ou très légères traces d'altération limitées aux surfaces des discontinuités principales	Sain
Am2	Les surfaces de discontinuités principales sont altérées, mais la roche ne l'est que légèrement altérée	Légèrement altérée
Am3	L'altération s'étend sur toute la masse rocheuse, mais la roche n'est pas faible	Moyennement altérée
Am4	L'altération s'étend sur toute la masse rocheuse, mais la roche est en grande partie faible	Très altérée
Am5	La roche est entièrement décomposée et très friable	Complètement altérée

Tableau B.9

Catégorie	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. Spéciaux		
			A encrage ponctuel	A encrage réparti	Barre fongées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Terrains susceptibles de délitage	X	•	Gr ou Bp	Gr ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	•	•					

							ou O							
(1) Terrains susceptibles de dissolution	X	•	□	X	X	• Bl	• Bl	•	•					
Terrains gonflants	X	• (2)							•					
Autres terrains														

Tableau C.10

LEGENDE :

X : Très mal adopté bien qu'éventuellement possible

• : Particulièrement recommandé

□ : En principe possible

Gr : Avec grillage continu

Bp : Avec béton projeté

Bl : Avec blindage en bois ou métallique

(1) : dans la mesure où ils sont placés dans les conditions où le risque existe

(2) : Le béton n'est recommandé qu'en absence de circulation d'eau

➤ Classification de la discontinuité, cas de l'excavation mécanique matériaux rocheux (Classe R1 à R4)

Catégorie			Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. Spéciaux		
					A encrage ponctuel	A encrage réparti	Barre foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation
N1			•				<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	X		X	
N2	Or2 à Or3	S1														
		à S2														
N2 ou N3 ou N4	Quelconque	S1 ou S2			•		<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	X	X	X	<input type="checkbox"/>
		S3			•	•	<input type="checkbox"/>		•			<input type="checkbox"/>			X	X
		S4		•	•	Gr ou Bp	•	<input type="checkbox"/>		•			<input type="checkbox"/>			X

		S5	X	•	Gr ou Bp	• Gr ou Bp	□	• Bl ou Bp	• Bl ou B p	•						
N5			X	•	X	• Gr ou Bp	□	• Bl ou Bp	• Bl ou B p	•						

Tableau B.11

NB : Pour les terrains de catégories R5 R6 le scellement au mortier d'un ancrage repart, de préférence à résine lorsque les fissures sont ouvertes.

➤ **Classification selon l'intervalle en discontinuité :**

Classe	Intervalle entre les discontinuités	Densité de discontinuité dans le massif rocheux
ID1	Plus de 20 cm	Très faible
ID2	60 à 20 cm	Faible
ID3	20 à 60 cm	Moyenne
ID4	6 à 20 cm	Forte
ID5	Moins de 6cm	Très forte

Tableau B.12

LEGENDE :

- N1 :Pas de discontinuité (ou quelque discontinuités très diffus)
 N2a :Une famille principale
 N2b : Une famille principale, et des discontinuités diffuses
 N3 : deux familles principales et des discontinuités diffuses
 N4a : plus de deux familles principales
 N4b : Plus de deux familles principales et des discontinuités diffuses
 N5 :Nombreuses discontinuités sans constance dans la répartition
 Or1 :Discontinuitésub-horizontales
 Or2 :Creusement en travers blanc
 OH :Conditions intermédiaires
 Or4 :Creusement de discontinuité

L'espacement des discontinuités de la famille la plus dense



- S1 : Discontinuités très espacées, plus de 200cm.
 S2 : Discontinuités espacées, 60 à 200 cm.
 S3 : Discontinuités moyennement espacées, 20 à 60 cm
 S4 : Discontinuités rapprochées, 6 à 20 cm.
 S5 : Discontinuités très rapprochées, moins de 6 cm.

➤ **Classification selon la dimension de la galerie**

Catégorie	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. Spéciaux		
			A encrage ponctuel	A encrage réparti	Barre foncées	Lourds	Légers coulissants	Plagues métalliques assemblées	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation
D < 2.5m		X	X	X		•	•			•				
2.5m < D < 10m														
D > 10m		• Bo	•	•		X	Bo et Rev							

Tableau B.13

LEGENDE :

- D : Largeur de la galerie
 Bo : Avec boulonnage obligatoire
 Rev : Avec mise en place rapprochée du revêtement définitif
 X : Très mal adopté bien qu'éventuellement possible
 • : Particulièrement recommandé:
 □ : En principe possible



➤ Classification selon la couverture du sol

Catégorie		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. Spéciaux		
				A encrage ponctuel	A encrage réparti	Barre foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation
R1 à R4	Couverture <D	<input type="checkbox"/>		X	X	<input type="checkbox"/>						X			
	CN1	<input checked="" type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>						X			
	CN2					<input type="checkbox"/>						X			
	CN3	<input type="checkbox"/>	X	• Sf	• Sf	<input type="checkbox"/>	X	Sf	Sf	Sf	Sf	X			
R5	Couverture <1.5D	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	•	•	•	•	•	•	•	•	•

	σ_0 Modéré	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>											
	$\sigma_0 < 10\text{MPa}$	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Sf	Sf	Sf	Sf	Sf	•	Sf	• Sf	•		

Tableau B.14

LEGENDE

Sf : Avec soutènement éventuel du front.

CN1 : $R > 4$ Comportement élastique. CN2: $2 < R < 4$ Comportement élasto-plastique.

CN3: $R < 2$ Comportement plastique.

Où R est le rapport entre la résistance en compression uniaxiale de la roche, et la contrainte géostatique dans le massif à l'emplacement de l'ouvrage.

X : très mal adopté bien qu'éventuellement possible.

• : Particulièrement recommandé

: En principe possible

➤ Classification selon l'environnement

Catégorie	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. Spéciaux		
			A encrage ponctuel	A encrage réparti	Barre foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Sensibilité au tassement (ouvrages proches)	<input type="checkbox"/>	Ci ou Pm	Bp	Bp	Bp	Act	X	Enf	Bcl		Inj			

Tableau B.15

LEGENDE

Ci : Avec cintres et éventuellement boulons pour terrains de classes R4a, R4, ou R4c

Bp : Avec béton projeté

Act : Cintres actifs à vérins et éventuellement calages expansibles

Inj : Injections de bourrages immédiats ou anneaux extensibles.

Bel : Avec bouclier

Enf : Avec enfilage

Pm : Pré découpage mécanique pour terrains R2b à R5.

ANNEXE C

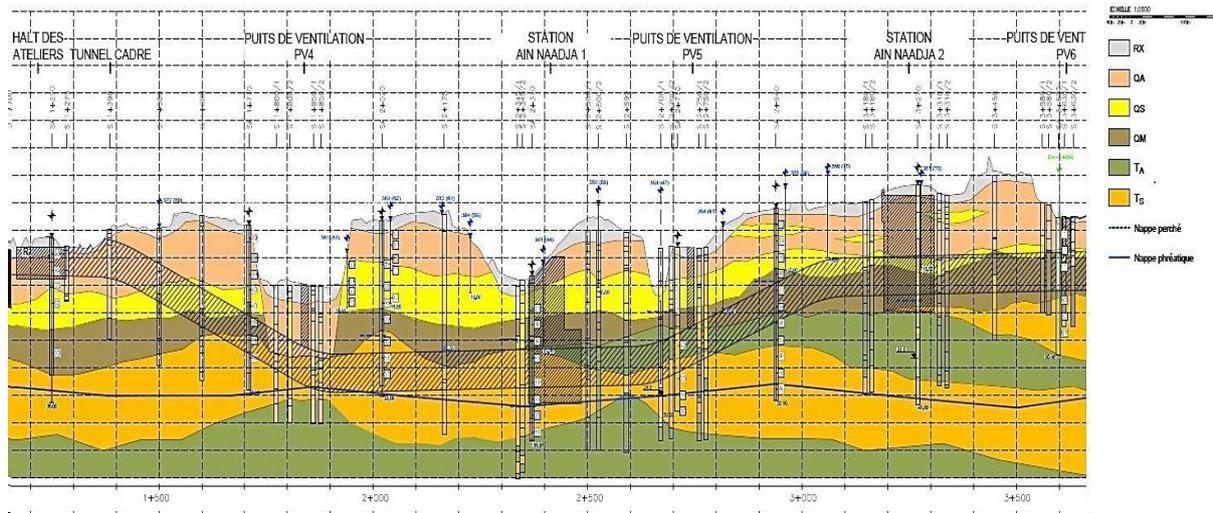


Figure C.1 : Profil en long de l'ouvrage

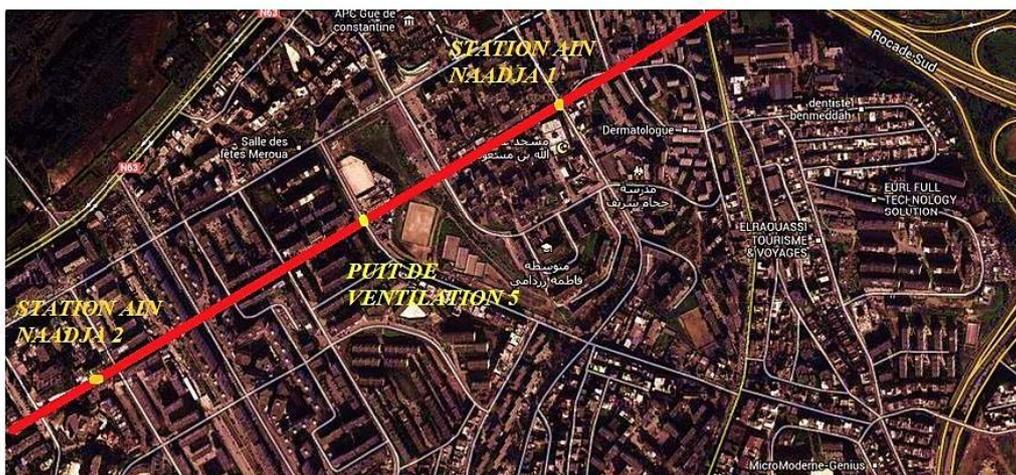
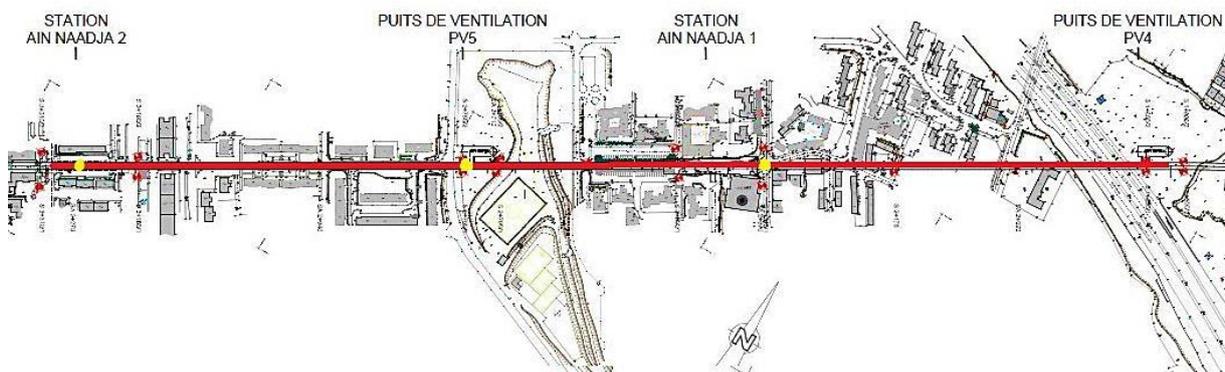


Figure C.2 : Plan d'implantation de la section d'étude

Tableau C.1 : Valeurs caractéristiques de la section D₆₋₁

Section D6						
Valeurs caractéristiques						
Type de sol	RX	QA	QM	QS	TA	TS
Densité humide [kN/m ³]	19	20,5	20,5	20,5	21	21
Module E [MN/m ²]	15	30	45	50	60	85
Module Es [MN/m ²]	25	45	60	70	90	135
Cohésion c' [kN/m ²]	5	30	30	10	40	15
Cohésion c _u [kN/m ²]	15	100	100	20	120	30
Angle de frottement [°]	30	25	27,5	32,5	27,5	32,5
Resistance de pointe des pieux q _{b,k} [kN/m ²]	1000	1500	1500	3000	2000	3500
Friction superficielle des pieux q _{s,k} [kN/m ²]	80	80	80	120	100	150
Force de service R _{a,d} des tirants d'ancrage [kN/ancrage]	400	600	600	800	800	1000
Friction superficielle des tirants d'ancrage [kN/m ²]	200	300	300	500	400	750
Angle de friction de mur [-]	2/3 φ	2/3 φ	2/3 φ	2/3 φ	2/3 φ	2/3 φ
Niveau d'eau [m NGA]	30 m NGA					
Niveau d'eau calculatoire (état temporaire) [m NGA]	30 m NGA					
Niveau d'eau calculatoire (état finale) [m NGA]	35 m NGA					

ANNEXE D

- Soutènement Provisoire

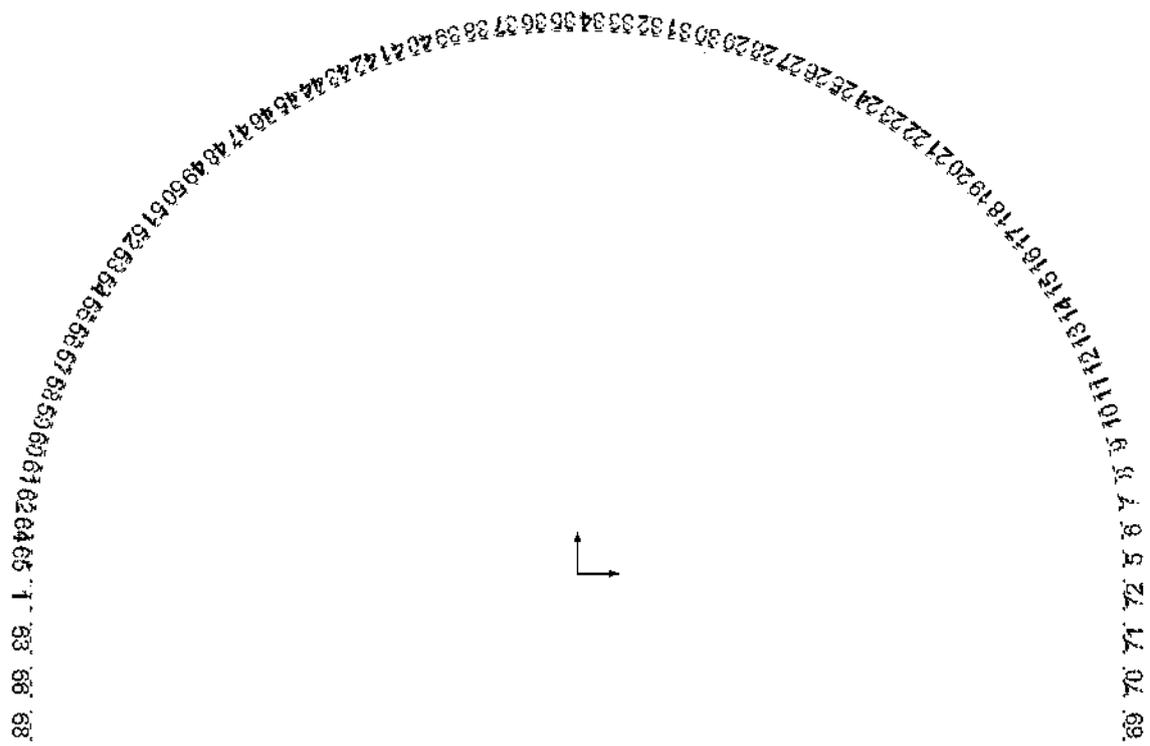


Figure 1 : numérotation des barres dans le schéma du soutènement provisoire

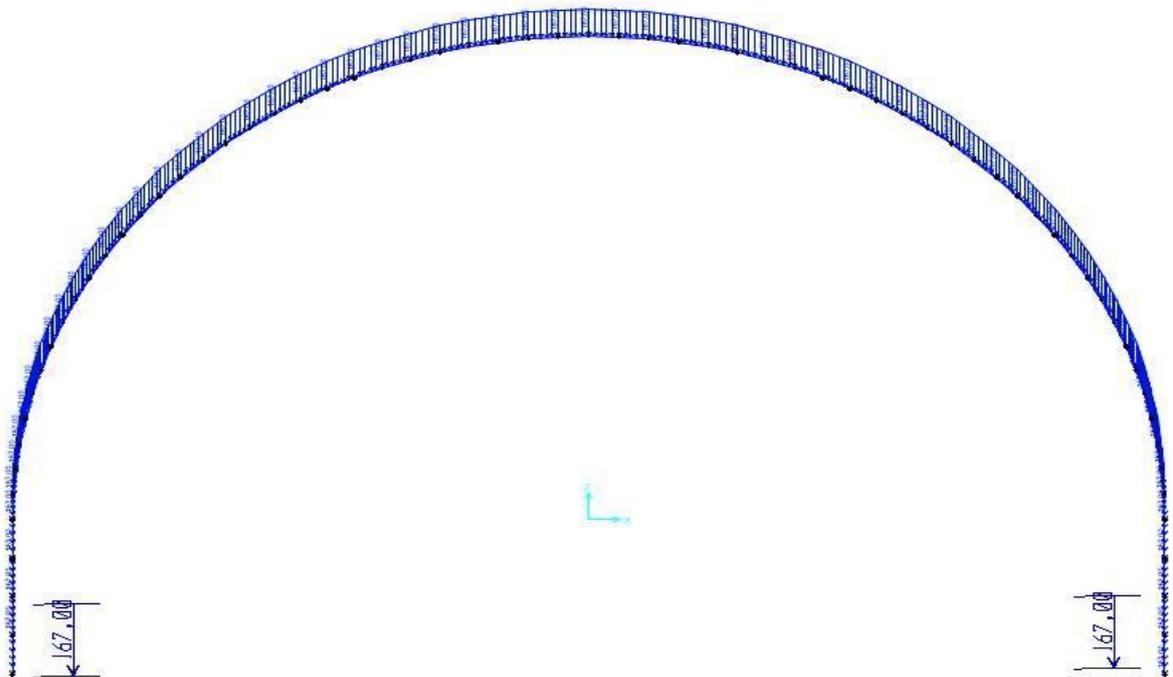


Figure 2 : distribution de la charge verticale de terzagli de la valeur de 167 kN/m²

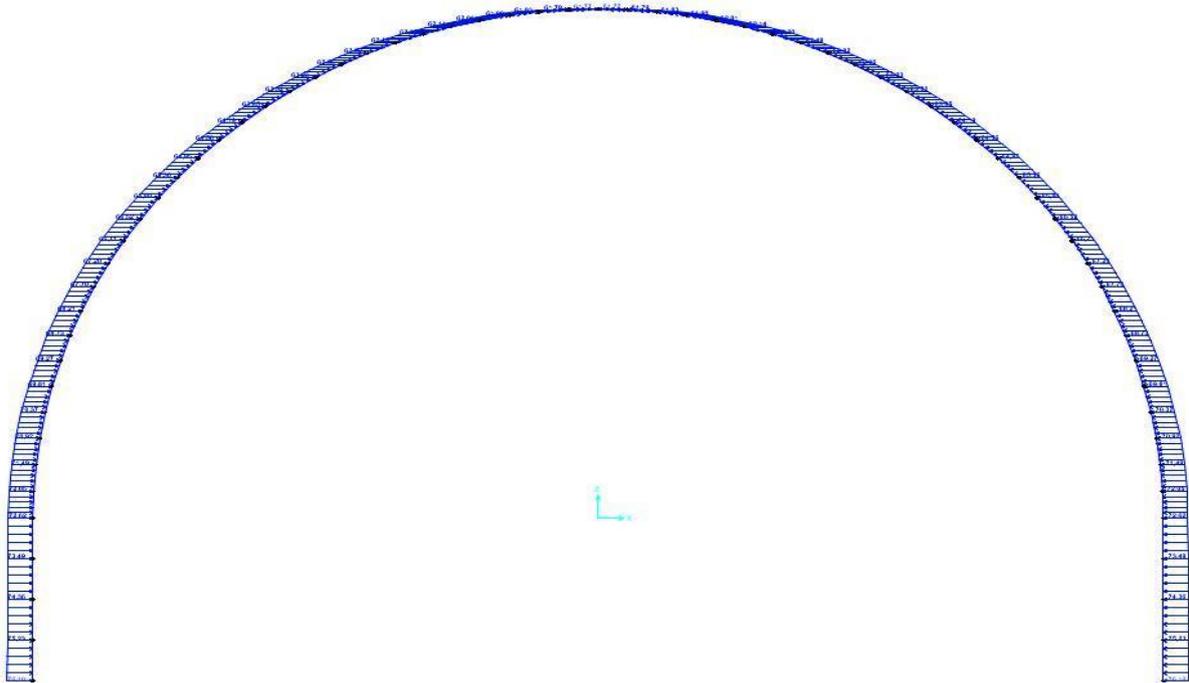


Figure 3 : *distribution de la charge horizontale de Coulomb-Rankine*

La charge horizontale adoptée est celle de Coulomb Rankine pour le soutènement provisoire de la structure dont le calcul est illustré dans le Chapitre VI.

Les tableaux suivants exposent respectivement la répartition de la charge horizontale sur chaque élément du soutènement provisoire modélisé sous le logiciel SAP2000v15 ainsi que la distribution des efforts internes (M, N,T)

Tableau.1 : distribution de la charge horizontale sur les éléments Frame

TABLE: Frame Loads - Distributed							TABLE: Frame Loads - Distributed						
Frame	LoadPat	CoordSys	Type	Dir	FOverLA	FOverLB	Frame	LoadPat	CoordSys	Type	Dir	FOverLA	FOverLB
Text	Text	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	Text	Text	Text	Text	Text	KN/m	KN/m
5	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-72,62	-72,05	38	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	61,9	62,01
6	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-72,05	-71,49	40	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	62,14	62,3
7	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-71,49	-70,92	42	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	62,49	62,92
9	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-70,37	-69,81	45	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	63,23	63,52
10	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-69,81	-69,27	46	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	63,52	63,85
11	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-69,27	-68,73	47	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	63,85	64,19
12	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-68,73	-68,21	48	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	64,19	64,56
13	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-68,21	-67,7	49	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	64,56	64,95
14	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-67,7	-67,2	50	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	64,95	65,36
15	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-67,2	-66,71	51	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	65,36	65,8
16	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-66,71	-65,52	52	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	65,8	66,52
17	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-66,52	-65,8	53	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	66,52	66,71
18	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-65,8	-65,36	54	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	66,71	67,2
19	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-65,36	-64,95	55	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	67,2	67,7
20	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-64,95	-64,56	56	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	67,7	68,21
21	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-64,56	-64,19	57	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	68,21	68,73
22	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-64,19	-63,85	58	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	68,73	69,27
23	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-63,85	-63,52	59	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	69,27	69,81
24	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-63,52	-63,23	60	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	69,81	70,37
25	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-63,23	-62,96	61	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	70,37	70,92
26	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-62,96	-62,92	62	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	70,92	71,49
27	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-62,92	-62,49	64	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	71,49	72,05
28	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-62,49	-62,3	65	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	72,05	72,62
29	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-62,3	-62,14	1	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	72,62	73,49
30	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-62,14	-62,01	63	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	73,49	74,36
31	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-62,01	-61,9	66	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	74,36	75,23
32	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-61,9	-61,83	68	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	75,23	76,1
33	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-61,83	-61,79	69	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-76,1	-75,23
34	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-61,79	-61,77	70	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-75,23	-74,36
35	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	61,77	61,79	71	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-74,36	-73,49
36	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	61,79	61,83	72	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	-73,49	-72,62
37	CRANKINE	GLOBAL	Force	X	61,83	61,9							

Frame	Station	P	V2	M3	Frame	Station	P	V2	M3
Texte	M	KN	KN	KN-m	Texte	m	KN	KN	KN-m
1	0	-1432,94	-61,919	1,7756	19	0	-955,407	-30,735	-22,6148
1	0,20375	-1467,068	-47,079	12,8812	19	0,13324	-945,203	-9,065	-19,9636
1	0,4075	-1501,197	-32,149	20,9541	19	0,26648	-934,98	12,585	-20,1983
5	0	-1434,598	41,637	1,7782	20	0	-934,358	-36,365	-20,1983
5	0,13324	-1412,541	51,875	-4,4521	20	0,13324	-925,263	-14,228	-16,828
5	0,26648	-1390,482	62,075	-12,0439	20	0,26648	-916,149	7,891	-16,406
6	0	-1392,439	12,667	-12,0439	21	0	-915,307	-40,067	-16,406
6	0,13324	-1370,941	23,97	-14,485	21	0,13324	-907,344	-17,518	-12,5699
6	0,26648	-1349,441	35,235	-18,4297	21	0,26648	-899,362	5,016	-11,7372
7	0	-1350,179	-7,038	-18,4297	22	0	-898,392	-42,06	-11,7372
7	0,13324	-1329,293	5,3	-18,3144	22	0,13324	-891,582	-19,154	-7,6592
7	0,26648	-1308,401	17,601	-19,8405	22	0,26648	-884,754	3,738	-6,6323
8	0	-1308,362	-19,089	-19,8405	23	0	-883,737	-42,572	-6,6323
8	0,13324	-1288,136	-5,751	-18,1861	23	0,13324	-878,098	-19,366	-2,5061
8	0,26648	-1267,903	7,549	-18,3063	23	0,26648	-872,441	3,827	-1,471
9	0	-1267,443	-25,132	-18,3063	24	0	-871,446	-41,839	-1,471
9	0,13324	-1247,926	-10,823	-15,9114	24	0,13324	-866,992	-18,392	2,5415
9	0,26648	-1228,4	3,449	-15,4205	24	0,26648	-862,523	5,044	3,4307
10	0	-1227,792	-26,646	-15,4205	25	0	-861,605	-40,104	3,4307
10	0,13324	-1209,03	-11,406	-12,8858	25	0,13324	-858,351	-16,474	7,1998
10	0,26648	-1190,257	3,799	-12,3794	25	0,26648	-855,082	7,146	7,8212
11	0	-1189,705	-24,909	-12,3794	26	0	-854,284	-37,615	7,8212
11	0,13324	-1171,741	-8,775	-10,1358	26	0,13324	-852,247	-13,86	11,2505
11	0,26648	-1153,766	7,324	-10,0394	26	0,26648	-850,206	9,894	11,5147
12	0	-1153,409	-20,968	-10,0394	27	0	-849,559	-34,616	11,5147
12	0,13324	-1136,288	-3,983	-8,3775	27	0,13324	-848,75	-10,794	14,5399
12	0,26648	-1119,153	12,97	-8,9766	27	0,26648	-847,915	13,017	14,3917
13	0	-1119,081	-15,706	-8,9766	28	0	-847,434	-31,377	14,3917
13	0,13324	-1102,842	2,09	-8,0699	28	0,13324	-847,827	-7,562	16,9858
13	0,26648	-1086,589	19,856	-9,5322	28	0,26648	-848,208	16,249	16,4071
14	0	-1086,849	-9,916	-9,5322	29	0	-847,896	-28,165	16,4071
14	0,13324	-1071,532	8,646	-9,4479	29	0,13324	-849,511	-4,41	18,5772
14	0,26648	-1056,199	27,178	-11,8348	29	0,26648	-851,116	19,342	17,5824
15	0	-1056,795	-4,425	-11,8348	30	0	-850,962	-25,228	17,5824
15	0,13324	-1042,435	14,857	-12,5302	30	0,13324	-853,798	-1,595	19,3694
15	0,26648	-1028,058	34,111	-15,7927	30	0,26648	-856,627	22,036	18,0076
16	0	-1028,946	-0,196	-15,7927	31	0	-856,606	-22,826	18,0076
16	0,13324	-1015,566	19,737	-17,0953	31	0,13324	-860,659	0,623	19,4867
16	0,26648	-1002,14	39,606	-21,0494	31	0,26648	-864,705	24,071	17,8416
17	0	-1002,839	-12,897	-21,0494	32	0	-864,78	-21,217	17,8416
17	0,13324	-990,514	7,702	-20,7038	32	0,13324	-870,041	1,987	19,1227
17	0,26648	-978,159	28,263	-23,1003	32	0,26648	-875,298	25,189	17,3122
18	0	-978,298	-22,968	-23,1003	33	0	-875,417	-20,655	17,3122
18	0,13324	-967,012	-1,818	-21,4493	33	0,13324	-881,878	2,241	18,539
18	0,26648	-955,706	19,31	-22,6148	33	0,26648	-888,335	25,136	16,7151



Frame	Station	P	V2	M3	Frame	Station	P	V2	M3
34	0	-888,433	-21,39	16,7151	49	0	-916,145	-7,895	-16,3867
34	0,13324	-896,079	1,136	18,0644	49	0,13324	-925,259	14,224	-16,8081
34	0,26648	-903,723	23,662	16,4124	49	0,26648	-934,354	36,361	-20,1779
35	0	-903,722	-23,668	16,4124	50	0	-934,976	-12,589	-20,1779
35	0,13324	-896,079	-1,142	18,0652	50	0,13324	-945,199	9,061	-19,9426
35	0,26648	-888,433	21,384	16,7166	50	0,26648	-955,403	30,731	-22,5933
36	0	-888,335	-25,142	16,7166	51	0	-955,702	-19,313	-22,5933
36	0,13324	-881,877	-2,247	18,5412	51	0,13324	-967,007	1,815	-21,4273
36	0,26648	-875,417	20,649	17,3152	51	0,26648	-978,294	22,965	-23,0779
37	0	-875,298	-25,195	17,3152	52	0	-978,155	-28,267	-23,0779
37	0,13324	-870,041	-1,992	19,1265	52	0,13324	-990,509	-7,706	-20,6809
37	0,26648	-864,779	21,211	17,8461	52	0,26648	-1002,835	12,893	-21,0261
38	0	-864,704	-24,077	17,8461	53	0	-1002,135	-39,609	-21,0261
38	0,13324	-860,658	-0,629	19,492	53	0,13324	-1015,504	-19,658	-17,0776
38	0,26648	-856,605	22,821	18,0136	53	0,26648	-1028,866	0,303	-15,788
39	0	-856,625	-22,042	18,0136	54	0	-1027,983	-34,046	-15,788
39	0,13324	-853,797	1,59	19,3761	54	0,13324	-1042,359	-14,792	-12,5341
39	0,26648	-850,961	25,223	17,5899	54	0,26648	-1056,719	4,49	-11,8475
40	0	-851,114	-19,348	17,5899	55	0	-1056,126	-27,144	-11,8475
40	0,13324	-849,509	4,405	18,5854	55	0,13324	-1071,459	-8,612	-9,4651
40	0,26648	-847,894	28,16	16,416	55	0,26648	-1086,776	9,95	-9,5539
41	0	-848,206	-16,254	16,416	56	0	-1086,517	-19,844	-9,5539
41	0,13324	-847,825	7,557	16,9955	56	0,13324	-1102,771	-2,079	-8,0931
41	0,26648	-847,432	31,372	14,402	56	0,26648	-1119,009	15,717	-9,0014
42	0	-847,913	-13,022	14,402	57	0	-1119,081	-12,973	-9,0014
42	0,13324	-848,748	10,789	14,5509	57	0,13324	-1136,216	3,98	-8,4019
42	0,26648	-849,557	34,611	11,5265	57	0,26648	-1153,337	20,965	-10,0634
43	0	-850,204	-9,899	11,5265	58	0	-1153,694	-7,336	-10,0634
43	0,13324	-852,244	13,855	11,2629	58	0,13324	-1171,669	8,763	-10,1581
43	0,26648	-854,282	37,61	7,8343	58	0,26648	-1189,633	24,897	-12,4002
44	0	-855,079	-7,151	7,8343	59	0	-1190,185	-3,816	-12,4002
44	0,13324	-858,349	16,47	7,2136	59	0,13324	-1208,957	11,39	-12,9043
44	0,26648	-861,602	40,099	3,4451	59	0,26648	-1227,72	26,63	-15,4368
45	0	-862,52	-5,049	3,4451	60	0	-1228,326	-3,468	-15,4368
45	0,13324	-866,989	18,387	2,5566	60	0,13324	-1247,852	10,805	-15,9252
45	0,26648	-871,443	41,834	-1,4552	60	0,26648	-1267,369	25,114	-18,3178
46	0	-872,438	-3,831	-1,4552	61	0	-1267,828	-7,567	-18,3178
46	0,13324	-878,095	19,362	-2,4897	61	0,13324	-1288,061	5,738	-18,1955
46	0,26648	-883,734	42,567	-6,6153	61	0,26648	-1308,287	19,078	-19,8483
47	0	-884,751	-3,742	-6,6153	62	0	-1308,325	-17,61	-19,8483
47	0,13324	-891,579	19,15	-7,6416	62	0,13324	-1329,216	-5,31	-18,321
47	0,26648	-898,389	42,056	-11,719	62	0,26648	-1350,103	7,028	-18,4351
48	0	-899,359	-5,02	-11,719	63	0	-1501,197	-24,877	20,9541
48	0,13324	-907,34	17,513	-12,5511	63	0,20375	-1535,326	-9,859	24,4943
48	0,26648	-915,303	40,063	-16,3867	63	0,4075	-1569,454	5,247	24,9657

Frame	Station	P	V2	M3	Frame	Station	P	V2	M3
64	0	-1349,364	-35,242	-18,4351	69	0	-1705,969	66,63	-4,6472
64	0,13324	-1370,865	-23,977	-14,4895	69	0,20375	-1671,917	-51,171	7,3519
64	0,26648	-1392,362	-12,674	-12,0474	69	0,4075	-1637,789	-35,798	16,2104
65	0	-1390,405	-62,079	-12,0474	70	0	-1637,789	-36,757	16,2104
65	0,13324	-1412,463	-51,879	-4,4551	70	0,20375	-1603,66	-21,473	22,141
65	0,26648	-1434,521	-41,641	1,7756	70	0,4075	-1569,531	-6,278	24,9667
66	0	-1569,454	6,276	24,9657	71	0	-1569,531	-5,249	24,9667
66	0,20375	-1603,583	21,471	22,1404	71	0,20375	-1535,403	9,857	24,4957
66	0,4075	-1637,712	36,755	16,2101	71	0,4075	-1501,274	24,875	20,9559
68	0	-1637,712	35,797	16,2101	72	0	-1501,274	32,147	20,9559
68	0,20375	-1671,84	51,169	7,352	72	0,20375	-1467,145	47,077	12,8834
68	0,4075	-1705,969	66,63	-4,6472	72	0,4075	-1433,017	61,917	1,7782

- Revêtement Définitif

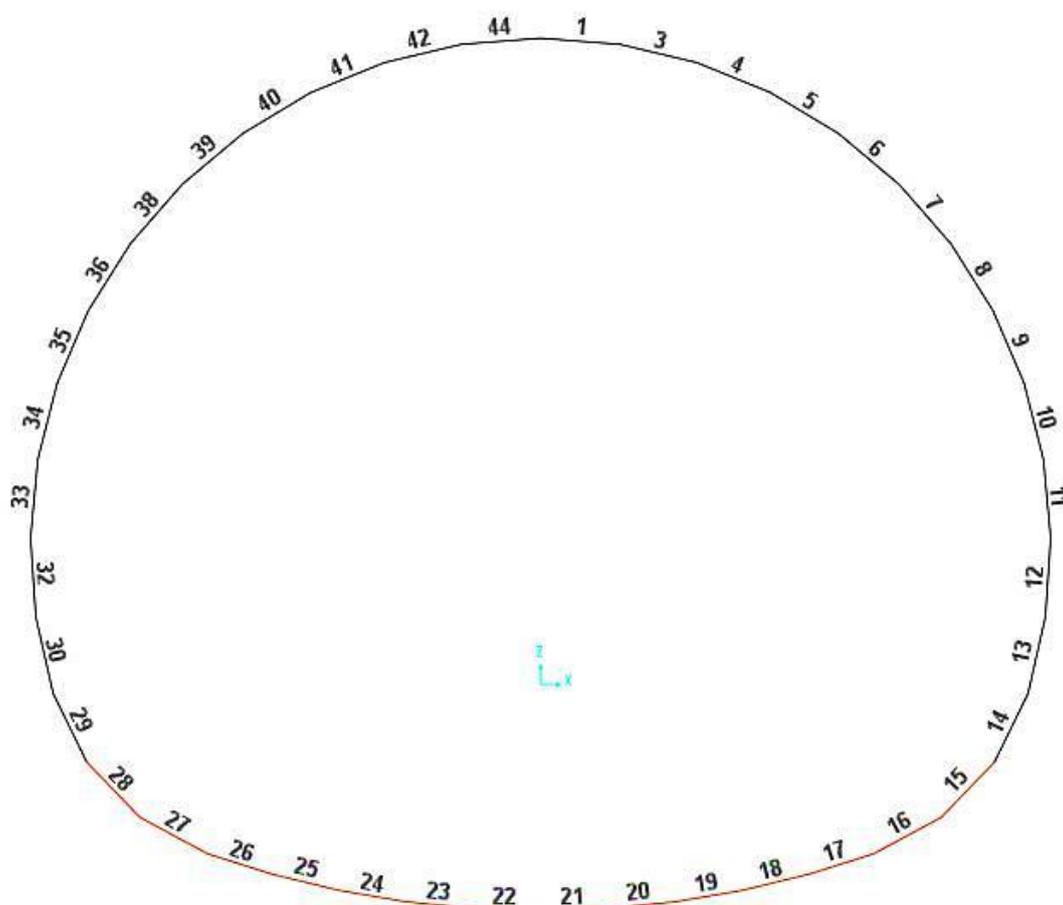


Figure 4 : numérotation des barres dans le schéma du soutènement provisoire

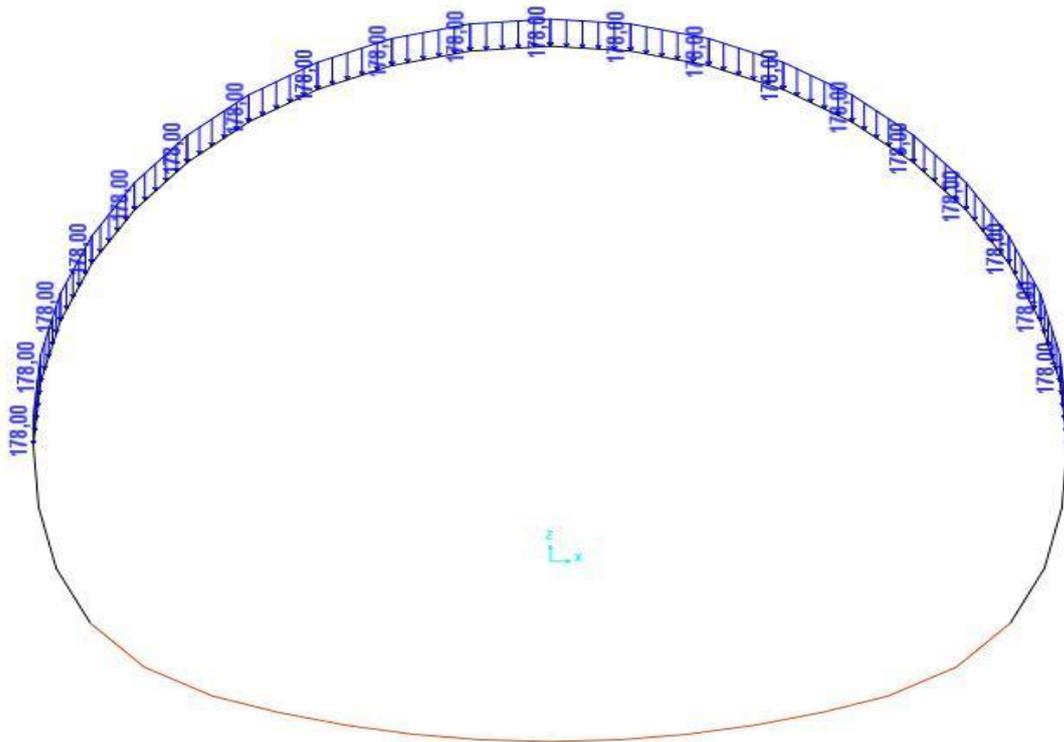


Figure 5 : *distribution de la charge verticale de terzaghi sur le revêtement définitif*

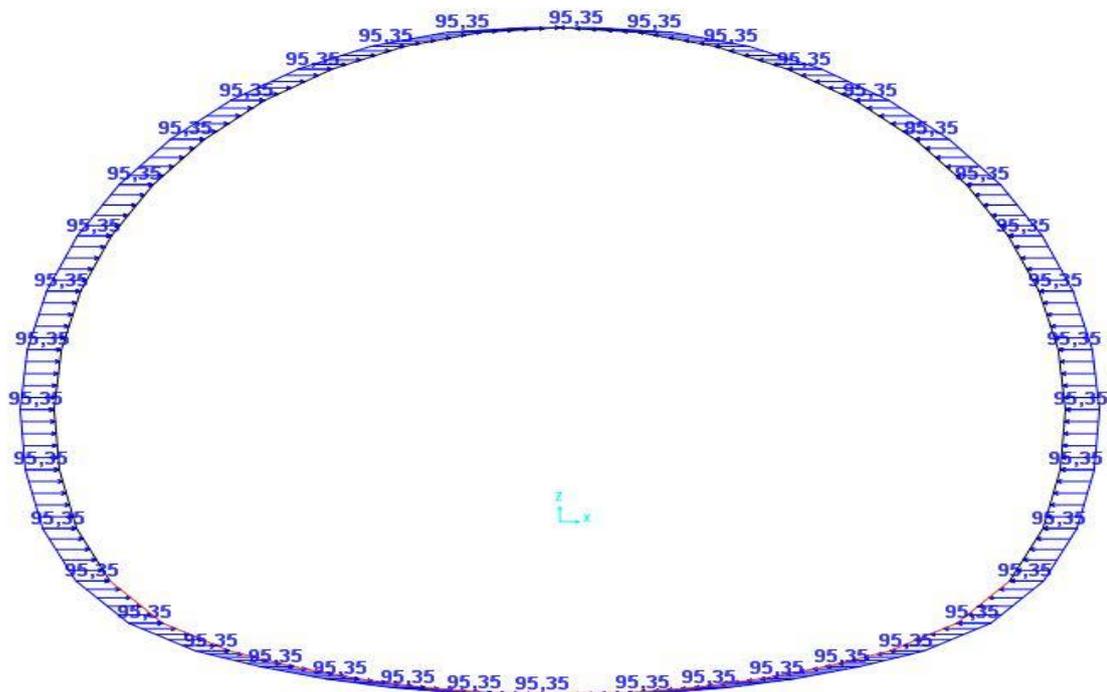


Figure 6 : *distribution de la charge horizontale de TERZAGHI sur le revêtement définitif*

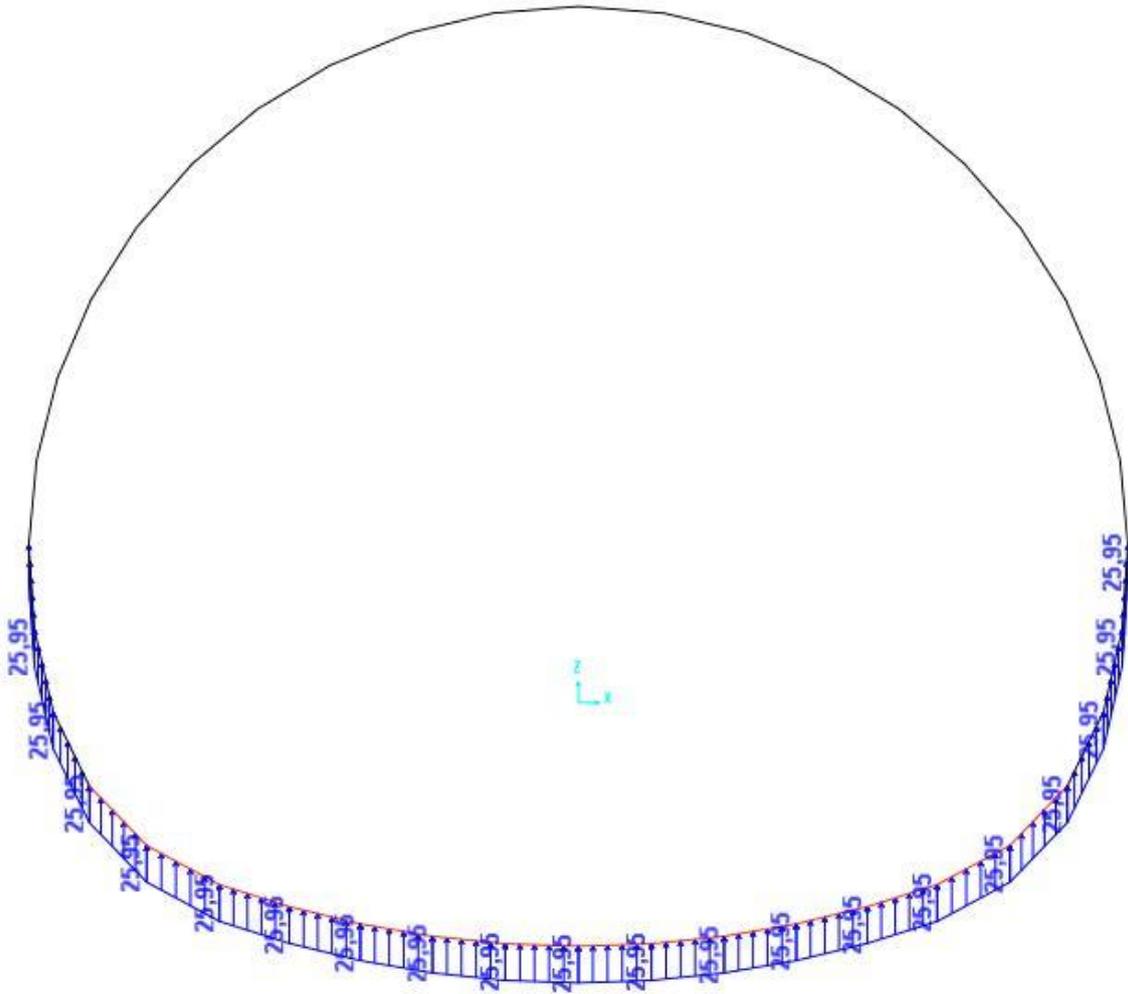


Figure 7 : *distribution de la charge ascendante sur le radier du revêtement définitif*

Les charges verticales et horizontales adoptées sont celles de TERZAGHI pour le revêtement définitif de la structure dont le calcul est illustré dans le Chapitre VI.

Les tableaux suivants exposent respectivement la répartition des différentes charges horizontale sur chaque élément du revêtement définitif modélisé sous le logiciel SAP2000v15 ainsi que la distribution des efforts internes (M, N, T) dont les diagrammes sont illustrés dans le chapitre- VIII

Tableau.2 : *distribution des charges sur les éléments Frame(revêtement définitif)*

TABLE: FrameLoads - Distributed						
Frame	LoadPat	CoordSys	Type	Dir	FOverLA	FOverLB
Text	Text	Text	Text	Text	KN/m	KN/m
1	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
1	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
3	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
3	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
4	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
4	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
5	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
5	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
6	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
6	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
7	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
7	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
8	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
8	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
9	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
9	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
10	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
10	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
11	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
11	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
12	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
12	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
13	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
13	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
14	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
14	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
15	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
15	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
16	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
16	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
17	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
17	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
18	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
18	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
19	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
19	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
20	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35



20	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
21	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	-95,35	-95,35
21	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
22	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
22	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
23	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
23	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
24	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
24	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
25	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
25	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
26	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
26	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
27	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
27	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
28	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
28	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
29	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
29	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
30	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
30	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
32	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
32	Radier	GLOBAL	Force	Z	25,95	25,95
33	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
33	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
34	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
34	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
35	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
35	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
36	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
36	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
38	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
38	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
39	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
39	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
40	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
40	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
41	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
41	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
42	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
42	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178
44	Horizontale terzaghi	GLOBAL	Force	X	95,35	95,35
44	Verticale Terzaghi	GLOBAL	Force	Z	-178	-178

Tableau.3 : *distribution des efforts internes sur les éléments Frame(revêtement définitif)*

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	P	V2	M3
Text	M	KN	KN	KN-m
1	0	-859,279	-66,807	230,8216
1	0,37413	-829,165	6,082	242,1811
1	0,74825	-799,051	78,971	226,2708
3	0	-801,57	-46,951	226,2708
3	0,37425	-783,219	29,777	229,4845
3	0,74851	-764,868	106,504	203,9827
4	0	-772,149	-12,333	203,9827
4	0,37447	-765,806	66,348	193,8693
4	0,74894	-759,463	145,03	154,292
5	0	-772,775	25,222	154,292
5	0,37421	-778,735	103,88	130,1363
5	0,74843	-784,695	182,538	76,5456
6	0	-803,541	58,216	76,5456
6	0,37432	-821,673	135,011	40,381
6	0,74865	-839,805	211,806	-24,5298
7	0	-862,446	79,504	-24,5298
7	0,37394	-892,195	152,5	-67,9077
7	0,74788	-921,944	225,497	-138,5818
8	0	-945,759	79,814	-138,5818
8	0,37444	-986,522	147,406	-181,1224
8	0,74889	-1027,285	214,997	-248,9723
9	0	-1048,248	52,093	-248,9723
9	0,37436	-1099,045	112,483	-279,7772
9	0,74871	-1149,843	172,873	-333,1895
10	0	-1157,863	-38,247	-333,1895
10	0,37435	-1217,382	13,567	-328,5699
10	0,74871	-1276,902	65,381	-343,3471
11	0	-1272,017	-131,071	-343,3471
11	0,37405	-1338,805	-89,161	-302,1584
11	0,7481	-1405,593	-47,251	-276,6461
12	0	-1386,737	228,81	276,6461
12	0,3743	-1383,116	192,806	197,7402
12	0,74861	-1379,494	156,802	132,3106
13	0	-1374,311	158,601	132,3106
13	0,3741	-1376,308	122,491	79,7328
13	0,7482	-1378,305	86,38	40,6638
14	0	-1390,199	124,172	40,6638



14	0,36249	-1400,112	90,559	1,745
14	0,72498	-1410,025	56,947	-24,9898
15	0	-1409,52	236,17	-24,9898
15	0,36319	-1430,579	208,393	-105,7203
15	0,72638	-1451,637	180,615	-176,3621
16	0	-1430,831	265,11	-176,3621
16	0,36245	-1459,305	245,127	-268,8303
16	0,7249	-1487,78	225,144	-354,0555
17	0	-1492,981	95,384	-354,0555
17	0,32053	-1521,048	82,79	-382,6106
17	0,64106	-1549,115	70,196	-407,1289
18	0	-1545,54	55,376	-407,1289
18	0,32015	-1574,362	44,724	-423,1523
18	0,6403	-1603,184	34,071	-435,7655
19	0	-1603,545	28,163	-435,7655
19	0,32017	-1633,031	19,512	-443,3975
19	0,64035	-1662,517	10,86	-448,2596
20	0	-1666,035	10,408	-448,2596
20	0,32021	-1696,043	3,774	-450,5303
20	0,64041	-1726,05	-2,86	-450,6766
21	0	-1728,099	3,691	-450,6766
21	0,32019	-1758,49	-0,861	-451,1297
21	0,64038	-1788,882	-5,414	-450,125
22	0	-1788,882	5,414	-450,125
22	0,32019	-1758,49	0,861	-451,1297
22	0,64038	-1728,099	-3,691	-450,6766
23	0	-1726,05	2,86	-450,6766
23	0,32021	-1696,043	-3,774	-450,5303
23	0,64041	-1666,035	-10,408	-448,2596
24	0	-1662,517	-10,86	-448,2596
24	0,32017	-1633,031	-19,512	-443,3975
24	0,64035	-1603,545	-28,163	-435,7655
25	0	-1603,184	-34,071	-435,7655
25	0,32015	-1574,362	-44,724	-423,1523
25	0,6403	-1545,54	-55,376	-407,1289
26	0	-1549,115	-70,196	-407,1289
26	0,32053	-1521,048	-82,79	-382,6106
26	0,64106	-1492,981	-95,384	-354,0555
27	0	-1487,78	-225,144	-354,0555
27	0,36245	-1459,305	-245,127	-268,8303
27	0,7249	-1430,831	-265,11	-176,3621
28	0	-1451,637	-180,615	-176,3621
28	0,36319	-1430,579	-208,393	-105,7203
28	0,72638	-1409,52	-236,17	-24,9898
29	0	-1410,025	-56,947	-24,9898

29	0,36249	-1400,112	-90,559	1,745
29	0,72498	-1390,199	-124,172	40,6638
30	0	-1378,305	-86,38	40,6638
30	0,3741	-1376,308	-122,491	79,7328
30	0,7482	-1374,311	-158,601	132,3106
32	0	-1379,494	-156,802	132,3106
32	0,3743	-1383,116	-192,806	197,7402
32	0,74861	-1386,737	-228,81	276,6461
33	0	-1405,593	47,251	-276,6461
33	0,37405	-1338,805	89,161	-302,1584
33	0,7481	-1272,017	131,071	-343,3471
34	0	-1276,902	-65,381	-343,3471
34	0,37435	-1217,382	-13,567	-328,5699
34	0,74871	-1157,863	38,247	-333,1895
35	0	-1149,843	-172,873	-333,1895
35	0,37436	-1099,045	-112,483	-279,7772
35	0,74871	-1048,248	-52,093	-248,9723
36	0	-1027,285	-214,997	-248,9723
36	0,37444	-986,522	-147,406	-181,1224
36	0,74889	-945,759	-79,814	-138,5818
38	0	-921,944	-225,497	-138,5818
38	0,37394	-892,195	-152,5	-67,9077
38	0,74788	-862,446	-79,504	-24,5298
39	0	-839,805	-211,806	-24,5298
39	0,37432	-821,673	-135,011	40,381
39	0,74865	-803,541	-58,216	76,5456
40	0	-784,695	-182,538	76,5456
40	0,37421	-778,735	-103,88	130,1363
40	0,74843	-772,775	-25,222	154,292
41	0	-759,463	-145,03	154,292
41	0,37447	-765,806	-66,348	193,8693
41	0,74894	-772,149	12,333	203,9827
42	0	-764,868	-106,504	203,9827
42	0,37425	-783,219	-29,777	229,4845
42	0,74851	-801,57	46,951	226,2708
44	0	-799,051	-78,971	226,2708
44	0,37413	-829,165	-6,082	242,1811
44	0,74825	-859,279	66,807	230,8216