

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



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil
Mémoire de projet de fin d'étude
Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'état en Génie Civil

Etude du tunnel ferroviaire en mine ligne Thénia Tizi-Ouzou tronçon Tadmait

Réalisé par :

Imad Souid Kihal

supervision :

Dr.Djamila CHERID et Dr.Hafida MOHABEDDINE

Soutenu le 16 octobre 2024, devant le jury composé de :

Président du jury :	A. TADJADIT	MCB
Encadrante :	D. CHERID	MCA
Co-Encadrante :	H. MOHABEDDINE	MCA
Examineur :	B. K. BENAZZOUZ	MCA

ENP 2024

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



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil
Mémoire de projet de fin d'étude
Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'état en Génie Civil

Etude du tunnel ferroviaire en mine ligne Thénia Tizi-Ouzou tronçon Tadmait

Réalisé par :

Imad Souid Kihal

supervision :

Dr.Djamila CHERID et Dr.Hafida MOHABEDDINE

Soutenu le 16 octobre 2024, devant le jury composé de :

Président du jury :	A. TADJADIT	MCB
Encadrante :	D. CHERID	MCA
Co-Encadrante :	H. MOHABEDDINE	MCA
Examineur :	B. K. BENZAOUZ	MCA

ENP 2024

ملخص

يمثل مشروع تحديث خط السكة الحديدية بين ثنية وتيزي وزو بإنجاز خطًا سككياً بطول كيلومتراً يتضمن عدة أنفاق. في إطار دراستنا، ركزنا على تصميم وحساب النفق الواقع في منطقة تادمايت ولهذا الغرض، تضمن العمل تقييم القوى القصوى وتحديد التدعيم المؤقت الغلاف النهائي باستخدام ثلاثة برامج لضمان استقرار النفق وهي : GEO5 (BENTLY FEM), SAP2000 et ROBOT 2025.

الكلمات المفتاحية : نفق، طريقة التقارب الاحتواء، البطانة المؤقتة، البطانة النهائية

Abstract

The modernization project of the Thenia Tizi-Ouzou railway line led SNTF and ANESRIF to construct a 50 km railway line with 4 tunnels (T01 – T04). As part of our study, we focused on the design and calculation of the tunnel located in the Tadmait region. This structure has a length of 825 meters, a width of 13 meters, a height of 9.5 meters, and a depth of 50.5 meters. To this end, the work consisted of evaluating the maximum forces and determining the temporary support as well as the final lining using three software programs : GEO5 (BENTLY FEM), SAP2000, and ROBOT 2025, to ensure the tunnel's stability.

Keywords : Tunnel, Convergence-Confinement Method, Temporary Lining, Final Lining

Résumé

Le projet de modernisation de la ligne ferroviaire Thenia Tizi-Ouzou a conduit la SNTF et l'ANESRIF à la réalisation d'une ligne ferroviaire de 50 km avec 4 tunnels (T01 – T04). Dans le cadre de notre étude, nous nous sommes intéressés à la conception et au calcul du tunnel situé dans la région de Tadmait. Cet ouvrage, sa longueur est de 825 mètres, sa largeur de 13 mètres, sa hauteur de 9,5 mètres et sa profondeur de 50,5 mètres. A cet effet, le travail a consisté à l'évaluation des efforts maximaux et à la détermination du soutènement provisoire ainsi que du revêtement définitif à l'aide des trois logiciels : GEO5 (BENTLY FEM), SAP2000 et le ROBOT 2025 afin d'assurer la stabilité du tunnel.

Mots clés : Tunnel, Méthode Convergence-Confinement, Revêtement provisoire, Revêtement définitif.

Remerciements

Je remercie avant tout Allah de m'avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Je remercie également ma famille pour les sacrifices qu'elle a faits pour que je termine mes études.

Je tiens aussi à remercier mes promoteurs Mme CHERID et Mme MOHABEDDINE pour leur suivi et leurs conseils durant l'évolution de ce travail.

Je remercie également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Je remercie aussi tous mes amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Dédicace

*Je dédie ce travail à
Mes parents
Mes frères et Mes sœurs
Et à ma famille
Ainsi qu'à
Tous mes amis.*

Imad KIHAL

Table des matières

Table des figures

Liste des tableaux

Introduction Générale	9
I Etude bibliographique	11
I.1 Introduction	12
I.2 Creusement des tunnels	13
I.2.1 Méthode de creusement du tunnel	13
I.2.2 Techniques de creusement :	15
I.3 Soutènement	17
I.3.1 Types de soutènements	17
I.3.2 Nouvelle méthode autrichienne (N.A.T.M) :	20
I.3.3 Critères à prendre en compte	21
I.4 Présentation du projet	21
I.4.1 Reconnaissance du site	22
I.4.2 Caractéristiques de la zone d'étude	22
I.4.3 Tracés du tunnel	25
I.5 Conclusion	27
II Evaluation des charges et des tassements	28
II.1 Introduction	29
II.2 Pressions souterraines	29
II.2.1 Méthodes de détermination des pressions souterraines	31
II.2.2 Pressions horizontales	35
II.2.3 Pressions agissantes au niveau du radier	39
II.2.4 Calcul des charges	41
II.2.5 Récapitulatif et Choix de la méthode de calcul	50
II.3 Tassement	51
II.3.1 Calcul des tassements	52
II.4 Stabilité du front de taille	54
II.5 Conclusion	57

III	Dimensionnement	58
III.1	Introduction	59
III.2	Méthode de convergence-confinement	59
III.2.1	Principe général de la méthode	59
III.2.2	Domaines d'utilisation	63
III.2.3	Procédure de calcul	63
III.2.4	Application de la méthode	66
III.3	Soutènement provisoire	75
III.3.1	Détermination des efforts	76
III.3.2	Réactions d'appuis	77
III.3.3	Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté	79
III.3.4	Vérification du cintre	80
III.3.5	Détermination des pressions	81
III.3.6	Détermination des réactions d'appuis	83
III.3.7	Vérification des contraintes	85
III.3.8	Portance maximale du soutènement	85
III.3.9	Modélisation du soutènement provisoire	86
III.3.10	Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté	90
III.3.11	Distribution des efforts internes sur le soutènement provisoire	91
III.3.12	Vérification des contraintes	92
III.3.13	Vérification du cisaillement	95
III.4	Revêtement définitif	96
III.4.1	Modélisation du revêtement par logiciel	97
III.4.2	Détermination des efforts internes	99
III.4.3	Ferraillage du revêtement définitif	103
III.4.4	Conclusion	106
	Conclusion Générale	107
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	109
	ANNEXES	111

Table des figures

I.1	Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille	12
I.2	Creusement à plein section	13
I.3	Creusement en demi-section	14
I.4	Creusement en section divisée	15
I.5	Machine à attaque ponctuelle	16
I.6	Vue en perspective d'un tunnelier	17
I.7	Boulons d'ancrage	18
I.8	Soutènement par blindage	19
I.9	Voussoirs Préfabriqués	20
I.10	Vue en haut des deux lignes ferroviaires (ancienne et courantes) .	22
I.11	Coupe géologique	23
I.12	Section d'étude	24
I.13	Tracé en plan	25
I.14	Profil en long	26
I.15	Enter Caption	27
II.1	Processus de l'affaissement du coin de voûte	30
II.2	Les principales hypothèses de la théorie de Terzaghi	31
II.3	La théorie des poids des terres	32
II.4	La théorie de Bierbaumer	33
II.5	Théorie de PROTODIAKONOV	34
II.6	Théorie de TERZAGHI	36
II.7	Méthode soviétique	37
II.8	Méthode COULOMB-RANKINE	38
II.9	La poussée au niveau du radier selon TSIMBARIEVITCH	39
II.10	Cuvette transversale de tassement	52
II.11	Rectangle coextensif	54
II.12	Schéma des blocs supérieur est inférieur	55
III.1	Notion de dé-confinement en déformations planes	60
III.2	Principe de la méthode convergence-confinement	60
III.3	Courbe de convergence	61

III.4	Courbe de confinement	62
III.5	Courbe convergence-confinement	63
III.6	Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire	77
III.7	Représentation des couches du sol sur Geo 5	87
III.8	Maillage du terrain généré par le logiciel Geo5	88
III.9	Diagramme des moments fléchissant	88
III.10	Diagramme des efforts normaux	89
III.11	Diagramme des efforts tranchants	89
III.12	Modelisation de revêtement définitif vision 3D	98
III.13	Diagramme des moments fléchissant	99
III.14	Diagramme des moments fléchissant	100
III.15	Diagramme des efforts normaux	101
III.16	Diagramme des efforts normaux	101
III.17	Diagramme des efforts tranchants	102
III.18	Diagramme des efforts tranchants	103
III.19	Modelisation de la poutre en ROBOT	104
III.20	Schéma de ferrailage	105
III.21	Schéma de ferrailage en 3D	106
III.22	Chargement horizontale	113
III.23	charges verticale	114
III.24	charges de tsimbervitch	115
III.25	chargement du moment fléchissant	116
III.26	chargement de l'effort normal	116

Liste des tableaux

I.1	Caractéristiques des couches de sols	23
II.1	Coefficient de résistance des roches selon PROTODIAKONOV . .	35
II.2	Théorie de COULOMB-RANKINE	38
II.3	Récapitulatif des charges appliquées sur le tunnel	50
III.1	Courbe caractéristique du terrain	64
III.2	Valeurs de la courbe caractéristique du terrain	69
III.3	Type du profilé le plus employé	70
III.4	Caractéristique du béton projeté utilisé	71
III.5	valeur courbe soutènement	73
III.6	Moments à la naissance et Poussée à la naissance	78
III.7	Récapitulatif des efforts internes de la section globale	91
III.8	Caractéristiques du béton utilisé	96
III.9	Caractéristiques des barres de fer utilisé	97
III.10	Récapitulatif des efforts internes de la structure	103
III.11	Résultats de l'analyse de logiciel	104
III.12	Ferraillage longitudinal et transversal	104

Introduction Générale

Face à la saturation des infrastructures de surface, et à la nécessité de préserver l'environnement et les espaces urbains, l'extension des réseaux souterrains devient une solution incontournable. Les tunnels permettent non seulement de désengorger les réseaux de transport en surface, mais aussi d'optimiser l'utilisation de l'espace dans les zones densément peuplées. Dans ce contexte, la réalisation de nouveaux tunnels s'inscrit dans une vision de développement durable et d'innovation technologique.

Le projet de modernisation de la ligne ferroviaire Thenia Tizi-Ouzou rentre dans le cadre du programme d'amélioration du transport entre la capitale Alger et les willayas de Boumerdes et Tizi-Ouzou. De plus, l'état de vétusté et le tracé sinueux de cette ligne ont conduit la SNTF et l'ANESRIF à entreprendre les travaux, le nouveau tracé comprend la réalisation d'une ligne ferroviaire de 50 km, 4 tunnels (T01 – T04) sont prévus

Dans le cadre de notre étude, nous nous intéressons à l'analyse d'un tronçon de tunnel situé dans la région de Tadmait. Cet ouvrage, d'une longueur totale de 825 mètres, de largeur de 13 mètres, de hauteur de 9,5 mètres et de profondeur de 50,5 mètres, ce qui rend ce tronçon particulièrement intéressant pour l'étudier.

Les problèmes majeurs liés à la réalisation du tunnel sont : le comportement du sol, l'estimation des déplacements, des déformations des terrains et la détermination du type de soutènement à mettre en œuvre pour assurer la stabilité du tunnel.

L'objet de notre projet de fin d'études est la détermination du soutènement provisoire et le calcul du revêtement définitif de cet ouvrage.

Notre travail est composé de deux grandes parties :

- La première consiste en une synthèse bibliographique qui abordera les études suivantes :
 - Méthodes de creusement et de soutènement.
 - Présentation du projet.
- La deuxième partie portera sur le calcul et dimensionnement du tunnel :
 - Évaluation des charges agissant sur les tunnels.
 - Vérification du soutènement provisoire
 - Modélisation numérique du soutènement provisoire.
 - Vérification du soutènement
 - Modélisation numérique du revêtement définitif.

Et on achèvera notre étude par une conclusion générale.

Chapitre I

Etude bibliographique

I.1 Introduction

Les tunnels sont des structures souterraines importantes pour divers secteurs tels que le transport et l'énergie. Leur construction nécessite une expertise dans plusieurs domaines, notamment la géologie. La figure (I.1) représente les termes couramment associés à l'excavation d'un tunnel. Le terrain se déforme à deux endroits : au front de taille on parle d'extrusion et en parois on parle de convergence.

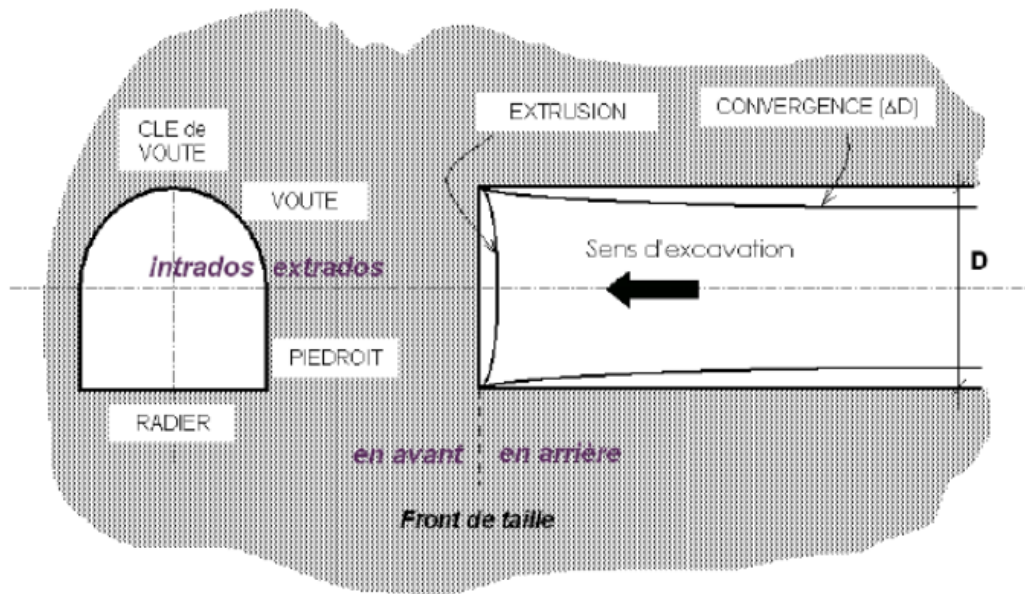


FIGURE I.1 – Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille

Le front de taille est une surface plane dont le contour forme le profil du tunnel. Dans la plupart des cas, on considère que les convergences sont stabilisées après deux diamètres en arrière du front. [8]

Les problèmes liés à la construction des tunnels

- la nature des terrains à traverser ;
- la présence d'eau et les débits d'eau prévisibles ;
- la présence d'un autre tunnel [7]

I.2 Creusement des tunnels

Depuis une trentaine d'années, de nouvelles méthodes de construction ont été introduites sur les chantiers, elles permettent de réaliser des ouvrages en site urbain dans des terrains meubles et aquifères sans occasionner de dégâts importants en surface du sol[10].

I.2.1 Méthode de creusement du tunnel

Les méthodes de creusement dépendent des paramètres suivants :

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

On distingue trois méthodes de creusement :

Méthode de creusement à pleine section :

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois. Le creusement en pleine section est bien adapté aux terrains homogènes, La méthode de creusement en plein section permet des avancements très importants. On peut atteindre jusqu'à 12 m par jour en procédant par volées de 4m[1].



FIGURE I.2 – Creusement à pleine section

Méthode de creusement en demi-section :

Cette méthode consiste à creuser la demi-section supérieure (stross) du tunnel puis en place le soutènement (cintre, béton projeté). Dans une deuxième phase, on procède à l'excavation de la demi-section inférieure[1].



FIGURE I.3 – Creusement en demi-section

Méthode de creusement en section devisée :

Dans cette méthode la section du tunnel sera exécutée par tranches l'une après l'autre, à la fin de chaque étape de creusement doit parfaitement contrôler et maîtriser l'évolution du terrain. Cette méthode est destinée aux tunnels réalisés dans des terrains mauvais[1].



FIGURE I.4 – Creusement en section divisée

I.2.2 Techniques de creusement :

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

Abattage à l'explosif

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé. L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes :

- traçage et perforation du plan de tir .
- chargement des trous de mines et tir.
- ventilation et purge de l'excavation .
- évacuation des déblais (marinage)[10].

Machine à attaque ponctuelle (BTM) : Elle permet de creuser n'importe quel profil de dimension variable, elle est équipée d'une tête fraiseuse de faible dimension située à l'extrémité d'un bras mobile, le tout est porté sur un châssis AUTOMOTEUR à roues ou à chenilles[2].

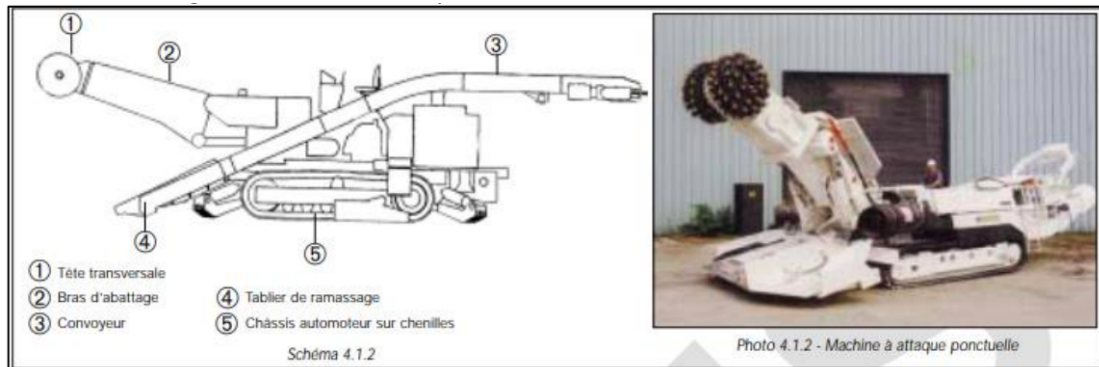


FIGURE I.5 – Machine à attaque ponctuelle

Tunnelier ou machine à attaque globale (TBM) : Attaque en une seule passe la totalité de la section, il est conçu pour excaver des section circulaires avec un diamètre déterminé.

Avantages du tunnelier :

- Le tunnelier permet d’atteindre des vitesses de creusement assez élevées de 15 à 30 m/jour théoriquement.
- revêtement définitif direct.
- Possibilité d’utilisation sur tous types de terrains[2].

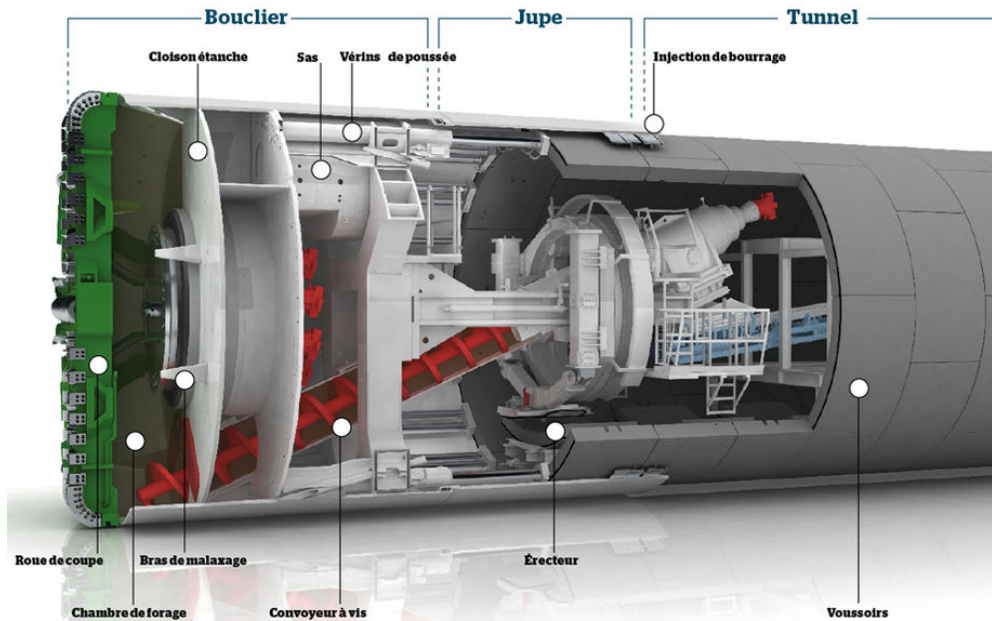


FIGURE I.6 – Vue en perspective d'un tunnelier

I.3 Soutènement

Le soutènement désigne tout équipement ou méthode utilisé pour maintenir les parois d'une cavité souterraine stables pendant la période allant de son excavation jusqu'à l'installation du revêtement final.

I.3.1 Types de soutènements

1) Soutènement métallique

Soutènement par boulonnage

Cette technique consiste à renforcer le terrain environnant en utilisant des barres, généralement métalliques, de longueurs variant de 1 à 5 mètres, insérées dans le sol à partir de la surface libre.

Les boulons exercent principalement un effet de confinement, générant une contrainte radiale le long des parois du tunnel. Bien que cette contrainte soit relativement faible, elle augmente considérablement la résistance du terrain dans la direction tangentielle.

Il existe deux types de boulons :

— **Boulons à ancrage ponctuel**

L'ancrage est assuré par un mécanisme composé de deux demi-coquilles qui se bloquent dans le terrain en s'écartant.

— **Boulons à Ancrage Réparti**

la transmission des efforts entre le boulon et le terrain s'effectue sur toute la longueur du boulon [1].

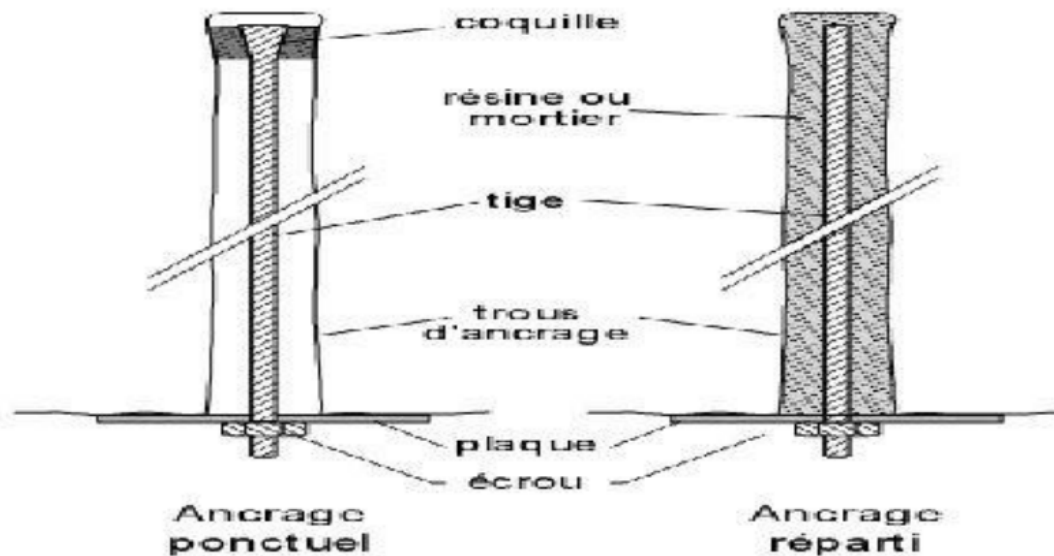


FIGURE I.7 – Boulons d'ancrage

Soutènement par cintres métalliques :

Les cintres forment une ossature en forme d'arc ou de portique, disposée selon la section transversale du tunnel. Les cintres les plus couramment utilisés sont en profilés métalliques HEB.

Soutènement par blindage :

Les plaques de blindage sont placées, jointives ou non, entre les cintres et le terrain. Elles peuvent être fixées avec des boulons dans certains cas. Il est également possible de les lier entre elles.



FIGURE I.8 – Soutènement par blindage

2) Soutènement en béton

Les types de soutènement utilisant le béton sont les suivants :

Béton projeté

Le béton projeté est composé de sable, de ciment, et de gravillons (0 à 20 mm). Il est fréquemment utilisé en complément du soutènement métallique. Il peut être renforcé par des fibres métalliques ou un treillis.

Modes de Projection

Il existe deux modes de projection du béton, différenciés par le moment où l'eau de gâchage est ajoutée :

- Par voie sèche : Le mélange sec est introduit dans le malaxeur, puis propulsé rapidement à l'aide d'air comprimé. L'eau est ajoutée en sortie du malaxeur, et le béton est projeté à grande vitesse sur la surface à traiter.
- Par voie mouillée : Le mélange est gâché selon les méthodes traditionnelles, puis versé dans la machine à projeter[1].

Voussoirs Préfabriqués

Il s'agit en général de voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 cm d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs. Ils assurent à la fois une fonction de soutènement et de revêtement dans les ouvrages réalisés au tunnelier[3].



FIGURE I.9 – Voussoirs Préfabriqués

I.3.2 Nouvelle méthode autrichienne (N.A.T.M) :

La NATM implique une évaluation complète des conditions géologiques par le forages et les essais. Le sol est classé en différents types en fonction des caractéristiques de résistance, de stabilité et de déformation. Dans la NATM, le support initial est fourni en appliquant des éléments de support temporaires tels que des boulons d'ancrage, des treillis métalliques ou du béton projeté immédiatement après l'excavation. Ce support initial permet de stabiliser la face du tunnel et d'empêcher les mouvements du sol. Des techniques d'instrumentation et de mesure sont utilisées pour évaluer les déformations, les changements de contrainte et les conditions des eaux souterraines selon les mesures.

Les Avantages de la N.A.T.M

- Adaptabilité : le NATM permet une certaine flexibilité pendant la construction car il peut être ajusté aux conditions géologiques rencontrées.

- Impact environnemental réduit : le NATM minimise les perturbations de surface pendant la construction, ce qui entraîne des impacts environnementaux plus faibles par rapport aux autres méthodes[4].

I.3.3 Critères à prendre en compte

Les critères à prendre en compte pour choisir les méthodes :

Selon le terrain environnant

- Type de sol/roche
- Les venues d'eau
- Profondeur du tunnel
- Usage prévu du tunnel
- Coûts et durée de construction

Selon l'ouvrage lui-même

- mode d'exécution.
- Les dimensionnements et la forme de cavité
- Le procédé d'abattage.
- l'environnement de l'ouvrage.

I.4 Présentation du projet

Dans cette partie, nous présentons la description du tunnel qui se trouve à Tadmaït, et les différentes études et reconnaissances géotechniques adaptées afin de déterminer les caractéristiques et le comportement de sol.



FIGURE I.10 – Vue en haut des deux lignes ferroviaires (ancienne et courantes)

I.4.1 Reconnaissance du site

Lors de la planification d'un projet de tunnel, la reconnaissance du site est importante. Cette étape permet de recueillir des données sur la géologie, l'hydrogéologie et la géotechnique, fournissant ainsi des informations essentielles pour choisir les méthodes d'excavation adaptées, concevoir les systèmes de soutènement.

Les reconnaissances géologiques fournissent au concepteur du tunnel des informations sur la géologie régionale, l'histoire géologique et tectonique du site, ainsi qu'une description détaillée des formations traversées.

Les reconnaissances hydrogéologiques permettent d'obtenir des informations précieuses sur les schémas de circulation des eaux souterraines dans la région. Cette étude fournit des données sur le fonctionnement des nappes phréatiques, y compris le sens des écoulements et les sources d'alimentation.

Les reconnaissances géotechniques incluent la description des terrains traversés, leur état de contrainte initial, et la prévision de leur comportement durant la construction et l'exploitation du tunnel.

Les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques sont essentielles pour identifier les caractéristiques du sol, les niveaux d'eau souterraine et les contraintes du terrain.

I.4.2 Caractéristiques de la zone d'étude

Le rapport d'investigation géotechnique pour la modernisation de la ligne Thénia – Tizi Ouzou présente les résultats des tests réalisés sur le terrain et en laboratoire. Il montre que le sol est principalement composé d'argiles et de marnes.

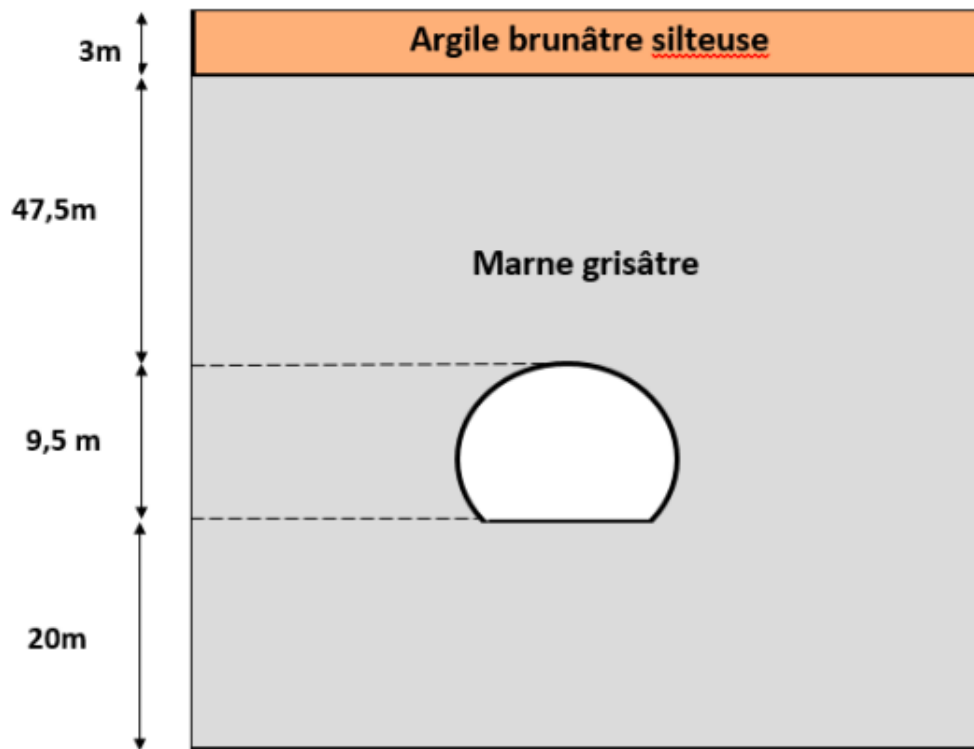


FIGURE I.11 – Coupe géologique

	Poids volumique γ (kN/m ³)	Cohésion C (kPa)	Angle de frottement interne ϕ°
Argile brunâtre silteuse	19	30	20
Marne grisâtre	22	75	25

TABLE I.1 – Caractéristiques des couches de sols

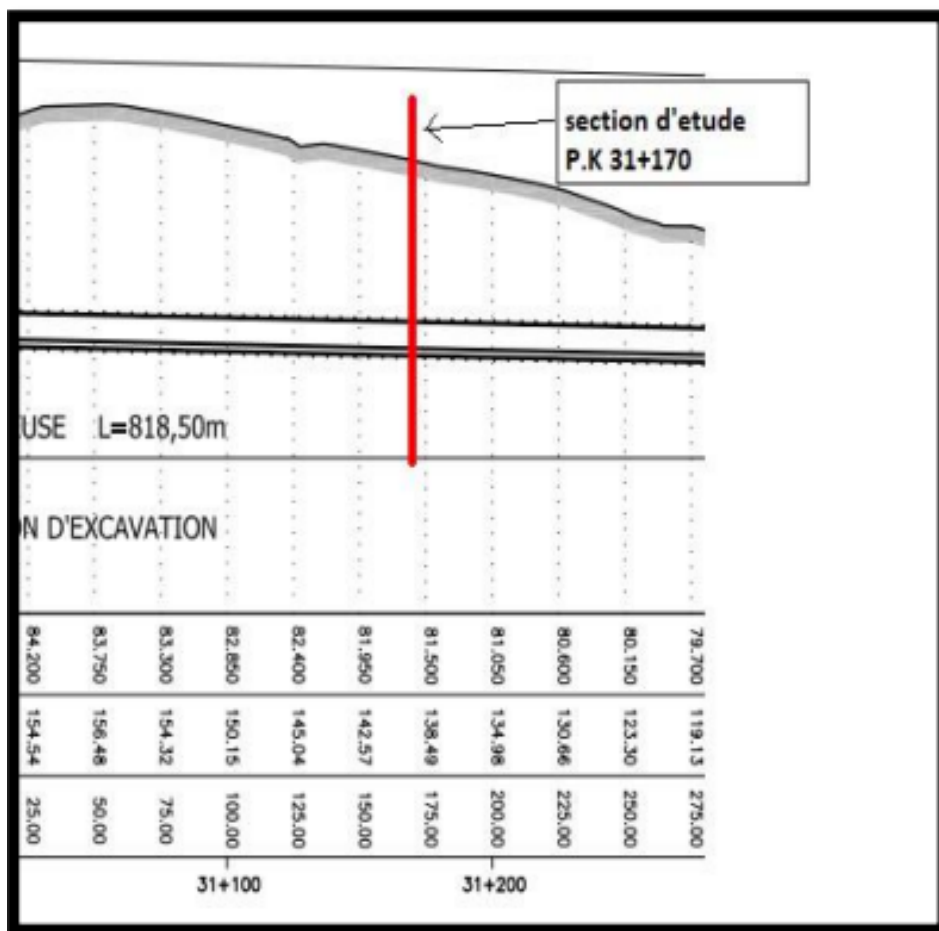


FIGURE I.12 – Section d'étude

I.4.3 Tracés du tunnel

Les tracés d'un tunnel déterminent les tracés optimaux en tenant compte des obstacles naturels et techniques

Tracé en plan

Le choix du tracé doit permettre une installation judicieuse des points d'entrée, de sortie et des zones d'attaque du tunnel, garantissant ainsi une intégration fluide et efficace dans l'environnement naturel avoisinant.

Le tunnel en question s'étend du PK 30+600 au PK 31+475.

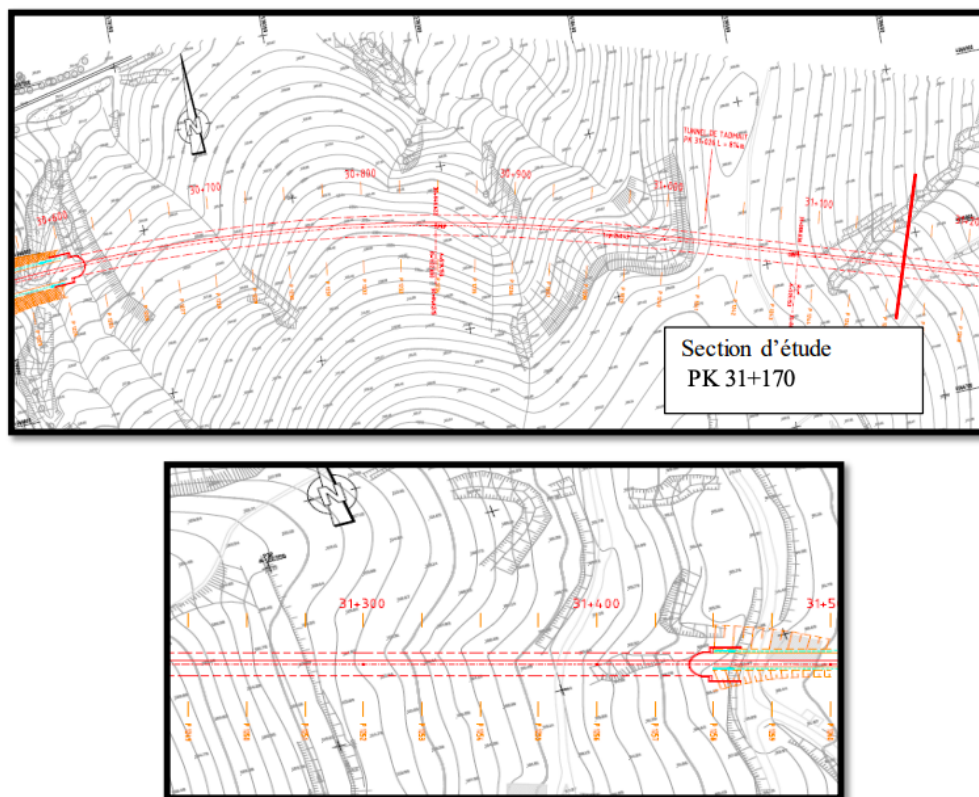


FIGURE I.13 – Tracé en plan

Profil en long

Cette coupe offre des informations détaillées sur les longueurs, les hauteurs, les pentes, les rampes, et les rayons de courbure. Le but principal du profil en long est d'assurer une continuité visuelle pour le conducteur.

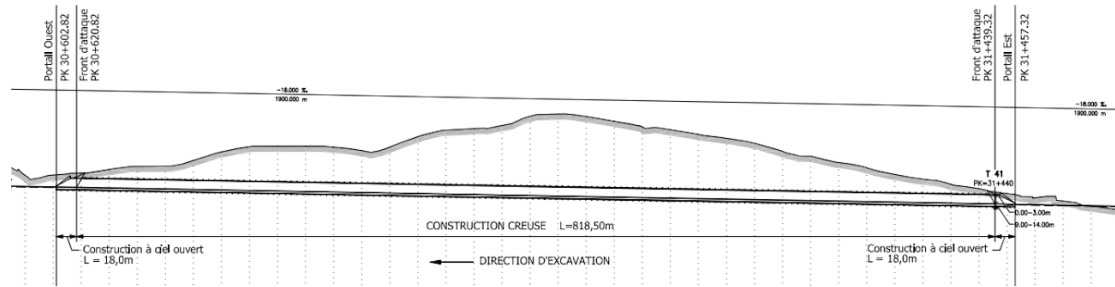


FIGURE I.14 – Profil en long

Profil en Travers

Il est essentiel de préserver l'espace intérieur du tunnel, connu sous le nom de gabarit fonctionnel, lors de la conception du projet. En plus de l'espace nécessaire pour la circulation et l'exploitation du tunnel.

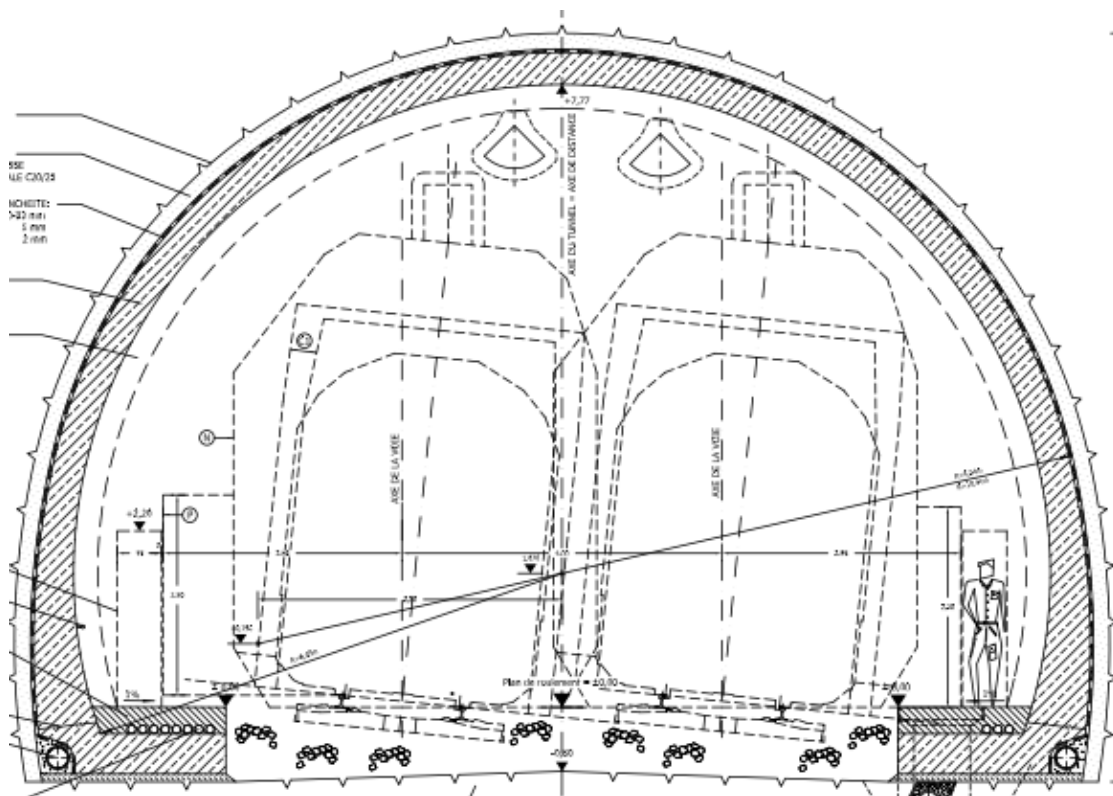


FIGURE I.15 – Enter Caption

I.5 Conclusion

Les tunnels jouent un rôle essentiel dans le développement des infrastructures. Leur évolution, des premiers tunnels creusés à la main aux constructions modernes utilisant des technologies avancées, reflète l'ingéniosité humaine. La classification des tunnels aide à comprendre leur diversité et les défis liés à leur conception, construction et maintenance, notamment les problèmes géotechniques. Les tunnels restent des éléments clés de l'infrastructure mondiale, apportant des solutions durables. Pour mener à bien un projet de construction de tunnel, il est essentiel de définir clairement ses objectifs et de choisir les méthodes appropriées. La première étape consiste en une reconnaissance approfondie du site, avec la collecte de données géotechniques, géologiques et hydrogéologiques, déterminant la structure du site et les méthodes de construction adaptées.

Chapitre II

Evaluation des charges et des tassements

II.1 Introduction

Les principales charges agissant sur les constructions souterraines sont la poussée des couches géologiques et la pression hydrostatique. Le calcul des sollicitations sur un ouvrage souterrain dépend de l'état de contrainte du massif, c'est-à-dire de l'état de contrainte existant avant le creusement du tunnel. Étant donné la complexité du problème, certaines hypothèses simplificatrices sont émises :

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

Ces simplifications permettent de rendre le problème plus gérable tout en fournissant des résultats suffisamment précis pour assurer la stabilité et la sécurité des structures souterraines[9].

II.2 Pressions souterraines

Poussée de détente

Lorsqu'une cavité est excavée, un phénomène appelé "poussée de détente" se produit. Cela entraîne une réduction de la pression autour de la cavité, provoquant un relâchement du sol environnant. Si la partie supérieure de la cavité n'est pas soutenue, un affaissement peut survenir, entraînant le détachement progressif d'un coin de roche de la masse principale.

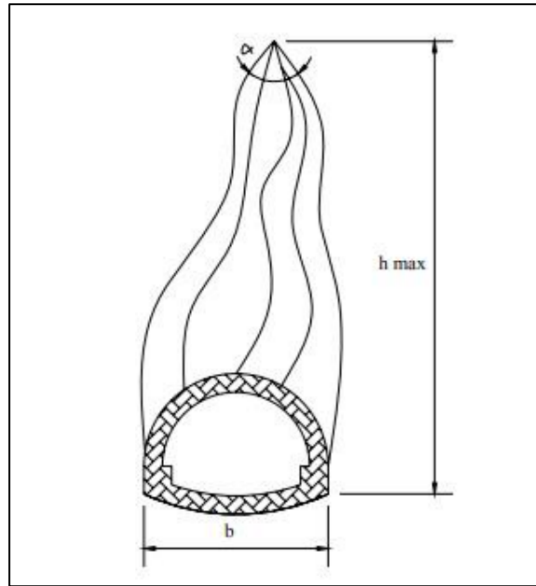


FIGURE II.1 – Processus de l’affaissement du coin de vôte

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

- b : ouverture de l’excavation
- φ : Angle de frottement interne.
- α : Angle au sommet du profil d’équilibre
- h : hauteur de couverture

Poussée de gonflement :

Dans certaines roches argileuses, sous des conditions spécifiques, une forme de poussée souterraine peut se produire. Cette poussée peut être d’origine physique, due à l’écoulement des eaux interstitielles vers la masse rocheuse, provoquant une augmentation de volume. Elle peut également être d’origine chimique, résultant de la fixation d’eau dans les minéraux, principalement des hydroxydes et des sulfates.

II.2.1 Méthodes de détermination des pressions souterraines

Pressions verticales

Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la prise en compte ou non de la zone de détente entourant l'évidement[9].

Théorie de TERZAGHI

Cette hypothèse a été formulée initialement pour des tunnels creusés dans des sols granulaires secs dépourvus de cohésion, mais elle s'applique également à des sols cohérents. D'après la théorie de TERZAGHI, la propagation de la masse de terrain d'une largeur B sera limitée par l'effet de voûte, créant un angle de frottement de $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ agissant le long des surfaces de glissement.

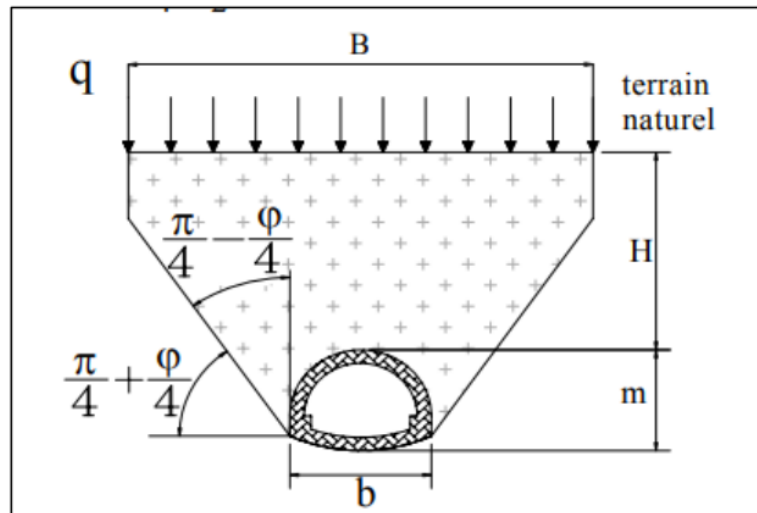


FIGURE II.2 – Les principales hypothèses de la théorie de Terzaghi

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

- q : La surcharge en surface ;
- h : La couverture de terre ;
- m : Hauteur de l'excavation ;
- b : Largeur de l'excavation.

Ainsi la contrainte verticale est donnée par :

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

- K : Coefficient de poussée active généralement égale à 1 ;
- C : Cohésion du terrain ;
- φ : Angle de frottement interne.

La 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 :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q$$

- γ_i : Poids volumique de la couche i .
- h_i : Épaisseur de la couche i .
- q : Surcharge à la surface.

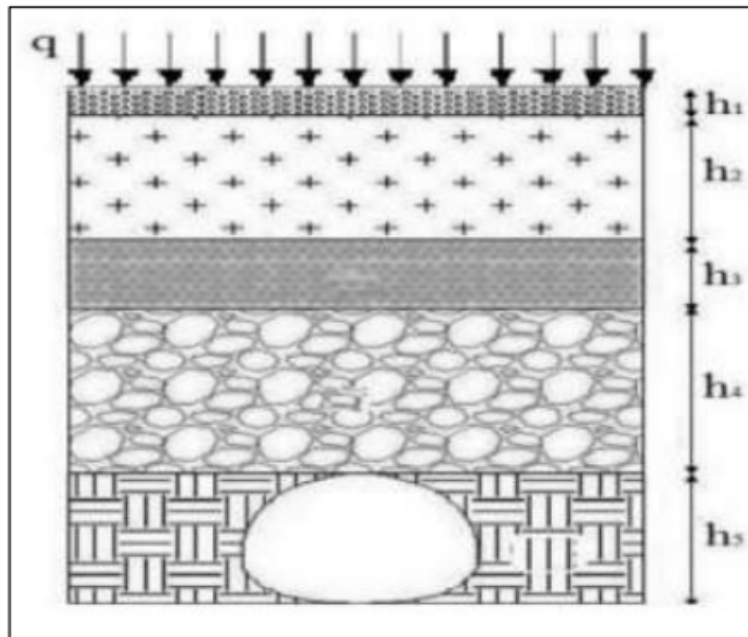


FIGURE II.3 – La théorie des poids des terres

Théorie de BIERBAÜMER

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse rocheuse délimitée par une parabole de hauteur $h = \alpha \times H$.

La contrainte verticale est :

$$\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$$

Avec :

- H : Couverture de terrain.
- h : Hauteur de la parabole de charge.
- α : Coefficient de réduction.

Le coefficient de réduction α , possède des valeurs extrêmes :

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

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

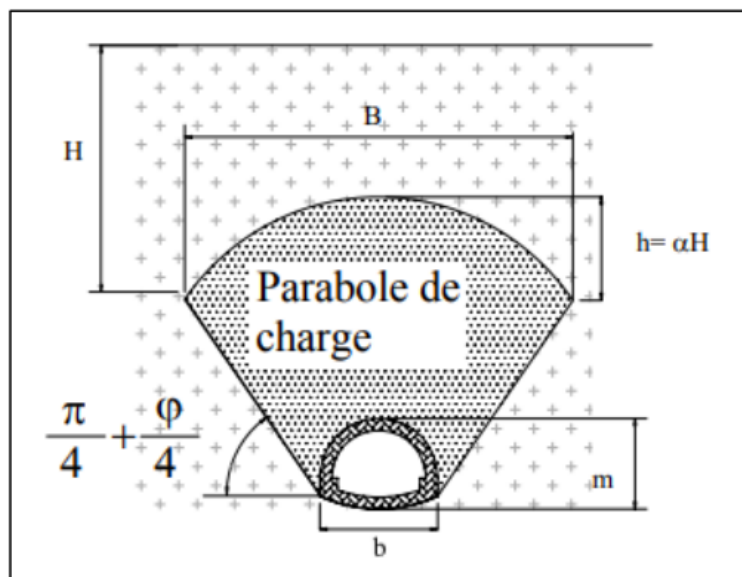


FIGURE II.4 – La théorie de Bierbaumer

Théorie de PROTODIAKONOV :

Selon PROTODIAKONOV la charge agissant sur la voûte de tunnel est aussi une parabole de hauteur qui vaut :

$$h_p = \frac{B}{2f}$$

La contrainte verticale est égale à :

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

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

f : coefficient de résistance fonction des caractéristiques de terrain.

$$f = \begin{cases} \tan \varphi & \text{Sol granuleux.} \\ \tan \varphi + \frac{c}{\sigma_c} & \text{Sol cohérent } (\sigma_c : \text{résistance à la compression}). \\ \frac{\sigma_k}{100} & \text{Sol rocheux } (\sigma_k : \text{résistance de dureté de roche}). \end{cases}$$

La méthode de PROTODIAKONOV est satisfaisante pour les tunnels situés à une profondeur H tel que :

$$\frac{B}{2f} < H < \frac{B}{f}$$

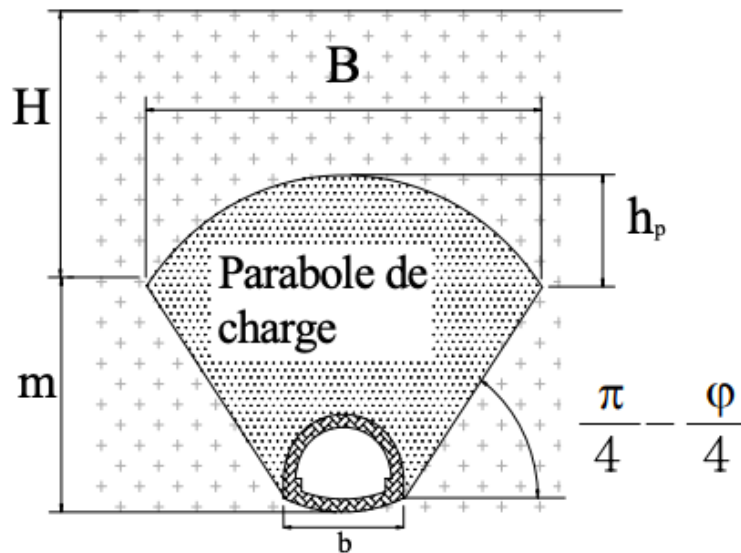


FIGURE II.5 – Théorie de PROTODIAKONOV

TABLE II.1 – Coefficient de résistance des roches selon PROTODIAKONOV

Catégorie	Degrés de résistance	Résistance à la rupture σ_k [kgf/cm ²]	Coefficient de résistance « f »	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 à 150	1	50
VIII	Terrains meubles	200 à 150	0.6	30

II.2.2 Pressions horizontales

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.[9]

Théorie de TERZAGHI

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

$$\sigma_h = \begin{cases} 0,3\gamma \cdot (0,5m + h_p) & \text{Cas général} \\ \gamma H \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) & \text{Terrains granuleux} \\ \sigma_v \cdot \frac{\nu}{1-\nu} & \text{Roches de bonne tenue} \end{cases}$$

Avec :

- ν : Coefficient de poisson
- h_p : la hauteur de noyau de détente

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

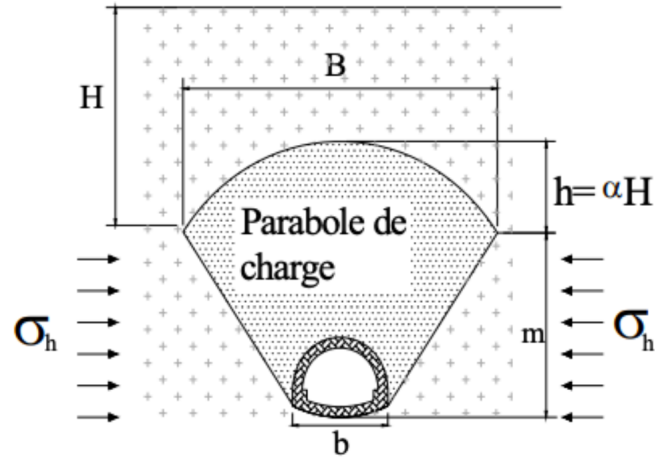


FIGURE II.6 – Théorie de TERZAGHI

L'expérience soviétique

La base de cette expérience est que la poussée latérale doit être prise en considération commettant une répartition trapézoïdale limitée par deux valeurs extrêmes situées au niveau de la calotte et du radier.

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

La poussée latérale au niveau du radier est :

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

Avec :

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

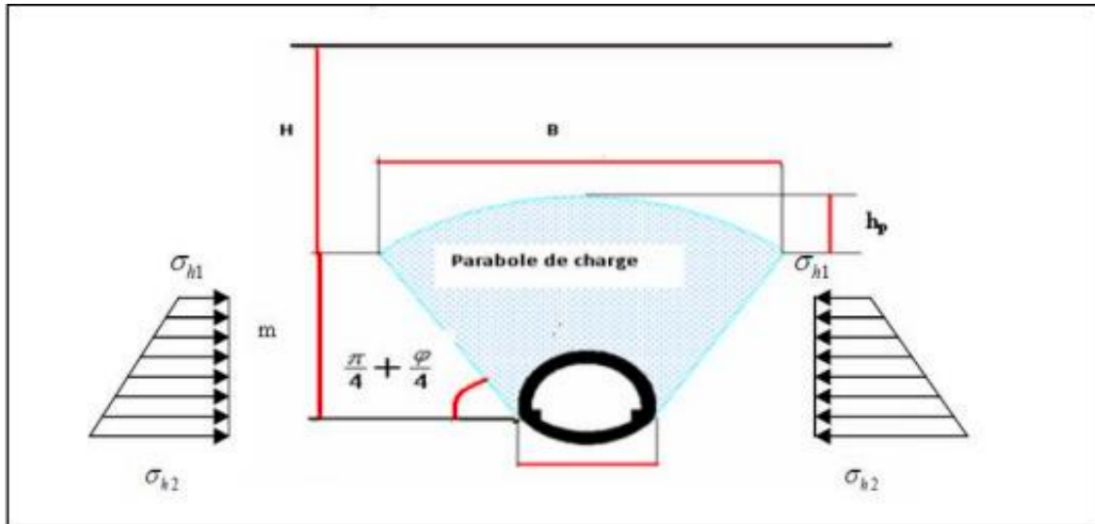


FIGURE II.7 – Méthode soviétique

Méthode de COULOMB-RANKINE

Ces deux chercheurs admettent que la poussée horizontale est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale.

elle est donnée par les formules suivantes :

Au niveau de la calotte :

$\sigma_{h1} = K_a \sigma_v \dots$ A court terme, (c'est le cas d'un soutènement provisoire).

$\sigma_{h1} = K_0 \sigma_v \dots$ A long terme, (c'est le cas d'un revêtement définitif).

Avec σ_v : Contrainte verticale de **TERZAGHI**.

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

$K_0 = (1 - \sin \varphi) X_1 X_2 X_3 \dots$ Coefficient de terre au repos.

Ou :

- X_1 : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain.
- X_2 : Coefficient d'influence de la genèse du terrain.
- X_3 : Coefficient rhéologique.

TABLE II.2 – Théorie de COULOMB-RANKINE

Nature du terrain	X_1	X_2	X_3
Remblai	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 :

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

Tel que :

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

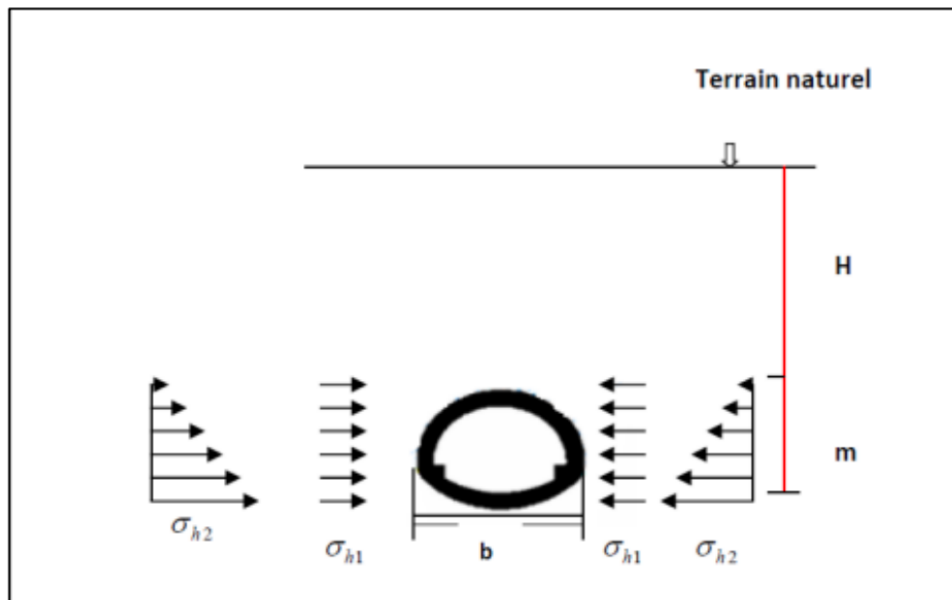


FIGURE II.8 – Méthode COULOMB-RANKINE

Théorie des poids des terres

Elle est obtenue par la formule suivante :

$$\sigma_h = k_a \sigma_v$$

Avec :

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

Théorie de PROTODIAKONOV :

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

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

II.2.3 Pressions agissantes au niveau du radier

Dans la pratique, ce sont surtout les terrains non durs, notamment les sols plastiques et les argiles humides, qui posent le problème de la pression sous le radier. Lorsque les contraintes géostatiques sont relâchées durant l'excavation, cela peut provoquer une décompression affectant un grand volume de terrain, entraînant ainsi un mouvement de bas en haut vers l'intérieur de la galerie[9].

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.

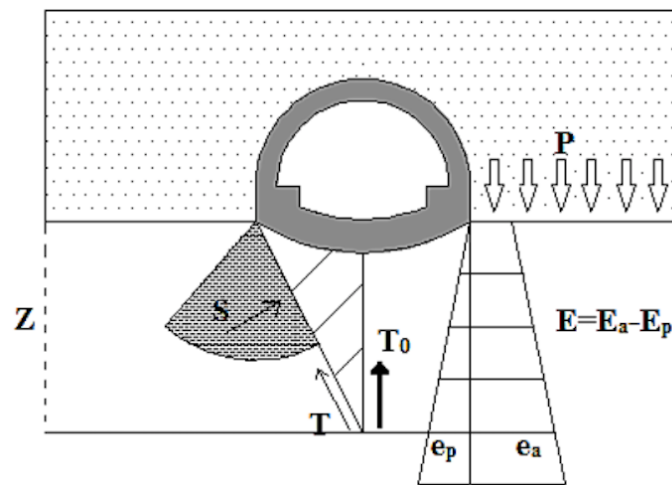


FIGURE II.9 – La poussée au niveau du radier selon TSIMBARIÉVITCH

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

$$E_a = (p + \gamma Z)K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$E_p = (\gamma Z)K_p - 2c\sqrt{K_p}$$

Avec :

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

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

$$Z = \frac{pK_a - 2c (\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}{\gamma(K_p - K_a)}$$

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

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

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.

$$T = E \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$S = E \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

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 :

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

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

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

Ainsi la contrainte engendrée sous le radier est :

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

II.2.4 Calcul des charges

* Evaluation des charges appliquées sur la calotte

On calcule la hauteur de détente :

$$h_{\max} = \frac{b}{2 \cdot \sin(\varphi)}$$

$$h_{\max} = \frac{13}{2 \cdot \sin(25)}$$

$$h_{\max} = 15,38 \text{ m}$$

• Charges verticales

Méthode de TERZAGHI

La largeur de la voûte de décharge est donnée par l'équation :

$$B = b + 2 \times m \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 13 + 2 \times 6,5 \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$B = 21,28 \text{ m}$$

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

1^{er} couche : Argile

$$C = 30 \text{ kPa}; \quad \varphi = 20^\circ; \quad \gamma = 19 \text{ KN/m}^3; \quad k = 1; \quad h = 3 \text{ m}$$

$$\sigma_{v1} = \frac{B\gamma - 2c}{2K \tan(\varphi)} \left[1 - e^{\frac{-2KH \tan(\varphi)}{B}} \right]$$

$$\sigma_{v1} = \frac{21,28 \times 19 - 2 \times 30}{2 \times 1 \times \tan(20^\circ)} \left[1 - e^{\frac{-2 \times 1 \times 3 \times \tan(20^\circ)}{21,28}} \right]$$

$$\sigma_{v1} = 46,13 \text{ kPa}$$

2^{eme} couche : marne

$$C = 75 \text{ kPa}; \quad \varphi = 25^\circ; \quad \gamma = 22 \text{ KN/m}^3; \quad k = 1; \quad h = 47,5 \text{ m}$$

$$\sigma_{v2} = \frac{21,28 \times 22 - 2 \times 75}{2 \times 1 \times \tan(25^\circ)} \left[1 - e^{\frac{-2 \times 1 \times 47,5 \times \tan(25^\circ)}{21,28}} \right] + 46,13 \times e^{\frac{2 \times 1 \times 47,5 \times \tan(25^\circ)}{21,28}}$$

$$\sigma_{v2} = 303,73 \text{ kPa}$$

Théorie des poids des terres :

$$\sigma_v = \Sigma \gamma_i h_i + q$$

$$\sigma_v = (3 \times 19 + 47,5 \times 22)$$

$$\sigma_v = 1102 \text{ kPa}$$

Théorie de BIERBAUMER :

$$\sigma_v = \gamma \times h = \gamma \times \alpha \times H$$

On a : $15 < H = 50,5 < 200$ alors

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

$$B = 21,28 \text{ m}$$

$$\alpha = 1 - \frac{50,5 \times \tan(25) \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25^\circ}{2}\right)}{21,28}$$

$$\alpha = 0,55$$

$$\sigma_v = 0,55 \times 22 \times 50,5$$

$$\sigma_v = 612,02 \text{ kPa}$$

• **Les charges horizontales**

Méthode de TERZAGHI

$$\sigma_h = 0,3\gamma \times (0,5m + h_p)$$

Avec

$$h_p = \frac{b}{2 \cdot \sin(\varphi)} = 15,38$$

$$\sigma_h = 0,3 \times 22(0,5 \times 6,5 + 15,38)$$

$$\sigma_h = 122,958 \text{ kPa}$$

Théorie de Coulomb-Rankine

Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = ka \times \sigma_v$$

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

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

$$\sigma_{h1} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) \times 303,73$$

$$\sigma_{h1} = 123,27 \text{ kPa}$$

Celle au niveau du radier est donnée par l'équation suivante :

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

La valeur de σ_{h2} est donnée par :

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

$$\sigma_{h2} = 6,5 \times 22 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) - 2 \times 75 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = -37,52 \text{ kPa}$$

On obtient donc :

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

$$\sigma_h = 123,27 - 37,52$$

$$\sigma_h = 85,724 \text{ kPa}$$

Théorie des poids des terres

Elle est obtenue par la formule suivante :

$$\sigma_h = k_a \cdot \sigma_v$$

$$\sigma_h = 0,637 \times 1102$$

$$\sigma_h = 702,02 \text{ kPa}$$

Théorie soviétique

— **Au niveau de la calotte :**

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

$$\sigma_{h1} = 22 \times 16,97 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) - 2 \times 75 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$\sigma_{h1} = 55,96 \text{ kPa}$$

Avec :

$$h_p = \frac{b}{\sin(2\varphi)}$$

$$h_p = \frac{13}{\sin(2 \times 25)}$$

$$h_p = 16,97 \text{ m}$$

— **Au niveau du radier :**

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

$$\sigma_{h2} = 22 \times (16,97 + 6,5) \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) - 2 \times 75 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 114 \text{ kPa}$$

* Evaluation des charges appliquées sur la section globale étudiée

● Pression verticale

Théorie de TERZAGHI

$$b = 13 \text{ m} \quad ; \quad m = 9,5 \text{ m} \quad ; \quad \varphi = 25^\circ$$

$$B = b + 2m \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 13 + 2 \times 9,5 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$B = 25,1 \text{ m}$$

1^{er} couche : Argile

$$C = 30 \text{ kPa}; \phi = 20^\circ; \gamma = 19 \text{ KN/m}^3; k = 1; h = 3 \text{ m}$$

$$\sigma_{v1} = \frac{B\gamma - 2c}{2K \tan(\phi)} \left[1 - e^{-\frac{2KH \tan(\phi)}{B}} \right]$$

$$\sigma_{v1} = \frac{25,1 \times 19 - 2 \times 30}{2 \times 1 \times \tan(20)} \left[1 - e^{-\frac{2 \times 1 \times 3 \tan(20)}{25,1}} \right]$$

$$\sigma_{v1} = 47,72 \text{ kPa}$$

2^{eme} couche : marne

$$C = 75 \text{ kPa}; \phi = 25^\circ; \gamma = 22 \text{ KN/m}^3; k = 1; h = 47,5 \text{ m}$$

$$\sigma_{v2} = \frac{25,1 \times 22 - 2 \times 75}{2 \times 1 \times \tan(25)} \left[1 - e^{-\frac{2 \times 1 \times 47,5 \tan(25)}{25,1}} \right] + 47,72 \times e^{-\frac{2 \times 1 \times 47,5 \tan(25)}{25,1}}$$

$$\sigma_{v2} = 365,597 \text{ kPa}$$

Théorie de BIERBAUMER :

$$\sigma_v = \gamma \times h = \gamma \times \alpha \times H$$

On a : $15 < H = 50,5 < 200$ alors

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

$$B = 25,1 \text{ m}$$

$$\alpha = 1 - \frac{50,5 \times \tan(25) \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25^\circ}{2}\right)}{25,1}$$

$$\alpha = 0,619$$

$$\sigma_v = 0,619 \times 22 \times 50,5$$

$$\sigma_v = 687,962 \text{ kPa}$$

Théorie des poids des terres :

$$\sigma_v = \Sigma \gamma_i h_i + q$$

$$\sigma_v = (3 \times 19 + 47,5 \times 22)$$

$$\sigma_v = 1102 \text{ kPa}$$

● **Pression horizontale**

$$\mathbf{b} = 13\text{m} \quad ; \quad \mathbf{m} = 9,5\text{m} \quad ; \quad \varphi = 25^\circ \quad ; \quad \mathbf{B} = 25,1\text{m}$$

Théorie de TERZAGHI

$$\sigma_h = 0,3\gamma \cdot (0,5\text{m} + h_p)$$

Avec

$$h_p = \frac{b}{2 \times \sin(\varphi)} = 15,38 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0,3 \times 22 \times (0,5 \times 9,5 + 15,38)$$

$$\sigma_h = 132,858 \text{ kPa}$$

Théorie de COULOMB-RANKINE Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = K_0 \times \sigma_v$$

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \times X_1 \cdot X_2 \cdot X_3$$

$$X_1 = 0,7 \quad ; \quad X_2 = 1 \quad ; \quad X_3 = 0,7$$

$$K_0 = (1 - \sin(25^\circ)) \times 0,7 \times 1 \times 0,7$$

$$K_0 = 0,28$$

$$\sigma_{h1} = 0,28 \times 365,597$$

$$\sigma_{h1} = 103,433 \text{ kPa}$$

Sur le radier :

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

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

$$\sigma_{h2} = 9,5 \times 22 \times \tan^2 \left(\frac{25^\circ}{4} \right) - 2 \times 75 \times \tan \left(\frac{25^\circ}{4} \right)$$

$$\sigma_{h2} = -10,73 \text{ kPa}$$

$$\sigma_h = 103,433 - 10,73$$

$$\sigma_h = 92,7 \text{ kPa}$$

L'expérience Soviétique Au niveau de la calotte

$$\sigma_{h1} = \gamma h_2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 C \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h1} = 22 \times 16,97 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25^\circ}{2} \right) - 2 \times 75 \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25^\circ}{2} \right)$$

$$\sigma_{h1} = 55,96 \text{ kPa}$$

Au niveau du radier

$$\sigma_{h2} = \gamma (h_2 + m) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 C \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 22 \times (16,97 + 9,5) \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25^\circ}{2} \right) - 2 \times 75 \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25^\circ}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 140,787 \text{ kPa}$$

* Évaluation des pressions agissantes au niveau du radier

Méthode de TSIMBARIÉVITCH

$$z = \frac{p \lambda_a - 2C (\sqrt{\lambda_p} + \sqrt{\lambda_a})}{\gamma (\lambda_a - \lambda_p)}$$

Avec :

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

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$K_a = 0,405$$

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

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

$$K_p = 2,463$$

$$p = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{\gamma_i} + q$$

$$p = 3 \times 19 + 47,5 \times 22 + 9,5 \times 22$$

$$p = 1311 \text{ kN/m}^2$$

$$z = \frac{1311 \times 0,405 - 2 \times 75(\sqrt{2,463} + \sqrt{0,405})}{22 \times (2,463 - 0,405)}$$

$$z = 4,41 \text{ m}$$

On calcule la résultante des efforts E d'après :

$$E = \frac{\gamma Z}{2} (Z + 2H) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{1}{2} \gamma Z^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$E = \frac{22 \times 4,41}{2} (4,41 + 2 \times 5,0) \times 0,405 - \frac{1}{2} \times 22 \times 4,41^2 \times 2,463$$

$$E = 1544,03 \text{ kN/m}$$

La résultante T_0 est donnée par l'équation :

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

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

$$T_0 = \frac{2 \times 1544,03}{\cos(25)} \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$T_0 = 983,65 \text{ kN/m}^2$$

La résultante T_0 exerce son action verticalement suivant l'axe central. Elle est répartie sur la longueur Y calculée par la formule.

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

$$Y = \frac{4,41}{\tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)}$$

$$Y = 6,92 \text{ m}$$

La contrainte sous le radier est calculée comme suit :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y}$$

$$\sigma = \frac{983,65}{6,92}$$

$$\sigma = 142,14 \text{ kN/m}^2$$

II.2.5 Récapitulatif et Choix de la méthode de calcul

TABLE II.3 – Récapitulatif des charges appliquées sur le tunnel

charges verticales [kPa]		
méthode	demi-section	section globale
TERZAGHI	303,73	365,597
POIDS DES TERRES	1102	1102
BIERBAUMER	612,02	687,962
Charges horizontales [kPa]		
	demi-section	section globale
TERZAGHI	122,958	132,858
coulomb Rankine		
calotte	123,27	103,433
radier	85,724	92, 7
théorie soviétique		
calotte	55,96	55,96
radier	114	140,787
POIDS DES TERRES	702,02	702,02
Charges appliquées sur le radier [kPa]		
TSIMBARIEVITECH	/	142,14

Charges verticales

En se basant sur les diverses hypothèses de calcul et les résultats obtenus, il apparaît que la méthode de BIERBAUMER est employée pour les tunnels situés sous des massifs rocheux à grande profondeur. En revanche, la méthode des poids des terres est applicable aux tunnels peu profonds ; cette approche suppose que l'ouvrage doit supporter toutes les charges et surcharges au-dessus du tunnel, sans toutefois considérer l'effet de voûte. Quant à la méthode de TERZAGHI, elle intègre plusieurs paramètres géotechniques et géologiques du terrain encaissant, tels que la cohésion, l'angle de frottement, l'effet de voûte, ainsi que la profondeur de l'ouvrage.

$\sigma_v = 303,73$ kPa, pour la demi-section supérieure (soutènement provisoire).

$\sigma_v = 492,43$ kPa, pour la section globale (revêtement définitif).

charges horizontales

Dans le cadre du chargement horizontal, les résultats obtenus par les différentes méthodes présentent des variations dues aux paramètres spécifiques utilisés par

chacune. Par exemple, la méthode de COULOMB-RANKINE, qui prend en compte la pression verticale définie par TERZAGHI, est couramment appliquée pour le dimensionnement du revêtement . En revanche, la méthode horizontale de TERZAGHI ne considère pas le terme de cohésion, ce qui entraîne un surdimensionnement de la structure. Ce surdimensionnement, bien qu'il augmente significativement la sécurité, se traduit également par une hausse des coûts.

Au niveau de la calotte, on a :

$\sigma_h = 123,27$ kPa, pour la demi-section supérieure (soutènement provisoire).

$\sigma_h = 103,433$ kPa, pour la section globale (revêtement définitif).

Au niveau du radier, on a :

$\sigma_h = 85,724$ kPa, pour la demi-section supérieure (soutènement provisoire).

$\sigma_h = 92,7$ kPa, pour la section globale (revêtement définitif).

II.3 Tassement

Le creusement d'un tunnel entraîne une perturbation du champ de contraintes initial du sol. Cette perturbation provoque généralement des tassements en surface et des déplacements instantanés du front vers l'excavation. Dans les terrains de mauvaise qualité géotechnique et dans les zones urbaines densément construites, ces déformations peuvent être suffisamment importantes pour causer des dommages graves aux bâtiments et aux infrastructures souterraines.

II.3.1 Calcul des tassements

Le calcul analytique des tassements et des déplacements causés par le creusement du tunnel se fait selon la théorie de HERZOG[5].

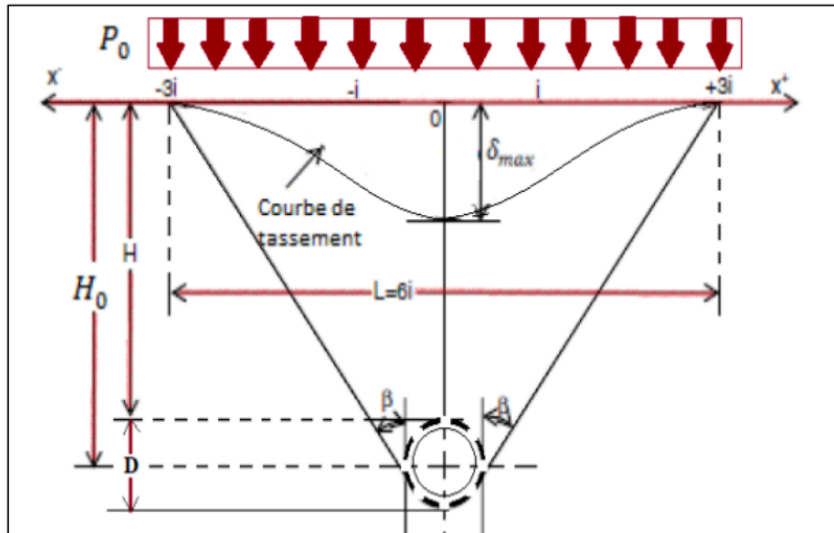


FIGURE II.10 – Cuvette transversale de tassement

La hauteur du tassement est donnée par :

$$\delta = \frac{3\pi}{4} (p_0 + \gamma H) \frac{D^2}{BE_s}$$

$$B = \frac{D}{\cos(\theta)} + 2H \times \tan(\theta)$$

$$\theta = \frac{\pi}{2} - \varphi$$

où :

p_0 : Surcharge de surface ;

H : Distance d'axe du tunnel à la surface ;

γ : le poids spécifique,

φ : l'angle de frottement interne du sol,

E_s : le module de déformation du sol,

D : le diamètre du tunnel,

B : la largeur de tassement,

δ : hauteur du tassement.

On a :

$$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3; \quad \varphi = 25^\circ; \quad E_s = 150000 \text{ kN/m}^2; \quad D = 9,5 \text{ m}; \quad p_0 = 0 \text{ kN/m}^2;$$

$$H = 50,5 \text{ m}; \quad D = 9,5 \text{ m}$$

D'où :

$$H_0 = H + \frac{D}{2}$$

$$H_0 = 50,5 + \frac{9,5}{2}$$

$$H_0 = 55,25 \text{ m}$$

$$\theta = \frac{\pi}{2} - \varphi$$

$$\theta = \frac{\pi}{2} - 25^\circ$$

$$\theta = 65^\circ$$

$$B = \frac{D}{\cos(\theta)} + 2H \times \tan(\theta)$$

$$B = \frac{9,5}{\cos(65^\circ)} + 2 \times 50,5 \times \tan(65^\circ)$$

$$B = 239,074 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{3\pi}{4} \times \frac{(0 + 22 \times 50,5) \times 9,5^2}{239,074 \times 150000}$$

$$\delta = 0,66 \text{ cm.}$$

II.4 Stabilité du front de taille

La progression du front de taille se traduit par une baisse progressive de confinement horizontale du terrain en avant du front . Le calcul de la stabilité tient compte des glissements potentiels en considérant toutes les directions, c'est-à-dire en trois dimensions. On évalue les coins de glissement possibles en se basant sur des paramètres de cohésion et de friction du terrain. La zone concernée est représentée sous la forme d'un rectangle, qui correspond à la surface de la calotte et du stross du tunnel, ainsi qu'à la hauteur maximale pouvant être affectée par un éventuel glissement[6].

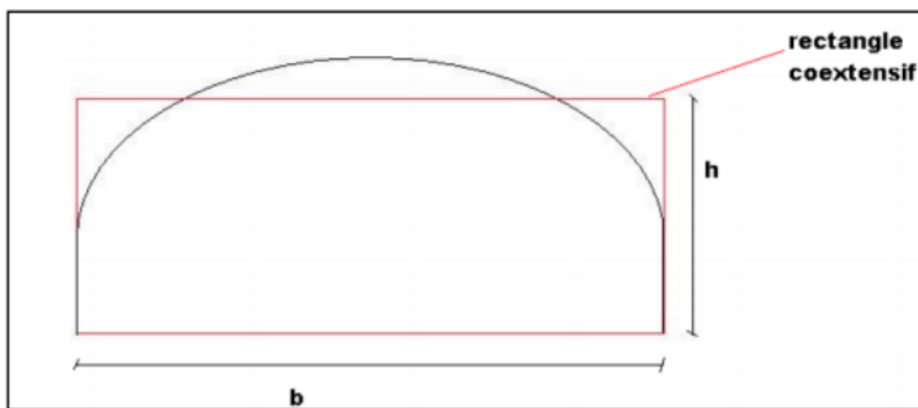


FIGURE II.11 – Rectangle coextensif

$$S = b \times h$$

$$S = 13 \times 6,5$$

$$S = 84,5 \text{ m}^2$$

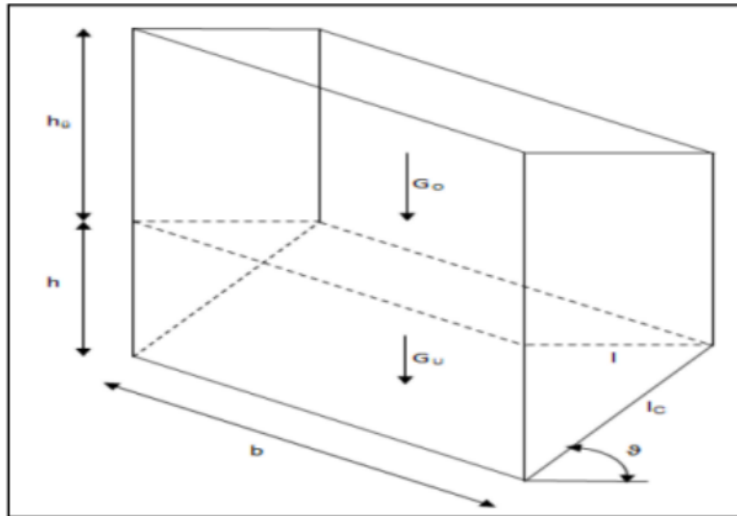


FIGURE II.12 – Schéma des blocs supérieur et inférieur

Calcul du bloc inférieur

$$b = 13 \text{ m}; \quad h = 6,5 \text{ m}; \quad C = 75 \text{ kPa}; \quad \varphi = 25^\circ; \quad \gamma = 22 \text{ kN/m}^3.$$

$$I = \frac{h}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

$$I = \frac{6,5}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{25}{2}\right)}$$

$$I = 4,14 \text{ m}$$

$$I_C^2 = h^2 + I^2$$

$$I_C = \sqrt{h^2 + I^2}$$

$$I_C = \sqrt{6,5^2 + 4,14^2}$$

$$I_C = 7,7 \text{ m}$$

- Poids du bloc inférieur :

$$G_u = 0,5 \times l \times b \times h \times \gamma$$

$$G_u = 0,5 \times 4,14 \times 13 \times 6,5 \times 22$$

$$G_u = 3848,13 \text{ KN}$$

-Cohésion dans la zone de glissement :

$$C_{GF} = C \times I_c \times b$$

$$C_{GF} = 75 \times 7,7 \times 13$$

$$C_{GF} = 7507,5 \text{ KN}$$

- Cohésion dans la zone latérale :

$$C_{SF} = 0,5 \times 2 \times I_c \times h \times C$$

$$C_{SF} = 0,5 \times 2 \times 4,14 \times 6,5 \times 75$$

$$C_{SF} = 2018,25 \text{ KN}$$

- Vérification d'équilibre du bloc bas :

$$G_u < C_{GF} + C_{SF}$$

$$3848,13 \text{ KN} < 9525,75 \text{ KN}$$

L'équilibre est vérifié

Calcul du blocs supérieur

$$b = 13 \text{ m}; \quad h_u = 6,5 \text{ m}; \quad C = 75 \text{ kPa}; \quad \varphi = 25^\circ; \quad \gamma = 22 \text{ kN/m}^3.$$

$$G_0 = h_u \times l \times b \times \gamma$$

$$G_0 = 6,5 \times 4,14 \times 13 \times 22$$

$$G_0 = 7696,26 \text{ KN}$$

- Poids dû à la cohésion dans la zone avant et arrière :

$$C_{STF} = h_u \times 2 \times b \times C$$

$$C_{STF} = 6,5 \times 2 \times 13 \times 75$$

$$C_{STF} = 12675 \text{ KN}$$

- Poids dû à la cohésion dans la zone latérale :

$$C_{SLF} = h_u \times 2 \times l \times C$$

$$C_{SLF} = 6,5 \times 2 \times 4,14 \times 75$$

$$C_{SLF} = 4036,5 \text{ KN}$$

- **Friction :**

$$Tr = 2 \times (l + b) \times 0,5 \times h_u^2 \times \gamma \times (1 - \sin \varphi) \times \tan \varphi$$

$$Tr = 2 \times (4,14 + 13) \times 0,5 \times 6,5^2 \times 22 \times (1 - \sin(25^\circ)) \times \tan(25^\circ)$$

$$Tr = 4289,39 \text{ KN}$$

- **Vérification d'équilibre du blocs supérieur :**

$$G_0 < C_{STF} + C_{SLF} + Tr$$

$$7696,26 < 12675 + 4036,5 + 4289,39$$

$$7696,26 \text{ KN} < 21000,89 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

Le blocs supérieur ne glisse pas alors la stabilité du front de taille est assurée.

II.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons exploré les différentes méthodes de calcul des charges horizontales et verticales applicables à notre projet. Le choix de la méthode appropriée dépend de divers paramètres, tels que les caractéristiques hydrogéologiques et géotechniques du site étudié, ainsi que la configuration géométrique du tunnel envisagé

Le résultat de la méthode de HERZOG dans montrent que le tassement en surface est négligeable. De plus, notre zone d'étude n'étant ni une zone urbaine ni une zone industrielle susceptible de subir des dommages en raison du tassement, aucune précaution particulière n'est nécessaire.

Ces résultats nous ont permis de prendre des décisions éclairées concernant la conception du soutènement provisoire et du revêtement définitif, dont les calculs seront abordés dans les chapitres suivants

Chapitre III

Dimensionnement

III.1 Introduction

Le dimensionnement d'un tunnel est un processus complexe visant à garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage en tenant compte des conditions géologiques et des contraintes mécaniques rencontrées durant la construction. Ce chapitre présente les principales approches utilisées pour assurer un dimensionnement efficace et sécurisé.

III.2 Méthode de convergence-confinement

La méthode de convergence-confinement sert à analyser l'interaction entre le tunnel en creusement et le terrain environnant, ainsi que le soutien ajouté pour stabiliser le tunnel. Contrairement aux anciennes méthodes qui se contentaient de considérer le terrain comme une simple charge statique ou ignoraient les étapes du creusement, cette méthode modélise l'ensemble du processus, incluant le mouvement du terrain (convergence) et l'activation du soutien (confinement). Un aspect essentiel de cette méthode est de déterminer comment et quand le terrain se déplace avant que le soutien ne devienne actif, ce qui est réalisé par l'analyse du profil longitudinal de déplacement (LDP), qui représente le déplacement radial du terrain autour du tunnel en fonction de la distance au front de creusement.

III.2.1 Principe général de la méthode

La méthode de convergence-confinement simplifie un problème complexe en le transformant en une analyse en deux dimensions. Elle étudie comment le terrain et le soutien interagissent lorsque vous creusez un tunnel[9].

- σ_0 : C'est la pression naturelle du terrain avant de creuser.
- λ : Ce paramètre représente l'avancement du creusement, allant de 0 (avant le creusement) à 1. On l'appelle le taux de déconfinement.
- P_f : C'est la pression appliquée aux parois du tunnel pendant le creusement, calculée avec la formule $P_f = (1 - \lambda)\sigma_0$.

Quand λ augmente, cela signifie que le creusement progresse. Au fur et à mesure que λ augmente, le terrain perd son soutien naturel (il se déconfinement), ce qui provoque un déplacement des parois du tunnel.

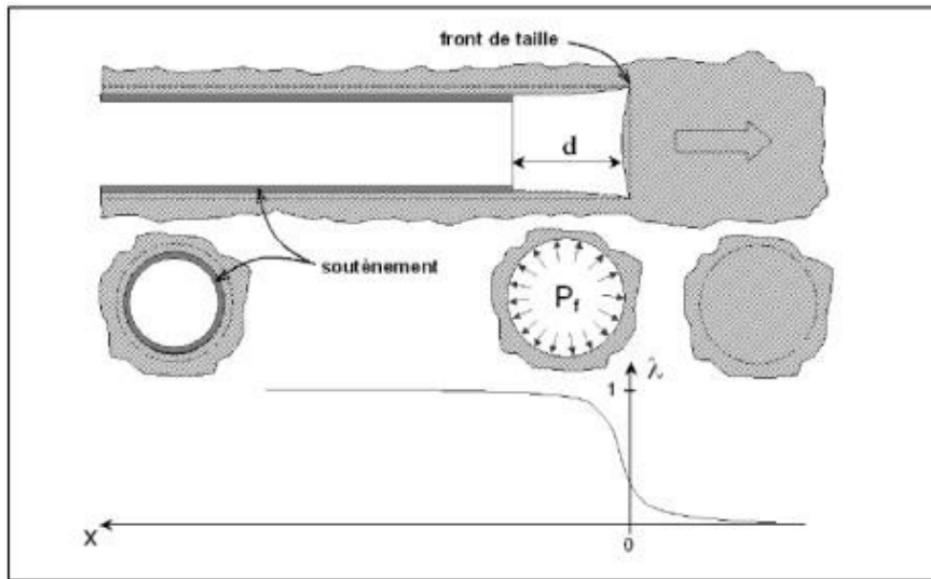


FIGURE III.1 – Notion de dé-confinement en déformations planes

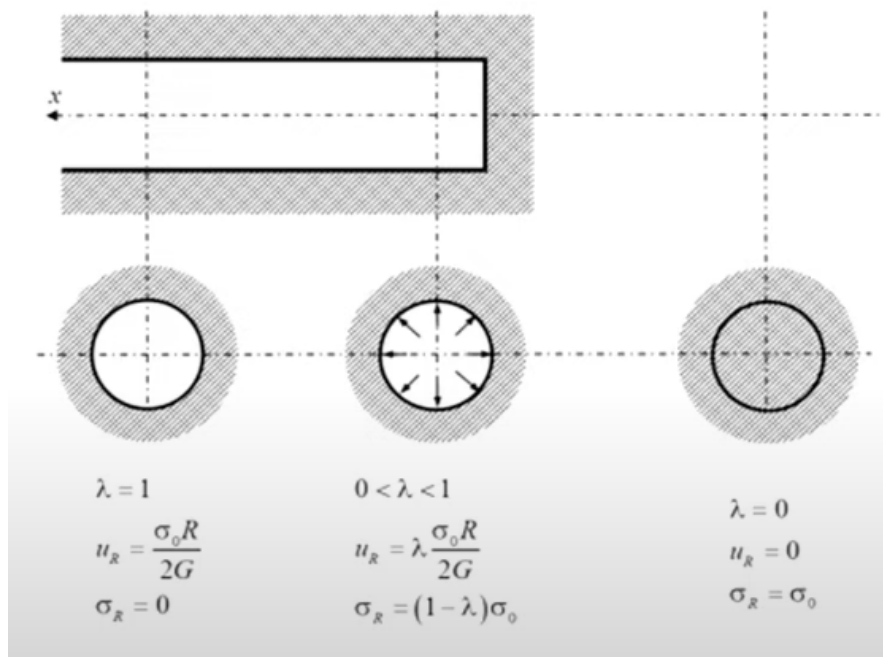


FIGURE III.2 – Principe de la méthode convergence-confinement

Situation initiale : On commence par imaginer une section du terrain où l'on veut creuser. Ce terrain est sous une pression naturelle, appelée σ_0 , qui est égale partout (on dit que c'est un état isotrope). Avant de creuser, les parois du tunnel ne bougent pas du tout (le déplacement radial u est nul).

Modélisation de l'excavation : Pour simuler le creusement, on suppose d'abord que la cavité (l'endroit où l'on va creuser) est remplie d'un liquide sous une pression P_i . Cette pression correspond à la pression naturelle σ_0

Diminution de la pression : En réduisant la pression P_i autour du tunnel, le terrain commence à se déplacer vers l'intérieur. Ce mouvement est une réponse à la "décompression" du terrain, c'est-à-dire qu'il n'est plus soutenu comme avant. avec : $0 \leq P_i \leq P_0$

Comportement du terrain

:
 - **Première phase** : Au début, le terrain réagit de manière élastique, ce qui signifie que le déplacement est proportionnel à la réduction de la pression. La relation entre la pression et le déplacement est donc linéaire.

- **Deuxième phase** : Ensuite, lorsque le terrain atteint sa limite de résistance, une zone autour du tunnel commence à se décompresser davantage. Cela crée une région où le terrain est moins stable, qui s'étend vers l'intérieur du massif au fur et à mesure que la pression P_i continue de diminuer.

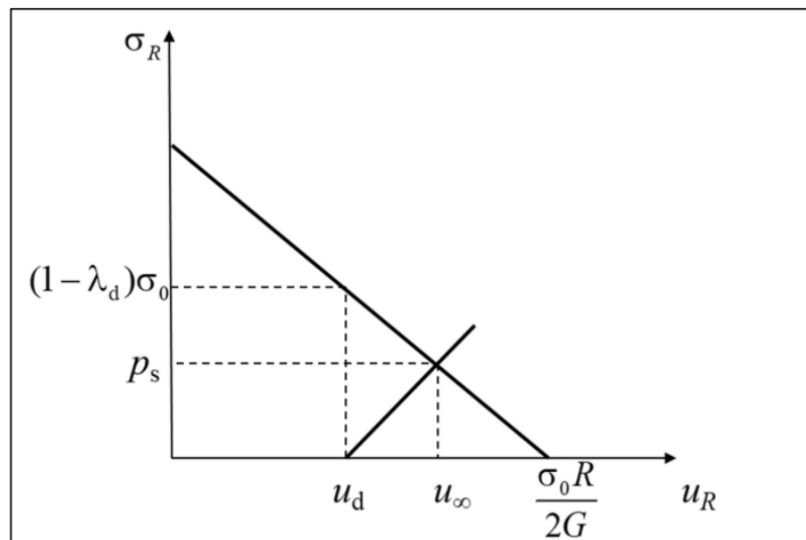


FIGURE III.3 – Courbe de convergence

Comportement du soutènement

Pour évaluer comment ce soutènement réagit à la pression, on trace une courbe appelée **courbe caractéristique du soutènement**. Si l'on suppose que le soutènement se comporte de manière élastique, cette courbe sera une ligne droite. De plus, l'origine de cette courbe est décalée par rapport à une valeur spécifique (U_{s0}) pour prendre en compte les mouvements qui ont déjà eu lieu dans le tunnel avant la mise en place du soutènement.

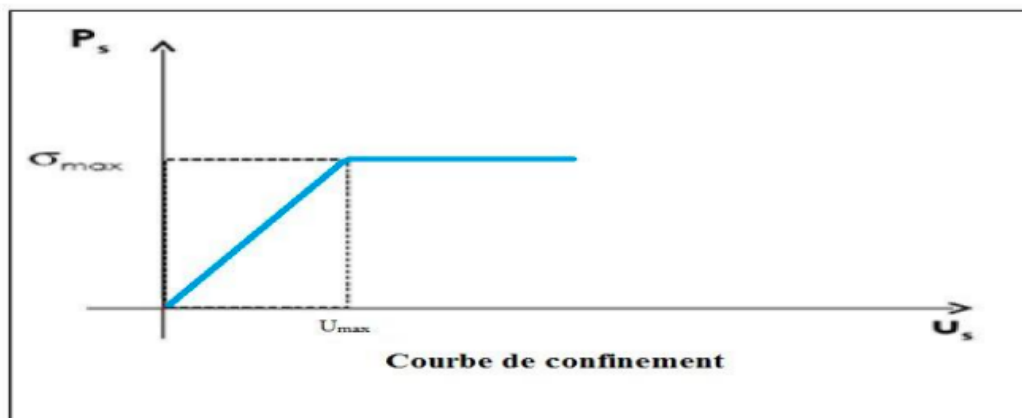


FIGURE III.4 – Courbe de confinement

L'équilibre final, qui permet de déterminer la pression de soutènement, est atteint en combinant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique. Le point où ces deux courbes se croisent indique le point d'équilibre.

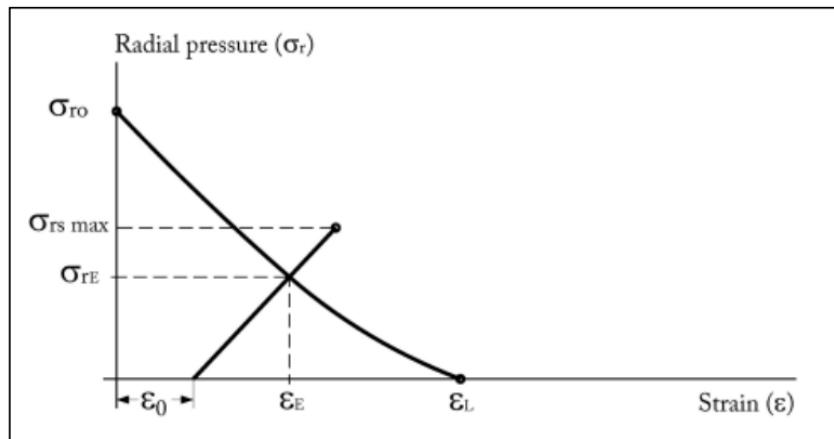


FIGURE III.5 – Courbe convergence-confinement

III.2.2 Domaines d'utilisation

La méthode de convergence-confinement est utile pour dimensionner le soutènement des tunnels circulaires dans des conditions isotropes et homogènes, et permet également d'estimer les déformations dans d'autres situations. Elle aide à déterminer les caractéristiques du soutènement dès la phase de conception préliminaire et à comparer différents types de soutènement. De plus, cette méthode permet d'ajuster le projet initial en fonction des conditions réelles rencontrées lors du creusement, tout en servant de référence pour le contrôle et l'interprétation des mesures effectuées sur le terrain.

III.2.3 Procédure de calcul

Étape 1 :

TABLE III.1 – Courbe caractéristique du terrain

σ_0	la contrainte initiale du massif
E	le module de déformation
ν	le coefficient de Poisson
C	la cohésion
φ	l'angle de frottement interne
γ	la masse volumique
R	le rayon de l'excavation
R_C	la résistance à la compression simple
K_P	le coefficient de butée

$$R_C = 2C \times \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

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

Étapes de calcul :

Si

- $\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$ le creusement n'entraîne que des déformations élastiques, la courbe caractéristique du terrain est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$(P = \sigma_0; U = 0) \quad \text{et} \quad (P = 0; U = U_E = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_0 R)$$

- $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$ on dépasse l'état élastique. Une zone en état limite de rupture de rayon plastique r_p , caractérisée par une pression P_a , par un taux de confinement λ_a , et par le déplacement de la paroi U_a , se développe autour de la cavité.

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin \varphi) - c \cdot \cos \varphi = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2}\right) \frac{2}{K_P + 1}$$

$$P_a = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2}\right) (1 - \sin \varphi)$$

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \sin \varphi + \frac{c}{\sigma_0} \cos \varphi = \frac{1}{K_P + 1} \left(K_P - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0}\right)$$

$$U_a = \lambda_a \cdot U_E$$

- Pour $P_a < P < \sigma_0$, la courbe caractéristique est une droite.
- Pour $P < P_a$, calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie.

Par exemple :

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

Avec :

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

Telle que :

$$\lambda_a < \lambda \leq 1$$

S'il y a lieu on peut distinguer piédroits et voûte en tenant compte du poids de la zone décomprimée :

- En voûte $P' = P + \gamma(r_P - R)$
- En piédroits $P' = P$

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

Étape 2 :

Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place de soutènement.

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement à $P = 0$:

$$U_{S0} > 0,265U_e$$

Étape 3 :

Courbe caractéristique de soutènement

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

Dans le cas d'une section cylindrique mince d'épaisseur e et de module de déformation E_b , les grandeurs suscitées sont données par les relations suivantes :

$$K_S = \frac{e}{R} E_s$$

$$P_{S_{\max}} = \frac{e}{R} \sigma_{S_{\max}}$$

Étape 4 :

Équilibre final

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et de la courbe caractéristique du soutènement donne la pression de soutènement à l'équilibre à court terme puis à long terme.

Si cette pression n'est pas admissible un autre soutènement sera envisagé. Ainsi, en faisant varier les caractéristiques (dimensions et écartement des boulons, épaisseur du béton projeté, dimensions et écartement des cintres) on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales acceptables et des coûts directs et indirects correspondants à chaque mode d'exécution.

III.2.4 Application de la méthode

Selon la méthode de TERZAGHI :

$$\sigma_v = 303,73 \text{ kPa}$$

On a : $E = 150000 \text{ kN/m}^2$, $\nu = 0.4$, $C = 75 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 25^\circ$,
 $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$, $R = 6,35 \text{ m}$.

On calcule la résistance à la compression et le coefficient de butée à l'aide des équations suivante :

$$R_C = 2C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$R_C = 2 \times 75 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{25}{2} \right)$$

$$R_C = 235,45 \text{ KN/m}^2$$

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

$$K_P = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{25}{2} \right)$$

$$K_P = 2,46$$

$$\sigma_0 = 303,73 \text{ kPa} > \frac{R_C}{2} = \frac{235,45}{2} = 117,72 \text{ kPa}$$

Alors on est au deuxième cas où une zone en état limite de rupture se développe autour de la cavité.

Cette zone est caractérisée par :

— La pression P_a

$$P_a = \left(\sigma_0 - \frac{R_C}{2} \right) (1 - \sin \varphi)$$

$$P_a = (303,73 - 117,72) (1 - \sin(25^\circ))$$

$$P_a = 107,398 \text{ KN/m}^2$$

— Le taux de déconfinement λ_a

$$\lambda_a = \frac{1}{K_P + 1} \left(K_P - 1 + \frac{R_C}{\sigma_0} \right)$$

$$\lambda_a = \frac{1}{2,46 + 1} \left(2,46 - 1 + \frac{235,45}{303,73} \right)$$

$$\lambda_a = 0,64$$

— Le déplacement de la paroi U_a

$$U_a = \lambda_a \times U_e$$

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

$$U_e = \frac{1 + 0,4}{150000} \times 303,73 \times 6,35$$

$$U_e = 0,018 \text{ m}$$

$$U_a = 0,64 \times 0,018$$

$$U_a = 0,01152 \text{ m}$$

courbe caractéristique du terrain.

Pour $P_a < P < \sigma_0$, la courbe est droite qui passe par les points :

$$(P = \sigma_0 = 303,73 \text{ KN/m}^2; U = 0)$$

$$(P = P_a = 107,398 \text{ KN/m}^2; U = U_a = 0,01152 \text{ m})$$

Pour $P < P_a$, le milieu est élasto-plastique parfait, on applique donc les relations pour les différentes valeurs du taux de déconfinement λ_a telle que :

$$\lambda_a < \lambda \leq 1$$

Si la déformation se fait avec un volume constant alors $\alpha = 1$.

Si la déformation se fait avec une augmentation du volume, alors le milieu est dilaté et $\alpha > 1$.

Pour notre cas, la déformation se fait avec un volume constant alors on prend $\alpha = 1$.

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

$$r_p(\lambda) = R \times \left(\frac{2}{K_P + 1} \times \frac{(K_P - 1)\sigma_0 + R_C}{(1 - \lambda)(K_P - 1)\sigma_0 + R_C} \right)^{\frac{1}{(K_P - 1)}}$$

$$r_p(\lambda) = R \left(\frac{2}{K_p + 1} \right)^{\frac{1}{(K_p - 1)}} \times \left(\frac{1}{1 - \lambda \left(\frac{(K_p - 1)\sigma_0}{(K_p - 1)\sigma_0 + R_C} \right)} \right)^{\frac{1}{(K_p - 1)}}$$

$$r_p(\lambda) = 6,35 \left(\frac{2}{2,46 + 1} \right)^{\frac{1}{(2,46 - 1)}} \times \left(\frac{1}{1 - \lambda \left(\frac{(2,46 - 1) \times 303,73}{(2,46 - 1) \times 303,73 + 235,45} \right)} \right)^{\frac{1}{(2,46 - 1)}}$$

On aura :

$$r_p(\lambda) = 4,36 \times \left(\frac{1}{(1 - 0,653\lambda)} \right)^{0,68}$$

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

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

$$U(\lambda) = \frac{1 + 0,4}{150000} \times 0,64 \times 303,73 \times \frac{1}{1 + 1} \times 6,35 \times \left(\frac{2}{6,35^{1 + 1}} \right) r_p(\lambda)^{1 + 1} - 1 + 1$$

$$U(\lambda) = 2,857 \times 10^{-4} \times (r_p(\lambda))^2$$

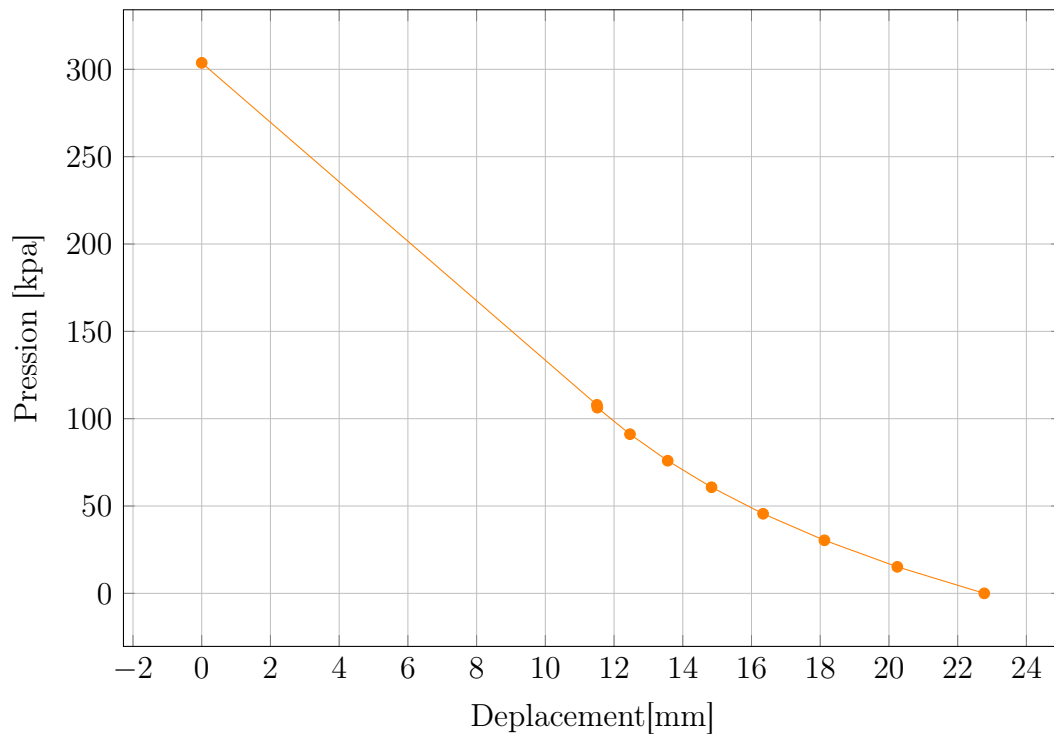
$$P(\lambda) = \sigma_0 \times (1 - \lambda)$$

$$P(\lambda) = 303,73(1 - \lambda)$$

TABLE III.2 – Valeurs de la courbe caractéristique du terrain

λ	$r_p(\lambda)$	$U(\lambda)$	$P(\lambda)$
		0	303,73
		0,0115	107,93
0,65	6,347899	0,011513	106,3055
0,70	6,605063	0,012464	91,1190
0,75	6,889601	0,013561	75,9325
0,80	7,206473	0,014837	60,7460
0,85	7,561969	0,016337	45,5595
0,90	7,961834	0,018122	30,3730
0,95	8,432987	0,020243	15,1865
1,00	8,989717	0,022774	0,0000

Courbe convergence du terrain excavé



Courbe caractéristique du soutènement

L'équation qui nous permet de déterminer le premier point de notre courbe est comme suit :

$$U_{S_0} > 0,265U_e$$
$$U_{S_0} > 0,265 \times 0,018$$
$$U_{S_0} \approx \mathbf{0,004\ m}$$

Avant de déterminer la raideur globale du soutènement et sa pression globale développée, on doit déterminer ceux liés au cintre et au béton projeté.

Cintre

Avant de déterminer la raideur globale du soutènement et sa pression globale développée, on doit déterminer ceux liés au cintre et au béton projeté.

Le soutènement de l'ouvrage étudié sera constitué de cintre métallique de type HEB couvert par du béton projeté remplissant l'espace entre les cintres d'une distance (α) avec une épaisseur (e).

TABLE III.3 – Type du profilé le plus employé

Type de section	Section A_s [cm ²]	Module de Young E [MPa]	Résistance de l'acier σ_e [MPa]	Espacement des cintres α [cm]
HEB 280	131.36	210000	235	100

— Raideur du cintre

$$K_C = \frac{A_s}{a \times R} \times E_a$$
$$K_C = \frac{131,36}{100 \times 635} \times 210000$$
$$K_C = \mathbf{434,41\ MPa}$$

— Pression maximale développée par le cintre

$$P_{c_{max}} = \frac{A_s}{a \times R} \times \sigma_e$$
$$P_{c_{max}} = \frac{131,36}{100 \times 635} \times 235$$
$$P_{c_{max}} = \mathbf{0,48\ MPa}$$

— Déplacement du cintre

$$U_C = \frac{P_{c_{max}}}{K_C \times R}$$

$$U_C = \frac{0,48}{434,41 \times 6,35}$$

$$U_C = \mathbf{0,007\ m}$$

béton projeté

TABLE III.4 – Caractéristique du béton projeté utilisé

Module de Young E_b [MPa]	Coefficient de Poisson ν	Résistance du béton fc28 [MPa]
20000	0,18	25

On détermine l'épaisseur de la couche du béton projeté par la formule suivante :

$$e = \frac{2 \times \sigma_v \times R}{\sigma_{b_{max}}} + e'$$

Telle que (épaisseur de sécurité) est choisi de façon à vérifier l'inéquation ci-après :

$$0,02 \leq e' \leq 0,04$$

On prend $e' = 0,03\ m$

La résistance maximale du béton projeté se calcule par :

$$\sigma_{b_{max}} = \frac{0,85}{1,5} \times f_{c28}$$

$$\sigma_{b_{max}} = \frac{0,85}{1,5} \times 25$$

$$\sigma_{b_{max}} = 14,16\ MPa$$

$\sigma_v = 303,73\ kPa$ Selon la théorie de Terzaghi

$$e = \frac{2 \times 0,303 \times 6,35}{14,16} + 0,03$$

$$e = 0,3\ m$$

— Raideur du béton projeté

$$K_b = \frac{e}{(1 - \nu^2)R} E_b$$
$$K_b = \frac{0,3}{(1 - 0,18^2) \times 6,35} \times 20000$$
$$K_b = \mathbf{976,52 \text{ MPa}}$$

— Pression maximale développée par le béton projeté

$$P_{b_{max}} = \frac{e}{R} \times \sigma_{b_{max}}$$
$$P_{b_{max}} = \frac{0,30}{6,35} \times 14,16$$
$$P_{b_{max}} = \mathbf{0,67 \text{ MPa}}$$

— Déplacement du béton projeté

$$U_b = \frac{P_{b_{max}}}{K_b} \times R$$
$$U_b = \frac{0,67}{976,52} \times 6,35$$
$$U_b = \mathbf{0,004 \text{ m}}$$

Combinaison du cintre et du béton projeté

— Calcul de la raideur totale

$$K_S = K_C + K_b$$
$$K_S = 434,41 + 976,52$$
$$K_S = \mathbf{1410,93 \text{ MPa}}$$

— Pression maximale totale développée

$$P_{S_{max}} = P_{c_{max}} + P_{b_{max}}$$
$$P_{S_{max}} = 0,48 + 0,67$$
$$P_{S_{max}} = \mathbf{1,15 \text{ MPa}}$$

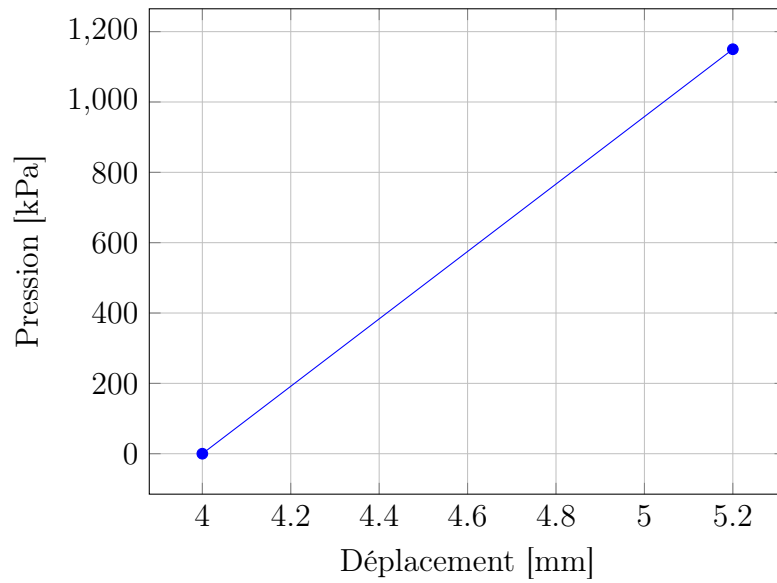
— Déplacement total du système

$$U_S = \frac{P_{Smax}}{K_S} \times R$$
$$U_S = \frac{1,15}{1410,93} \times 6,35$$
$$U_S = \mathbf{0,0052\ m}$$

TABLE III.5 – valeur courbe soutènement

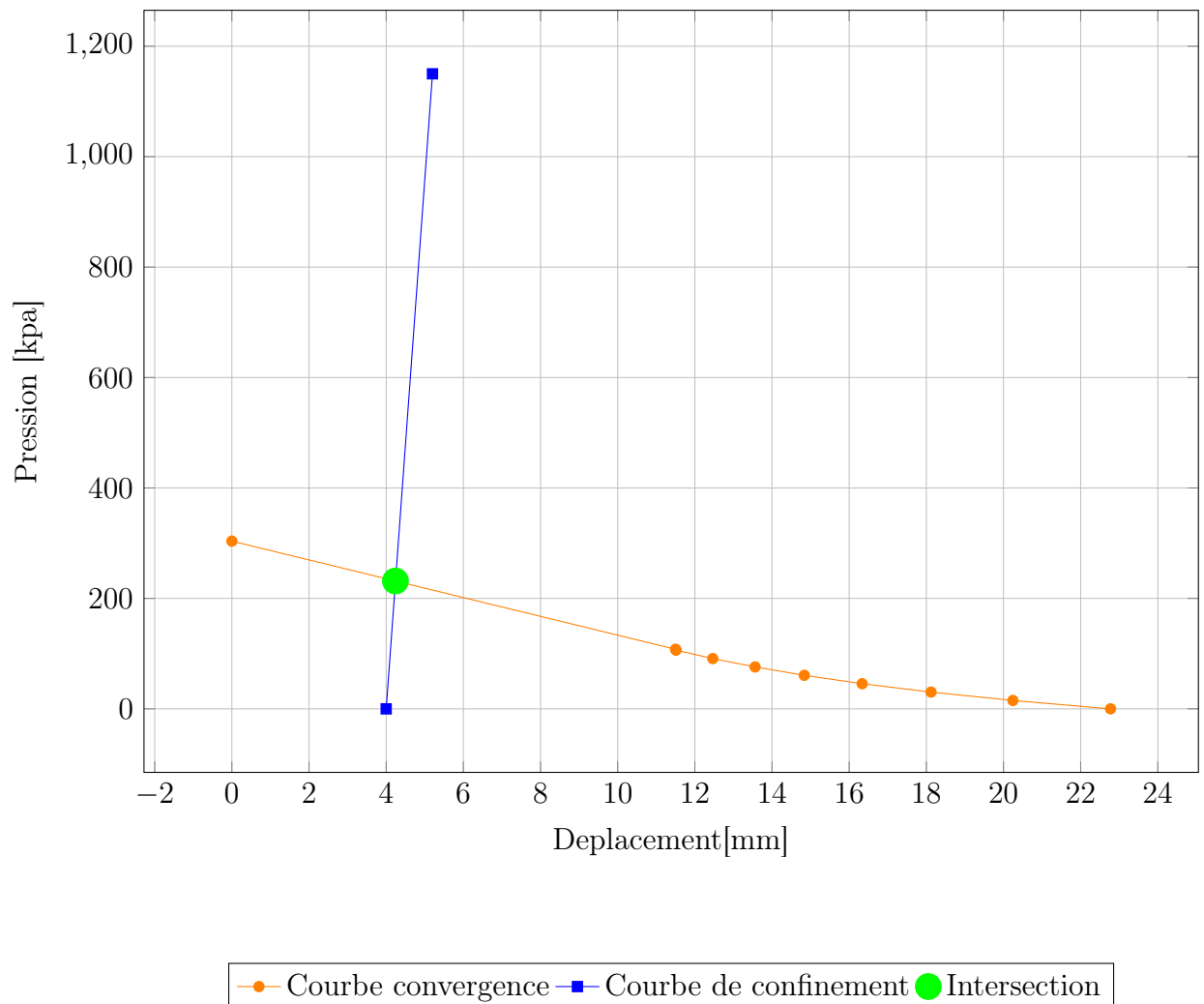
$P(\lambda)$	$U(\lambda)$
0	0.004
1150	0.00520

Courbe de confinement



Equilibre final

- l'intersection entre la courbe de confinement et convergence



Grâce à l'analyse graphique, nous avons identifié le point d'intersection entre la courbe de soutènement caractéristique et celle caractéristique du terrain.

- $U_{eq} = 0,00424$ m
- $P_{eq} = 231,51$ kPa

L'utilisation de la méthode Convergence-Confinement nous a permis d'identifier la pression de soutènement à l'équilibre, garantissant ainsi sa stabilité. Lorsque les caractéristiques du terrain sont bien comprises et homogènes, cette méthode fournit des documents prévisionnels utiles pour sélectionner le type de soutènement

initial, qui serviront également de référence pour surveiller le comportement du terrain au cours des travaux.

III.3 Soutènement provisoire

Le soutènement provisoire servira de support. Pour reprendre les charges au niveau de la calotte, des cintres métalliques peuvent être utilisés. Dans les roches dures, il n'est pas nécessaire de reprendre les cintres de voûte, mais dans les roches plus tendres ou dans les zones fragiles, cela peut devenir indispensable[4].

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 profils 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.

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.

— **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.

III.3.1 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.

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

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.

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

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

Tel que :

e_0 : La charge horizontale en clé de voûte.

e_1 : La charge horizontale en pied de longrine.

- H : La hauteur de couverture.
- h : L'épaisseur de la couche.
- f : La hauteur de courbe de la voûte.
- q : La charge d'exploitation.
- c : La cohésion.

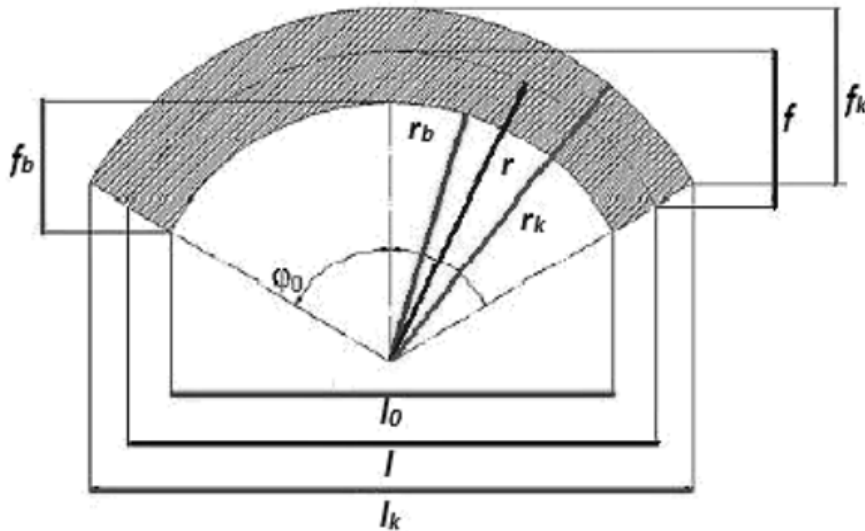


FIGURE III.6 – Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire

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

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

On admet comme valeur de la pression horizontale :

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

III.3.2 Réactions d'appuis

Les réactions au niveau des naissances (extrémités du cintre) seront calculées en fonction du rapport $(\frac{f}{l})$ en utilisant le tableau suivant :

TABLE III.6 – Moments à la naissance et Poussée à la naissance

Rapport f/l	α_m	β_m	α_h	β_h
0.10	0.00120	-0.00120	1.27500	-0.07500
0.20	0.00425	-0.00425	0.63350	-0.10850
0.30	0.01010	-0.01010	0.44150	-0.17490
0.40	0.01748	-0.01748	0.33850	-0.22600
0.50	0.02668	-0.02668	0.28010	-0.28010

La Charge verticale s'écrit :

$$\begin{aligned}
 M_v &= \alpha_m P_v l^2 \\
 H_v &= \alpha_h P_v l \\
 V_v &= \frac{P_v l}{2} \\
 N_v &= \sqrt{H_v^2 + V_v^2}
 \end{aligned}$$

La charge horizontale s'écrit :

$$\begin{aligned}
 M_h &= \beta_m P_h l^2 \\
 H_h &= \beta_h P_h l \\
 V_h &= 0 \\
 N_h &= \sqrt{H_h^2 + V_h^2}
 \end{aligned}$$

Sollicitations cumulées :

$$\begin{aligned}
 M_f &= M_h + M_v \\
 H_f &= H_h + H_v \\
 V_f &= V_v + V_h
 \end{aligned}$$

Les contraintes de la voûte ne sont contrôlées qu'à la clé et aux naissances, l'influence favorable de la charge horizontale étant négligée. Ce qui augmente la sécurité Ayant les valeurs respectives du moment fléchissant ainsi l'effort normal, les contraintes agissant sur le cintre peuvent être vérifiées de la façon suivante :

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{N_v}{A_S} \pm \frac{M_v}{W_S} < \sigma_e$$

III.3.3 Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté

Rigidité des cintres métalliques

— **En compression**

$$E_S A'_S = \frac{E_S A_S}{a}$$

Tel que :

$E_S A_S$: La rigidité des cintres à la compression avant la mise en place.

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

a : Dimensions entre axes de deux (2) cintres respectifs.

A_S : Section du profilé en acier.

— **En flexion**

$$E_S I'_S = \frac{E_S I_S}{a}$$

Tel que :

$E_S I_S$: 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.

Rigidités de la voûte en béton projeté

— **En compression**

$$E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{a} = \theta_n E_s A'_s$$

Tel que :

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

$E_b A'_b$: La rigidité du béton projeté à la compression après 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.

— **En flexion**

$$E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{a} = \theta_m E_s I'_s$$

Avec :

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

θ_m : Coefficient d'équivalence du moment fléchissant.

Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement

— Dans les cintres, on a :

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

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

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

— Dans le béton projeté, on a :

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

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

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

III.3.4 Vérification du cintre

$$\tau < \frac{T \cdot a \cdot S}{I \cdot \delta} \leq \frac{\sigma_e}{1,54}$$

Tel que :

γ_f : Coefficient de pondération ($\gamma_f = 1,33$).

T : Effort tranchant calculé.

δ : Épaisseur de la lame du profilé.

S : Moment statique de la demi-section par rapport à l'axe X-X.

a : Distance entre axes des cintres de soutènement.

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

La vérification d'assemblage des éléments du cintre :

$$T' = n \frac{\pi d^2}{4} \frac{\sigma_e}{1,54}$$

Avec :

n : Nombre de boulons.

d : Diamètre du boulon.

$$\bar{P} > P_v \frac{T'}{\gamma_f \cdot T \cdot a}$$

III.3.5 Détermination des pressions

- Charge verticale

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

$$a = 1 \text{ ml}$$

Rappelons que la charge verticale est donnée :

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

La pression géologique est exprimée par :

$$Q_0 = 303,73 \text{ KN/m}^2$$

La contrainte variable est donnée par la relation :

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

avec

$$\gamma_h = 22 \text{ KN/m}^2$$

Les coefficients f_k et l_k sont donnés par :

$$f_k = r_k \times (1 - \cos \phi_0)$$

$$l_k = 2 \times r_k \times \sin \phi_0$$

$$r_k = R + 0,5 \times e$$

On a $R = 6,35 \text{ m}$; $e = 0,3 \text{ m}$

$$r_k = 6,35 + 0,5 \times 0,3$$

$$\mathbf{r_k = 6,5 \text{ m}}$$

ϕ_0 est l'angle de courbure de l'arc = 60°

On obtient :

$$f_k = 6,5 \times (1 - \cos(60^\circ))$$

$$\mathbf{f_k = 3,25 \text{ m}}$$

Et

$$l_k = 2 \times 6,5 \times \sin(60^\circ)$$

$$\mathbf{l_k = 11,25 \text{ m}}$$

On aura enfin

$$\Delta G = \left(3,25 \times 11,25 \times \frac{22}{3} \right) \times a$$
$$\Delta G = \mathbf{268,125 \text{ KN/ml}}$$

- Le poids de l'arc

$$Q = \gamma_{\text{cintre}} \times 2 \times \frac{\phi_0}{360} \times 2\pi R$$

On a

$$\gamma_{\text{cintre}} = 78,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 78,5 \times 2 \times \frac{60}{360} \times 2\pi \times 6,35$$
$$Q = \mathbf{1044 \text{ KN/ml}}$$

- La longueur de l'arc

$$l = 2 \times r \times \sin \phi_0$$
$$l = 2 \times 6,35 \times \sin 60^\circ$$
$$l = \mathbf{10,99 \text{ m}}$$

En fin, la charge verticale se calcule :

$$P_v = \frac{Q_0 + \Delta G + Q}{l}$$
$$P_v = \frac{303,73 + 268,125 + 1044}{10,99}$$
$$P_v = \mathbf{147,02 \text{ KN/ml}}$$

-Charge horizontale

La charge horizontale se calcule par :

$$P_h = \frac{f_k}{f} e_m$$
$$f = r \times (1 - \cos \phi_0)$$
$$f = 6,35 \times (1 - \cos 60^\circ)$$
$$f = \mathbf{3,175 \text{ m}}$$

e_m La charge moyenne se calcule par la relation de RANKINE

$$e_0 = 1102 \times \tan^2 \left(45 - \frac{25}{2} \right) - 2 \times 75 \sqrt{\tan^2 \left(45 - \frac{25}{2} \right)} \rightarrow e_0 = \mathbf{351,6 \text{ kN/m}^2}$$

$$e_1 = 22(50,5 + 3,175) \tan^2 \left(45 - \frac{25}{2} \right) - 2 \times 75 \sqrt{\tan^2 \left(45 - \frac{25}{2} \right)} \rightarrow e_1 = \mathbf{383,6 \text{ kN/m}^2}$$

$$e = \frac{351,6 + 383,6}{2} \rightarrow e = \mathbf{367,6 \text{ kN/m}^2}$$

On aura en fin la charge horizontale :

$$P_h = \frac{3,25}{3,175} \times 367,6$$

$$\mathbf{P_h = 376,28 \text{ KN/ml}}$$

III.3.6 Détermination des réactions d'appuis

Les réactions à la naissance se calculent en utilisant les coefficients du tableau t IX.1. On détermine le rapport $\frac{f}{l}$:

$$\frac{f}{l} = \frac{3,175}{10,99} = 0,28$$

$$\frac{f}{l} \approx 0,3$$

Alors à partir du tableau IX,1 on tire les valeurs des coefficients suivants :

$$\begin{cases} \alpha_m = +0,01010 \\ \beta_m = -0,01010 \\ \alpha_h = +0,44150 \\ \beta_h = -0,17490 \end{cases}$$

— Réaction verticale

Elle est déterminée comme suit :

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

$$H_v = \alpha_h P_v l$$

$$H_v = +0,44150 \times 147,02 \times 10,99$$

$$H_v = \mathbf{713,35 \text{ KN}}$$

Et

$$V_v = \frac{147,02 \times 10,99}{2}$$
$$V_v = 807,87 \text{ KN}$$

On obtient donc

$$N_v = \sqrt{713,35^2 + 807,87^2}$$
$$N_v = 1077,73 \text{ KN}$$

$$M_v = \alpha_m P_v l^2$$
$$M_v = 0,01010 \times 147,02 \times 10,99^2$$
$$M_v = 179,34 \text{ KN.m}$$

— Réaction horizontale

$$N_h = \sqrt{H_h^2 + V_h^2}$$
$$H_h = \beta_h P_h l$$
$$H_h = -0,17490 \times 376,28 \times 10,99$$
$$H_h = -723,26 \text{ KN}$$
$$V_h \approx 0$$

Donc

$$N_h = \sqrt{H_h^2}$$
$$N_h = 723,26 \text{ KN}$$
$$M_h = \beta_m P_h l^2$$
$$M_h = -0,01010 \times 376,28 \times 10,99^2$$
$$M_h = -459,01 \text{ KN.m}$$

III.3.7 Vérification des contraintes

Afin de valider le choix du profilé, l'équation suivante doit être vérifiée :

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{N_v}{A_S} \pm \frac{M_v}{W_S} < \sigma_e$$

HEB 280

$$A_s = 131,36 \text{ cm}^2$$

$$W_s = 1376 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_e = 235 \text{ MPa}$$

On aura

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{N_v}{A_S} + \frac{M_v}{W_S} < \sigma_e$$

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{1077,73}{0,013136} + \frac{179,34}{0,001376}$$

$$\sigma_{\text{naissance}} = 212986 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{naissance}} = 212986 \text{ KN/m}^2 \approx 213 \text{ MPa} < \sigma_e = 235 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée pour le profilé HEB 280.

III.3.8 Portance maximale du soutènement

— Pour le béton projeté

$$\bar{P}_b = P_v \cdot \frac{f_{bu}}{\sigma_{bc}}$$

On a

$$f_{bu} = 14,16 \text{ MPa} = 14166,66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 25 \text{ MPa} = 25000 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{P}_b = 147,02 \cdot \frac{14166,66}{25000}$$

$$\bar{P}_b = 83,31 \text{ KN/ml}$$

— Pour le cintre

$$\begin{aligned}\bar{P}_c &= P_v \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_s} \\ \bar{P}_c &= 147,02 \cdot \frac{235000}{212986} \\ \bar{P}_c &= 162,21 \text{ KN/ml}\end{aligned}$$

III.3.9 Modélisation du soutènement provisoire

GEO5, développé par Fine Software et intégré à Bentley Systems, est un logiciel géotechnique spécialisé dans l'analyse des tunnels. Utilisant la méthode des éléments finis (FEM), il modélise le comportement des sols et des structures pour assurer la stabilité des tunnels. Le logiciel évalue les interactions sol-structure, et simule les étapes de construction pour gérer les mouvements du terrain. Il se divise en trois phases principales : la saisie des données géotechniques, la génération de maillage, et la définition des charges et sections d'excavation, permettant d'obtenir des résultats précis sur la stabilité et la sécurité des tunnels. La géométrie des éléments dans le modèle de calcul utilisé par le programme BENTLEY GEOSTRUCTURAL ANALYSIS (FEM) sont définis par les formules présentées ci-dessous.

— Section équivalente

$$\begin{aligned}A_{eq} &= A'_s \cdot \frac{E_s}{E_b} + A_b \\ A_{eq} &= 131,36 \times 10^{-4} \times \frac{210000}{32000} + 0,3 \\ A_{eq} &= 0,38 \text{ m}^2\end{aligned}$$

— Moment d'inertie équivalent

$$\begin{aligned}I_s &= 19270 \text{ cm}^4 \\ I_{eq} &= I_s + I_b \\ I_{eq} &= 19270 \times 10^{-8} + \frac{1 \times 0,3^3}{12} \\ I_{eq} &= 2,442 \times 10^{-3} \text{ m}^4\end{aligned}$$

— Poids volumique équivalent

$$\begin{aligned}\gamma_{eq} &= \frac{\gamma_s A'_s + \gamma_b A_b}{A'_s + A_b} \\ \gamma_{eq} &= \frac{78,5 \times 0,013 + 25 \times 0,3}{0,013 + 0,3} \\ \gamma_{eq} &= 27,22 \text{ KN/m}^3\end{aligned}$$

— **Module de Young équivalent**

$$E_{eq} = \frac{E_s A'_s + E_b A_b}{A'_s + A_b}$$
$$E_{eq} = \frac{210000 \times 0,013 + 32000 \times 0,3}{0,013 + 0,3}$$
$$E_{eq} = 39392,97 \text{ MPa}$$

— **Module de cisaillement équivalent**

$$G_{eq} = \frac{E_{eq}}{2(1 + \nu)}$$
$$G_{eq} = \frac{39392,97}{2(1 + 0,18)}$$
$$G_{eq} = 16691,93 \text{ MPa}$$

Les différentes phases de travail sont décrites ci-dessous :

- **Phase 1** : introduction des conditions de l'équilibre initiale
- **Phase 2** : activation des charges et surcharges à la surface du sol
- **Phase 3** : excavation de la calotte et mise en place de soutènement provisoire puis le stress puis le radier

Les résultats sont résumés ci-après :

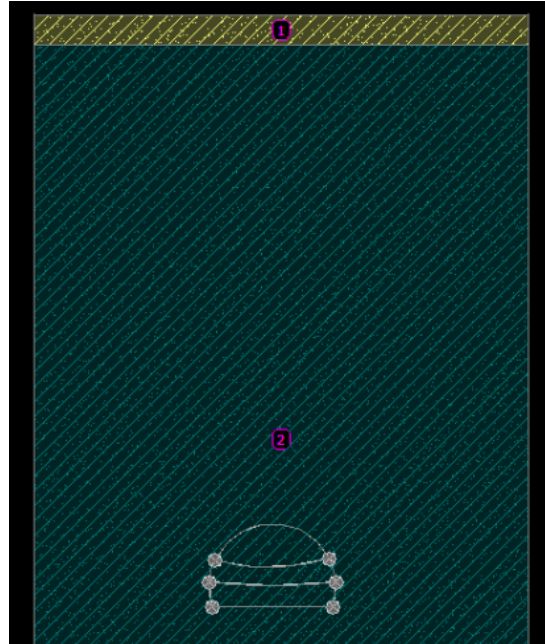


FIGURE III.7 – Représentation des couches du sol sur Geo 5

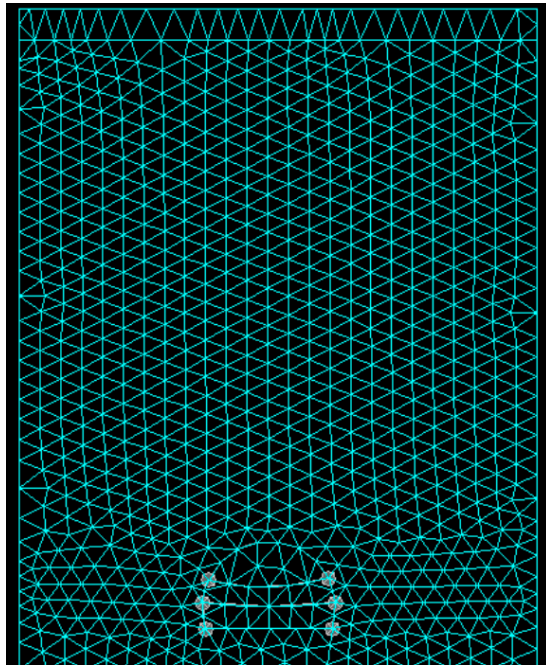


FIGURE III.8 – Maillage du terrain généré par le logiciel Geo5

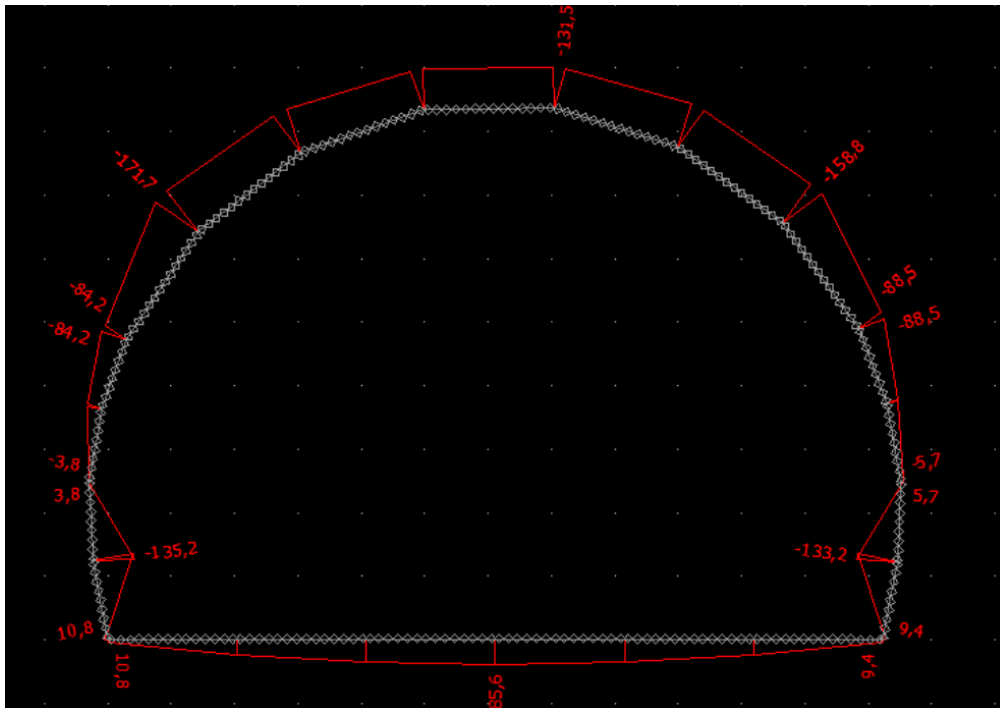


FIGURE III.9 – Diagramme des moments fléchissant

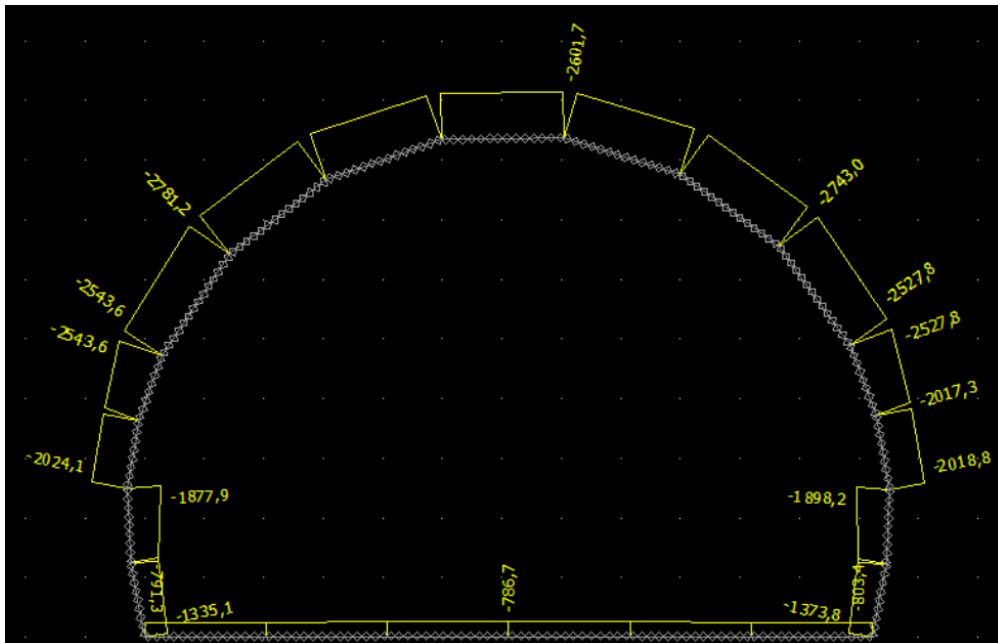


FIGURE III.10 – Diagramme des efforts normaux

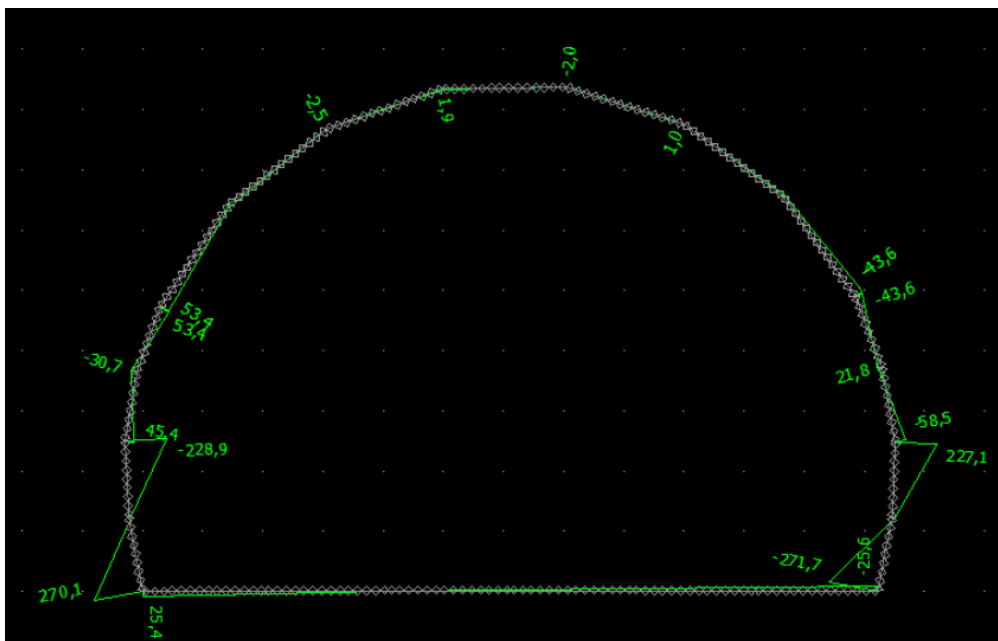


FIGURE III.11 – Diagramme des efforts tranchants

III.3.10 Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté

La rigidité du cintre métallique

HEB 280

$$\begin{cases} A_s = 131,36 \text{ cm}^2 \\ I_s = 19270 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

— Compression

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

$$E_s A'_s = \frac{210000 \times 10^3 \times 131,36 \times 10^{-4}}{1}$$

$$E_s A'_s = 2758560 \text{ KN/ml}$$

— Flexion

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

$$E_s I'_s = \frac{210000 \times 10^3 \times 19270 \times 10^{-8}}{1}$$

$$E_s I'_s = 40467 \text{ KN}$$

Rigidité de la voûte en béton projeté

— Compression

$$E_b = 20000 \text{ MPa}$$

$$E_b A'_b = \frac{E_b \cdot A_b}{a} = \theta_N E_s A_s$$

Avec :

$$\theta_N = \frac{E_b \cdot e}{E_s \cdot A_s} = \frac{20000 \times 10^3 \times 0,3}{2758560} = 2,17$$

$$E_b A'_b = 2,17 \times 210000 \times 10^3 \times 131,36 \times 10^{-4}$$

$$E_b A'_b = 5986075,2 \text{ KN/ml}$$

— Flexion

$$E_b I'_b = \frac{E_b \cdot I_b}{a} = \theta_M E_s I_s$$

$$\theta_M = \frac{E_b \cdot e^3}{12(E_s I'_s)} = \frac{20000 \times 10^3 \times 0,3^3}{12 \times (40467)} = 1,11$$

$$E_b I'_b = 1,11 \times 40467$$

$$E_b I'_b = 44918,37 \text{ KN}$$

III.3.11 Distribution des efforts internes sur le soutènement provisoire

TABLE III.7 – Récapitulatif des efforts internes de la section globale

Moment max [kN.m]	Effort normal max [kN]	Effort tranchant max [kN] [kN]
171,7	2781,7	271,7

Distribution des efforts internes dans les cintres

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

$$M_S = \frac{3}{3 + 1,11} M = 72\% \times M$$

$$M_S = 123,62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$N_S = \frac{3}{3 + 2,17} N = 58\% \times N$$

$$N_S = 1613,38 \text{ kN}$$

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

$$T_S = \frac{3}{3 + 2,17} T = 58\% \times T$$

$$T_S = 157,58 \text{ kN}$$

Distribution des efforts internes dans le béton projeté

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

$$M_b = \frac{1,11}{3 + 1,11} M = 27\% \times M$$

$$M_b = 46,359 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$N_b = \frac{2,17}{3 + 2,17} N = 42\% \times N$$

$$N_b = 1168,31 \text{ kN}$$

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

$$T_b = \frac{2,17}{3 + 2,17} T = 42\% \times T$$

$$T_b = 114,114 \text{ kN}$$

III.3.12 Vérification des contraintes

Vérification des cintres

Pour HEB 280 :

$$A_S = 131,36 \text{ cm}^2$$

$$W_S = 1376 \text{ cm}^3$$

— Fibres tendues

$$\sigma_S = 1,1 \left(\frac{N_S}{A_S} - \frac{M_S}{W_S} \right) < \sigma_e$$

$$\sigma_S = 1,1 \left(\frac{1613,38}{131,36 \times 10^{-4}} + \frac{123,62}{1376 \times 10^{-6}} \right) \times 10^{-3}$$

$$\sigma_S = 233,9 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa}$$

— **Fibres comprimées**

$$\sigma_S = 1,1 \left(\frac{1613,38}{131,36 \times 10^{-4}} - \frac{123,62}{1376 \times 10^{-6}} \right) \times 10^{-3}$$

$$\sigma_S = 36,2 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa}$$

Vérification du béton projeté

Calcul de la section équivalente en béton projeté-treillis soudé :

$$A_{eq} = b \times h + 15 \times A_S$$

$$A_{eq} = 1 \times 0,3 + 15 \times 3,82 \times 10^{-4}$$

$$A_{eq} = 0,31 \text{ m}^2$$

— b : Largeur de la section du béton projeté = 1 m

— h : L'épaisseur de la section du béton projeté = 0,3

— A_S : Section d'acier en treillis soudé, pour un espacement de cintre de 1 mètre

$$A_S (8\phi 8) = 3,82 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'état limite ultime

— **Fibres comprimées**

$$\sigma_b = 1,35 \left(\frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < f_{bu}$$

$$\sigma_b = 1,35 \left(\frac{1168,31}{0,3} + \frac{46,359}{0,015} \right) \times 10^{-3}$$

$$\sigma_b = 9,42 \text{ MPa} < 14,16 \text{ MPa}$$

— **Fibres tendues**

$$\sigma_b = 1,35 \left(\frac{N_b}{A_b} - \frac{M_b}{W_b} \right) < f_{su}$$

$$\sigma_b = 1,35 \left(\frac{1168,31}{0,3} - \frac{46,359}{0,015} \right) \times 10^{-3}$$

$$\sigma_b = 1,08 \text{ MPa} < 204,35 \text{ MPa}$$

Vérification à l'état limite de service

Fissurations préjudiciables

— Fibres comprimées

$$\sigma_b = \left(\frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \left(\frac{1168,31}{0,3} + \frac{46,359}{0,015} \right) \times 10^{-3}$$

$$\sigma_b = 7 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

— Fibres tendues

$$\sigma_b = \left(\frac{N_b}{A_b} - \frac{M_b}{W_b} \right) < \sigma_s$$

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$\frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 235 = 156,7 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min(156,7; 201,63)$$

$$\sigma_s = 156,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \left(\frac{1168,31}{0,3} - \frac{46,359}{0,015} \right) \times 10^{-3}$$

$$\sigma_b = 0,8 \text{ MPa} < 156,7 \text{ MPa}$$

III.3.13 Vérification du cisaillement

Béton projeté

$$\tau = \frac{T_b}{a \times d} < \tau_u$$

$$\tau = \left(\frac{114,114}{1 \times 0,15} \right) \times 10^{-3}$$

$$\tau = 0,76 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,76 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

Cintre métallique

$$\tau = \gamma_f \frac{T_S \times a \times S}{I \times \delta}$$

$$\tau = 1,33 \times \frac{157,58 \times 10^{-3} \times 1 \times 765 \times 10^{-6}}{19270 \times 10^{-8} \times 10,5 \times 10^{-3}}$$

$$\tau = 60,9 \text{ MPa}$$

$$\tau < \frac{\sigma_e}{1,54}$$

$$60,9 < \frac{235}{1,54}$$

$$60,9 < 152,59 \text{ MPa}$$

La vérification d'assemblage des éléments du cintre :

$$T' = n \frac{\pi d^2 \sigma_e}{4 \times 1,54}$$

— n : Nombre de boulon $n = 4$

— d : Diamètre du boulon : qui est égale à 20mm

$$T' = 4 \times \frac{\pi \times 0,02^2 \times 235}{4 \times 1,54}$$

$$T' = 0,191 \text{ MN/m}$$

$$\overline{P}_c > P_v \frac{T'}{\gamma_f \times T \times a}$$

$$\overline{P}_c > 147,02 \times \frac{0,191}{1,33 \times 157,58 \times 1}$$

$$\overline{P}_c > 0,14 \text{ kN/m}$$

III.4 Revêtement définitif

Le soutènement provisoire garantit la stabilité temporaire, mais n'est pas conçu pour assurer la stabilité des parois sur le long terme. C'est pourquoi un revêtement final est appliqué autour de l'excavation. Ce revêtement confère à l'ouvrage son caractère permanent et durable, en répondant aux exigences de stabilité et d'aptitude à l'utilisation prévue.

Le revêtement retenu pour notre section sera en béton armé coulé sur place. Il aura une épaisseur de 40cm d'épaisseur, la section du revêtement définitif sera calculée moyennant une largeur d'un mètre linéaire. Les sections des armatures seront déterminées par la suite dans ce chapitre

- **Les caractéristiques de béton :**

TABLE III.8 – Caractéristiques du béton utilisé

Béton	C30/37
Poids volumique	25 kN/m ³
Résistance à la compression	30 MPa
Résistance à la traction	2,9 MPa
Module d'élasticité	32000 MPa

- **Les armatures sont des barres HA en Fe500 dont les caractéristiques sont les suivantes :**

TABLE III.9 – Caractéristiques des barres de fer utilisé

Résistance caractéristique de l'acier	500 MPa
Contrainte admissible dans le cas de fissuration préjudiciable	250 MPa
Coefficient de sécurité	1,15

III.4.1 Modélisation du revêtement par logiciel

On utilisera le logiciel SAP2000 pour la modélisation du revêtement et la détermination des efforts internes.

— **Charges verticales**

La charge verticale calculée par la théorie Terzaghi :

$$\sigma_v = 365,597 \text{ kPa}$$

— **La charge verticale**

La charge verticale appliquée sur le radier calculée par la théorie de Tsimbarievitch :

$$\sigma = 142,14 \text{ kPa}$$

— **Charges horizontales**

La charge horizontale calculée par la théorie de Coulomb-Rankine :

$$\sigma_h = 103,433 \text{ kPa}$$

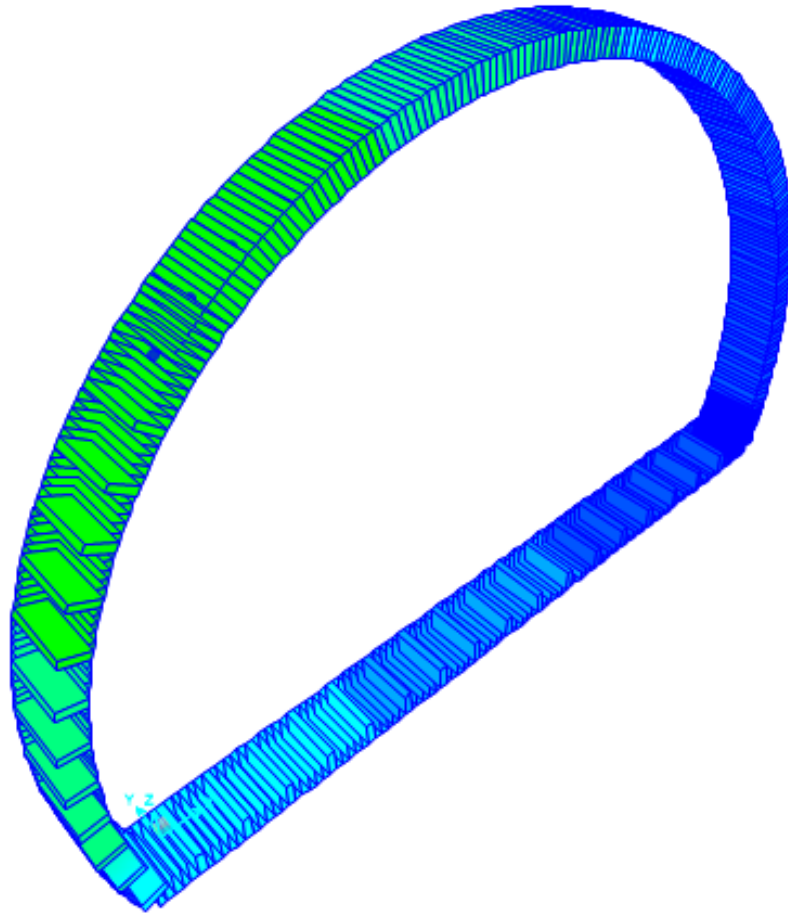


FIGURE III.12 – Modelisation de revêtement définitif vision 3D

III.4.2 Détermination des efforts internes

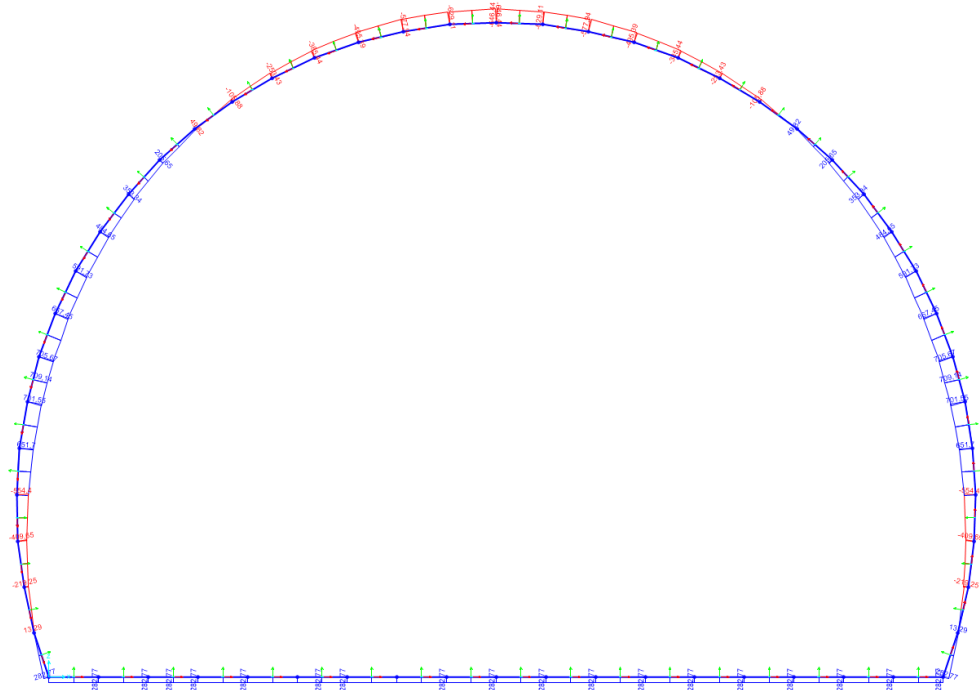


FIGURE III.13 – Diagramme des moments fléchissant

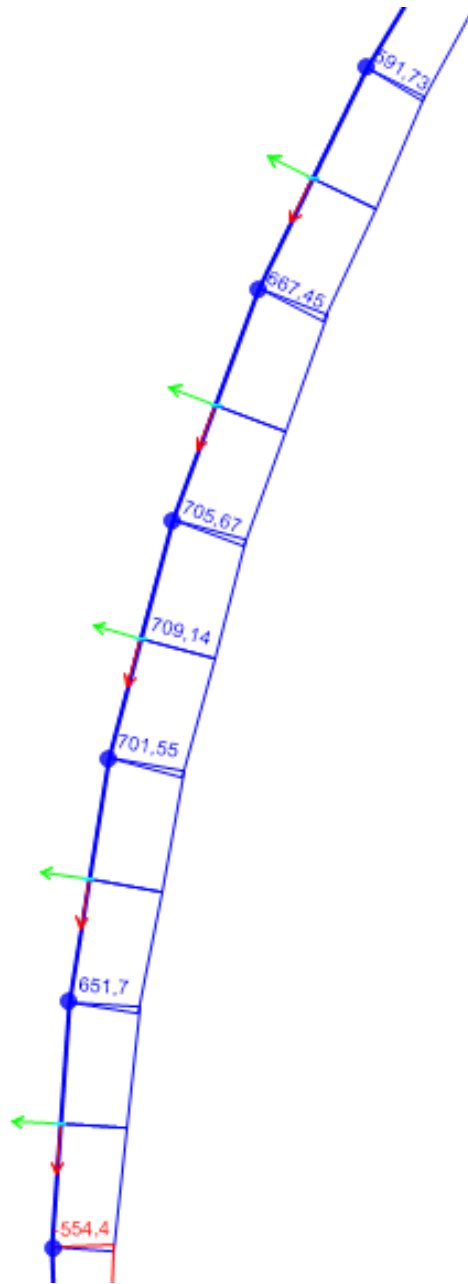


FIGURE III.14 – Diagramme des moments fléchissant

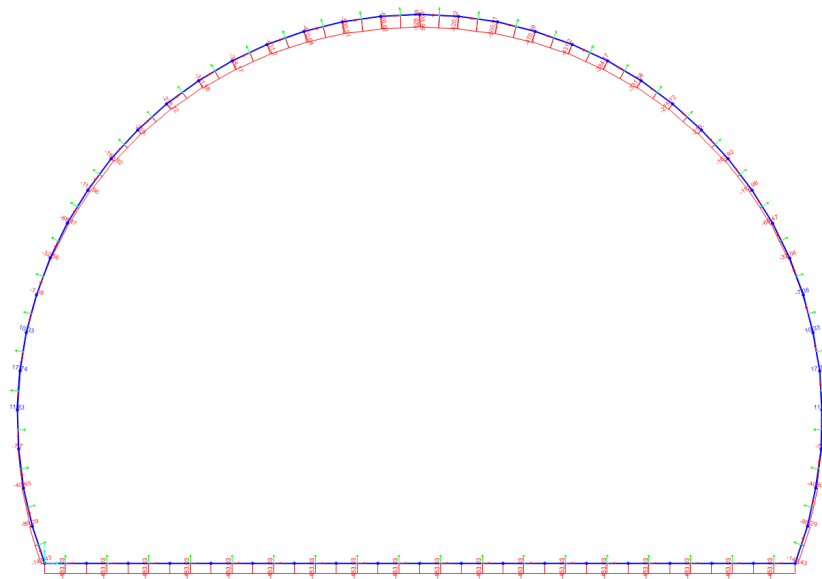


FIGURE III.15 – Diagramme des efforts normaux

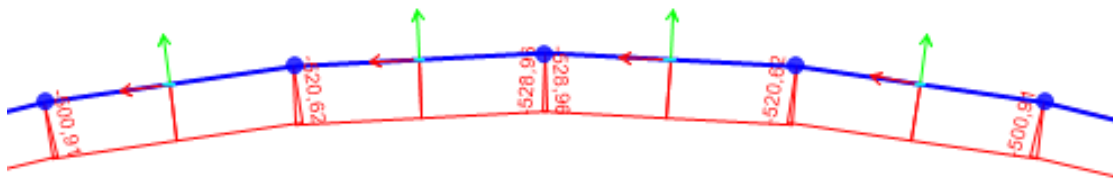


FIGURE III.16 – Diagramme des efforts normaux

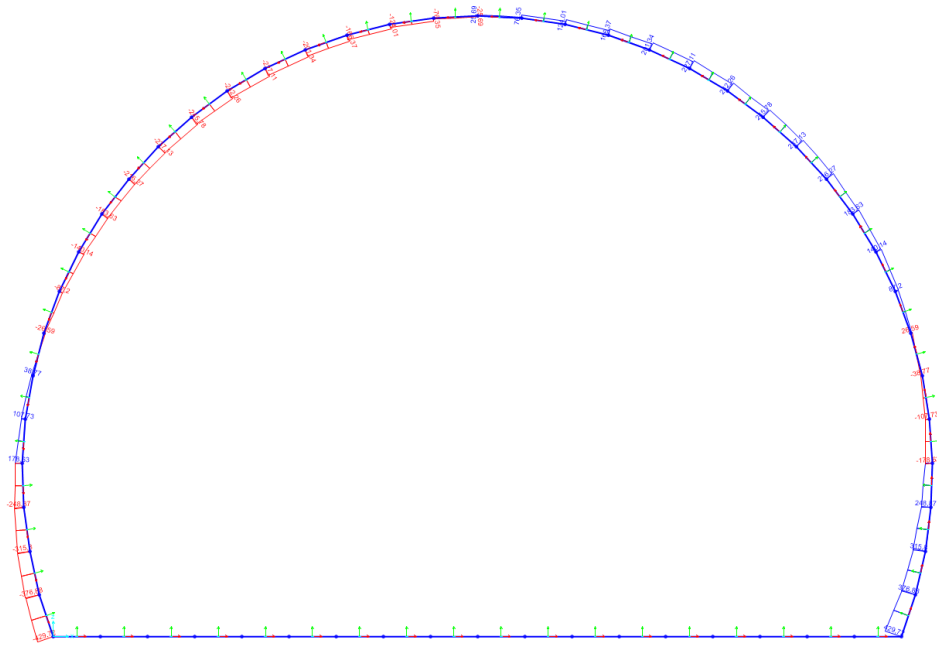


FIGURE III.17 – Diagramme des efforts tranchants

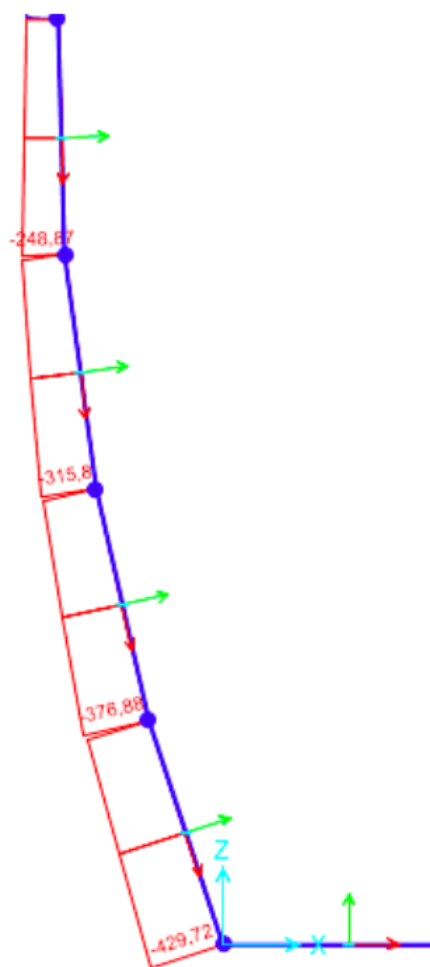


FIGURE III.18 – Diagramme des efforts tranchants

— **Récapitulatif des efforts internes de la structure**

TABLE III.10 – Récapitulatif des efforts internes de la structure

Moment max [kN.m]	Effort normal max [kN]	Effort tranchant max [kN]
709,14	528,96	429,72

III.4.3 Ferrailage du revêtement définitif

Le ferrailage longitudinal de notre combinaison de charge est déterminé à l'aide du logiciel « ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2025 ».

Les étapes de travailles :

- On prend un tronçon de notre revêtement ($1 \times 0,4$) m
- On considère ce tronçon comme une poutre simplement appuie

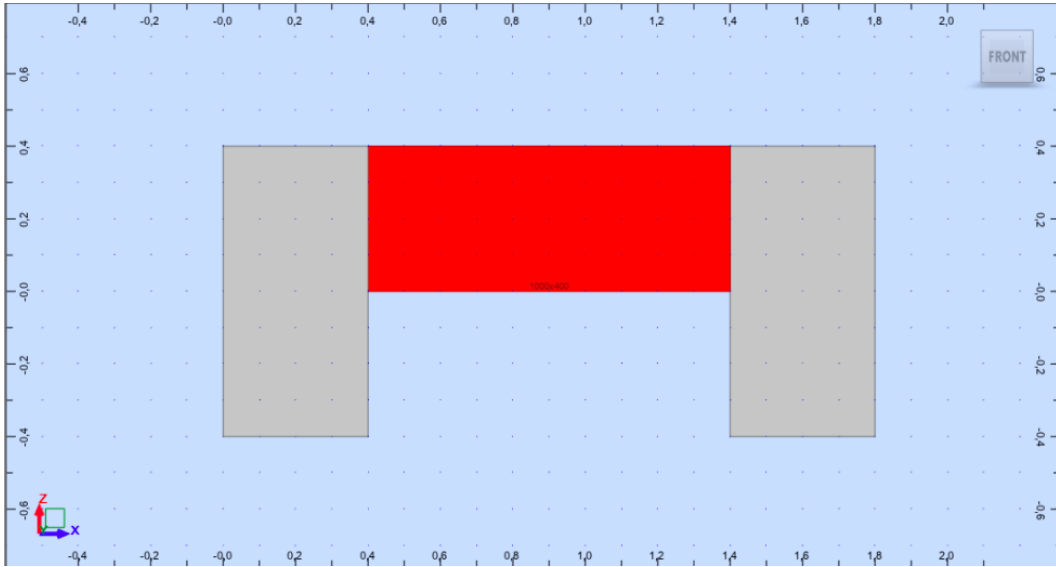


FIGURE III.19 – Modelisation de la poutre en ROBOT

- On exerce sur cette poutre les efforts max qu'on a obtenue.

Le logiciel par la suite calcule le ferrailage longitudinal et transversal et nous a donné les résultats suivants :

TABLE III.11 – Résultats de l'analyse de logiciel

	b [m]	h [m]	d [m]	c [m]	As [cm²]
ferrailage longitudinal	1	0,4	0,36	0,04	32,16
ferrailage transversal	1	0,4	0,36	0,04	5,08

TABLE III.12 – Ferrailage longitudinal et transversal

	As
ferrailage longitudinal	16Ø16
ferrailage transversal	18Ø6

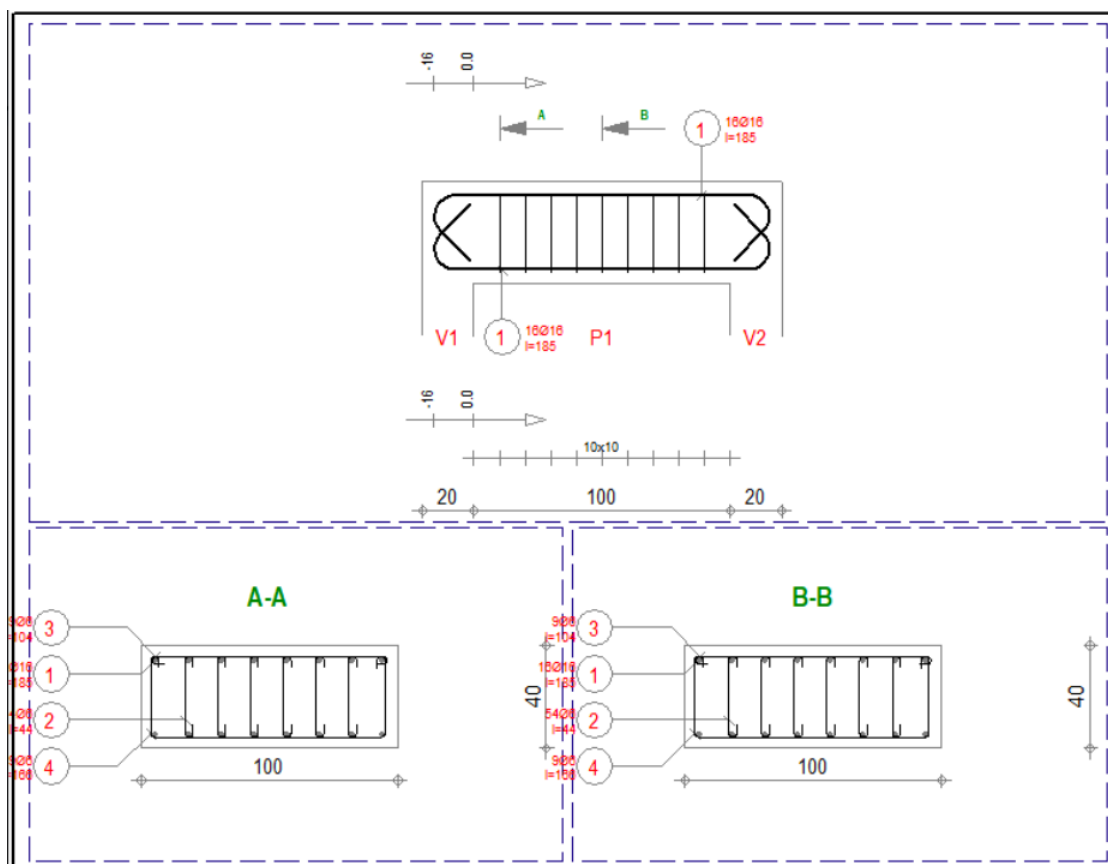


FIGURE III.20 – Schéma de ferrailage

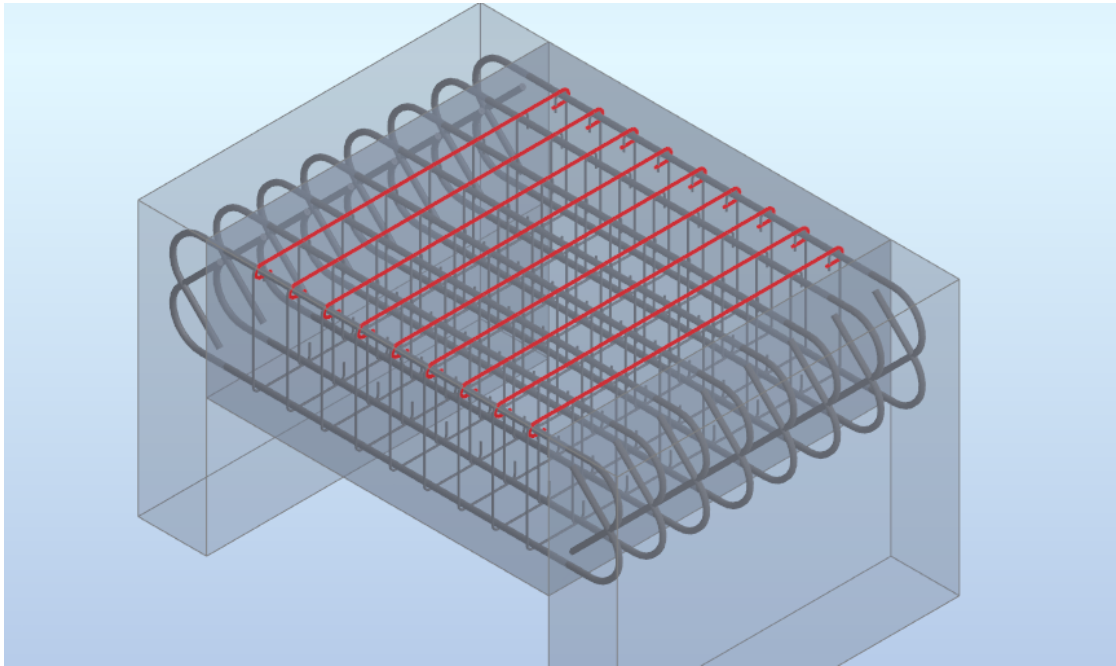


FIGURE III.21 – Schéma de ferrailage en 3D

III.4.4 Conclusion

En conclusion, l'installation du soutènement provisoire, modélisée à l'aide du logiciel GEO 5, a permis de vérifier que les contraintes supportées par les éléments de structure sont conformes aux exigences, garantissant ainsi l'efficacité de ce soutènement. Par la suite, le dimensionnement du revêtement définitif, conçu pour répondre au cas de charge le plus défavorable, a été validé grâce aux analyses effectuées avec SAP2000 et ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, assurant une structure sécurisée, durable.

Conclusion générale

Ce travail de fin d'études a porté sur l'analyse et la conception d'un tunnel ferroviaire en souterrain, creusé dans des formations marneuses, en mobilisant nos connaissances approfondies dans le domaine des ouvrages souterrains.

Nous avons exploré les principales méthodes de creusement des tunnels, à savoir les techniques traditionnelles basées sur l'utilisation d'explosifs et celles employant l'abattage mécanisé et les tunneliers.

Compte tenu de la couverture de 50 mètres et des charges verticales significatives, nous avons choisi la méthode NATM, qui offre des avantages en matière de contrôle du comportement du sol et des contraintes tout au long des travaux.

Pour modéliser le soutènement provisoire, nous avons utilisé la méthode de convergence-confinement avec le logiciel GEO5, aboutissant à l'installation de 30 cm de béton projeté, renforcé par des cintres HEB 280 espacés d'un mètre. Pour le revêtement définitif, la modélisation structurelle a été effectuée à l'aide de SAP2000, tandis que le ferrailage a été conçu avec ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2025.

En conclusion, ce projet a démontré l'efficacité des techniques et méthodes modernes de creusement et de soutènement des tunnels, garantissant la stabilité et la sécurité de l'ouvrage, tout en respectant les normes et exigences de performance.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Bibliographie

- [1] Dossier Pilote Des Tunnels | PDF | Tunnel | Entrepreneur principal.
- [2] Methodes de Creusement | PDF | Tunnel | Forage.
- [3] Revêtement en voussoirs préfabriqué.
- [4] Tunnel Construction Methods : TBM vs. NATM.
- [5] KADIK Abdenour, Mr M Demidem, Mr M Demidem, and BENTAHAR Allal Abdenour. Etude des déplacements d'un tunnel par la Méthode des éléments finis Q8.
- [6] MANSOUR Farid Aghilasse. Pré-soutènement et renforcement du front de taille lors d'une excavation d'un tunnel métropolitain (cas du métro d'Alger –trouçon Aïn Naadja).
- [7] Anne Bouvard-Lecoanet, François Esteulle, and Guy Colombet. *Ouvrages souterrains : conception, réalisation, entretien*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 2ème éd edition, 1992. OCLC : 31069048.
- [8] François Martin. Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches.
- [9] Mohamed Amine Sbaia and Amine Sahnoun. *Etude et calcul d'un tunnel : cas du métro d'Alger*. Thesis, 2013. Accepted : 2020-12-24T12 :52 :56Z.
- [10] Sabri Touamria. *Modelisation Numérique Tridimensionnelle de l'Effet du Creusement d'Un Tunnel sur le Comportement des Superstructures SUS-JAGANTES*. PhD thesis, University of Souk Ahras, 2012.

ANNEXES

ANNEXE A

HEB	Kg / m	H	B	a	e	A cm ²	I _x cm ⁴	W _x cm ³
100	20,83	100	100	6,0	10,0	26,04	449,5	89,91
120	27,20	120	120	6,5	11,0	34,01	864,4	144,1
140	34,36	140	140	7,0	12,0	42,96	1509	215,6
160	43,40	160	160	8,0	13,0	54,25	2492	311,5
180	52,20	180	180	8,5	14,0	65,25	3831	425,7
200	62,46	200	200	9,0	15,0	78,08	5696	569,6
220	72,83	220	220	9,5	16,0	91,04	8091	735,5
240	84,79	240	240	10,0	17,0	105,99	11260	938,3
260	94,76	260	260	10,0	17,5	118,44	14920	1148
280	105,09	280	280	10,5	18,0	131,36	19270	1376
300	119,26	300	300	11,0	19,0	149,08	25170	1678
320	129,07	320	320	11,5	20,5	161,34	30820	1926
340	136,72	340	300	12,0	21,5	170,90	36660	2156
360	144,51	360	300	12,5	22,5	180,63	43190	2400
400	158,22	400	300	13,5	24,0	197,78	57680	2884
450	174,38	450	300	14,0	26,0	217,98	79890	3551
500	190,91	500	300	14,5	28,0	238,64	107200	4287
550	203,25	550	300	15,0	29,0	254,06	136700	4971
600	215,97	600	300	15,5	30,0	269,96	171000	5701

ANNEXE B

Modélisation du revêtement définitif : SAP2000

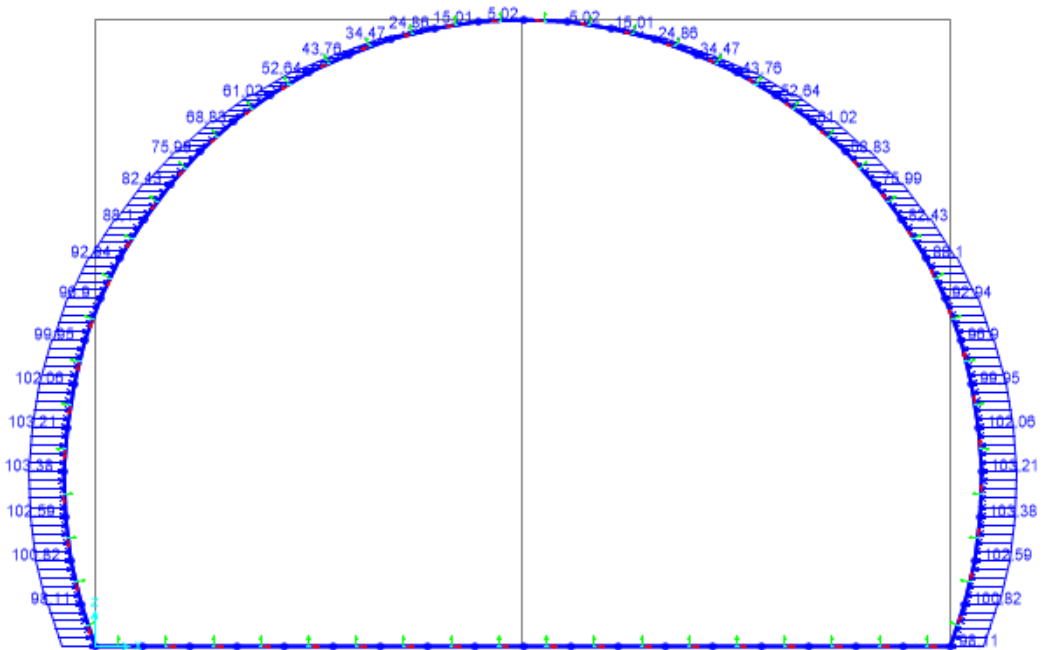


FIGURE III.22 – Chargement horizontale

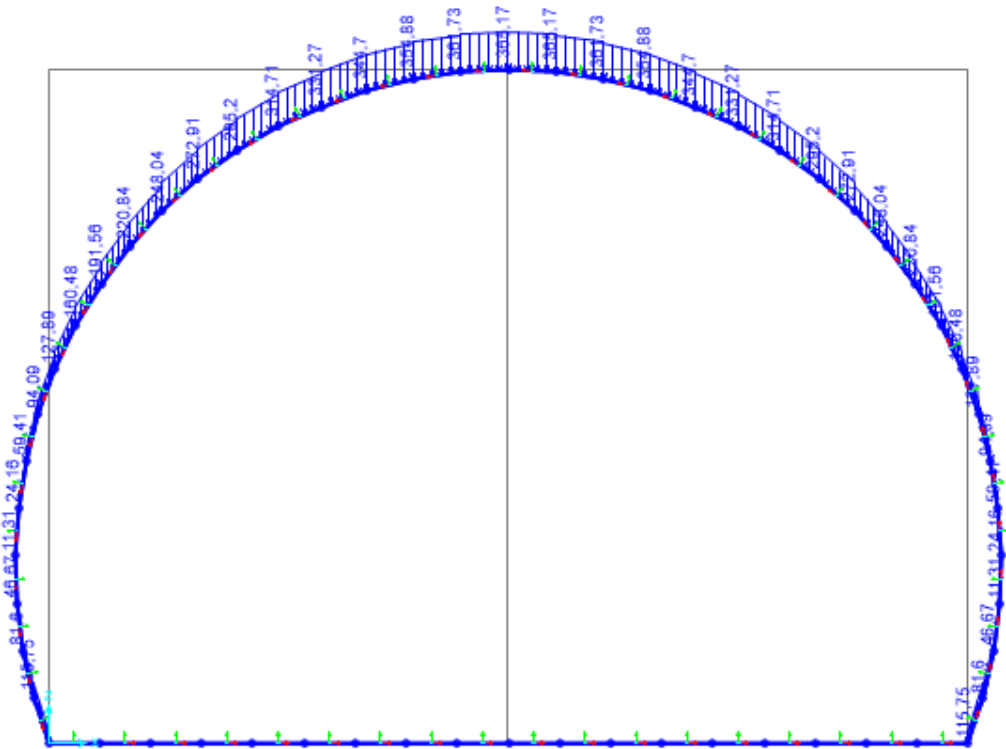


FIGURE III.23 – charges verticale

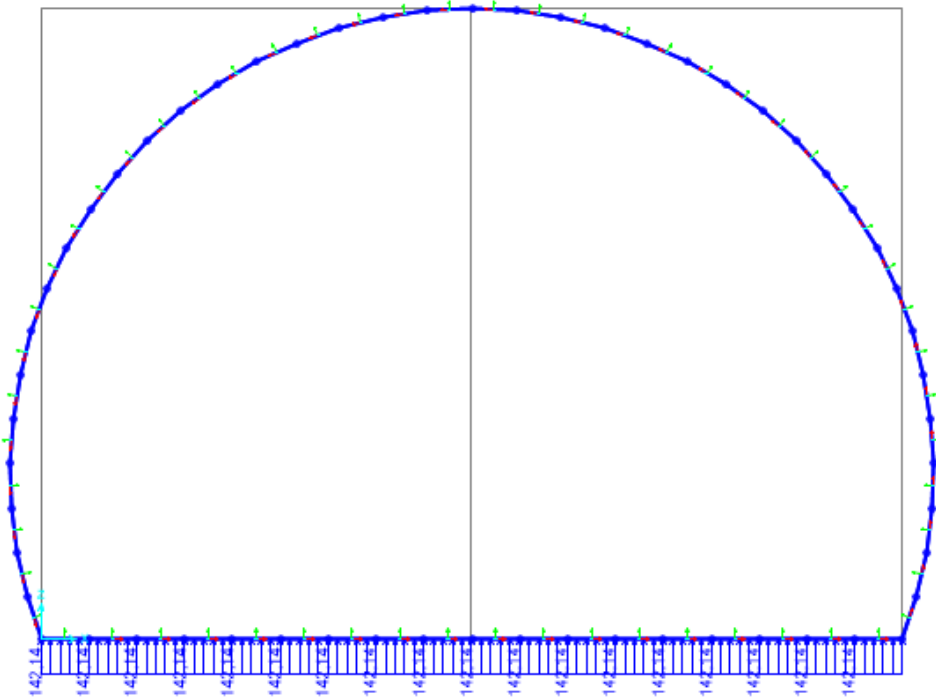


FIGURE III.24 – charges de tsimbervitch

ANNEXE C

ferrailage à l'aide du logiciel ROBOT 2025

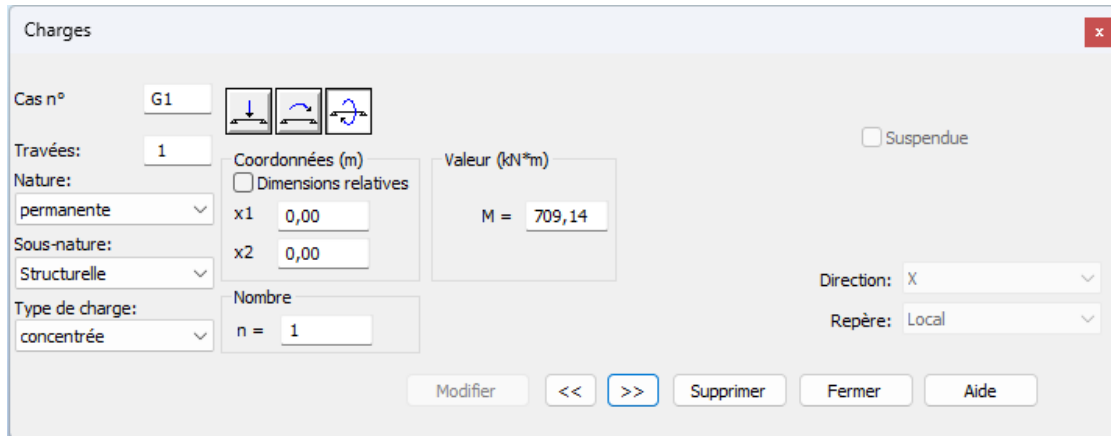


FIGURE III.25 – chargement du moment fléchissant

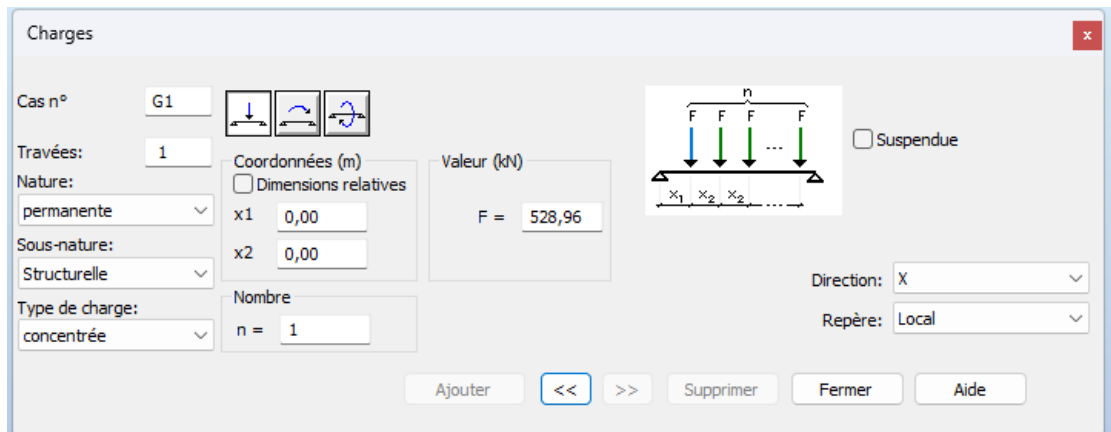


FIGURE III.26 – chargement de l'effort normal