



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

جامعة سعد دحلب البليدة

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

كلية الهندسة - دائرة الهندسة المدنية

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER 2

EN GENIE CIVIL

OPTION : GEOTECHNIQUE

*Etude géotechnique et conception du 2^{ème} tunnel
(Ganntas) de la rocade nord de la
ligne SNTF Affroun-Khemis*

PRESENTE PAR :

Mr Farouk ELBEY

Mr Essaied Ismail ZERFA

DIRIGE PAR :

Dr Khaled GRINE

PROMOTION: 2011/2012

ملخص

تتكون هذه المذكرة من الدراسة الجيوتقنية و التهيئة لإنجاز مشروع نفق ذو اتجاهين للسكة الحديدية طوله حوالي 7 كيلومتر, يقع قرب مدينة بومدفع. بعد التعرف على الخصائص الفيزيائية و الميكانيكية للتشكيلات الصخرية, وبعد التصنيف و التحقق. التقنية المختارة للحفر هي الحفر الميكانيكي المعين, و الطريقة النمساوية الجديدة كوسيلة إسناد مؤقت, تتكون من براغي موزعة للتثبيت, أقراص ثقيلة HEB, و خرسانة مرشوشة. الغطاء النهائي للنفق يتكون من قشرة خرسانة غير مسلحة 30سم .

كلمات مفتاحية : النفق, الطريقة النمساوية الجديدة, إسناد , خرسانة المرشوشة .

RESEME

Ce mémoire concerne l'étude géotechnique et conception pour l'exécution d'un projet de tunnel ferroviaire à deux voies. Sa longueur est d'environ 7 kilomètres, il est situé près de la ville de Boumadfaa.

En évaluant les caractéristiques physiques et mécaniques des formations rocheuses, et après la classification et vérification des roches, la technique choisit pour l'excavation est le creusement mécanique par attaque ponctuelle. La nouvelle méthode autrichienne comme moyen de pré-soutènement qui se compose de boulons d'ancrage répartie, cintres lourds HEB avec béton projeté. Le revêtement définitif du tunnel est formé d'une couche de béton non armé de 30cm.

Mots clés: tunnel, nouvelle méthode autrichienne, soutènement, béton projeté.

ABSTRACT

This project consists of the geotechnical study and design of a two-way railway tunnel. Its length is about 7 kilometers, it is located near the town of Boumadfaa.

By assessing the physical and mechanical characteristics of rock formations, and after the classification and verification of rocks, the chosen technique for the excavation is the mechanical excavating by punctual attack, and the new Austrian method as a way of a supporting system which consists of rock bolts, heavy steel ribs HEB with shot concrete. The super cover of the tunnel is formed from an unreinforced concrete layer of 30cm.

Keys words: tunnel, new Austrian method, supporting, shot concrete.

SOMMAIRE

Introduction générale	01
-----------------------------	----

CHAPITRE 1

Etude Bibliographique Sur Les Tunnels

1.1 Introduction.....	02
1.2 Techniques de creusement	02
1.2.1 Creusement à l'explosif	02
1.2.2 Creusement à attaque ponctuelle	04
1.2.2.1 Méthode à plein section	06
1.2.2.2 Méthode de la demi-section	06
1.2.2.3 Méthode de la section divisée	07
1.2.3 Creusement au tunnelier.....	08
1.2.4 Autre méthodes de creusement	09
1.3 Les soutènements.....	10
1.3.1 Classification des soutènements.....	11
1.3.1.1 Soutènement métallique	11
A) Soutènement par boulonnage.....	11
A.1 Les boulons à ancrage ponctuel.....	12
A.2 Les boulons à ancrage réparti	12
A.3 Barres foncées dans le terrain	13
B) Soutènement par cintres métalliques	13
B.1. Cintres réticulés	13
B.2. Cintres lourds et blindage	15
B.3. Cintres coulissants	16
1.3.1.2 Soutènement en béton	16
a) Béton projeté	16
b) Voussoirs en béton préfabriqué	18
1.3.1.3 La Nouvelle Méthode Autrichienne (N.M.A)	20
1.4 Revêtement définitif	20
1.4.1. Types de revêtements	21
1.4.1.1. Revêtement en béton projeté	21
1.4.1.2 Revêtement en béton coffré armé.....	21
1.4.1.3 Revêtement en béton coffré non armé	22
1.5. Les accessoires des tunnels	22
1.5.1 Etanchéité	22
1.5.2 Drainage	23
1.5.3 Ventilation	23
1.6 Méthodes de dimensionnement des tunnels	24

SOMMAIRE

1.6.1 Méthodes empiriques	24
1.6.1.1 Méthode de recommandations de l'AFTES	25
1.6.1.2 Méthode de Bieniawski (Roch Mass Rating)	29
1.6.1.3 Méthode de TERZAGHI	32
1.6.1.4. Méthode de Barton	34
1.6.2. Méthodes analytiques	35
1.6.2.1 Méthode convergence-confinement	36
1.6.2.2 Méthode des actions et des réactions (réactions hyperstatiques)	38
1.6.3 Méthodes numériques.....	40
1.6.3.1 Méthode des éléments finis	40
1.6.3.2 Méthode des Eléments frontières	42
1.6.3.3 Méthodes des différences finies	42
Conclusion	44

CHAPITRE 2

Etudes Et Reconnaissances Du site

2.1. Introduction	45
2.2. Localisation du site	45
2.3. Géologie régionale	46
2.4. Etude hydrogéologique.....	47
2.5. Etude géologique locale.....	48
2.5.1. Sondages et prélèvement d'échantillons	48
2.6 Etude géotechnique	52
2.6.1 Propriétés géotechniques	52
2.7 Partition du tracé	53
Conclusion	55

CHAPITRE 3

Calcul Du Soutènement Provisoire

3.1 Introduction	56
3.2 Classification des massifs rocheux du terrain	56
3.2.1 Classification de Bieniawski (R.M.R)	56
3.2.1.1 Méthode de creusement	57
3.2.1.2. Choix du soutènement	59
3.2.2 Classification des recommandations d'A.F.T.E.S	60
3.2.2.1 Choix du soutènement	60

SOMMAIRE

3.2.2.2 Choix du soutènement pour la marne altérée	61
3.3 Synthèse des résultats de RMR et AFTES	62
3.4 Calcul analytique du soutènement provisoire	64
3.4.1 Calcul du soutènement de la section 1	65
3.4.1.1 La théorie d'homogénéisation	66
3.4.1.2 Calcul analytique	67
A) Calcul de la contrainte initial au poids des terres	67
B) Courbe caractéristique de la roche (convergence)	67
C) Courbe caractéristique du soutènement (confinement)	68
D) Vérification du soutènement	69
3.4.1.2 Calcul numérique	70
a) Présentation du logiciel C-lambda	71
b) Insertion des données	72
c) Résultats numériques et graphiques	72
d) Comparaison entre le calcul analytique et numérique	73
3.5 Synthèse des Soutènements	75
Conclusion	77

CHAPITRE 4

Calcul Et Modélisation Du Revêtement Définitif

4.1 Introduction	78
4.2 Présentation du logiciel PLAXIS	79
4.3 Définition d'un modèle d'éléments finis sur le logiciel PLAXIS	79
4.3.1 Les couches du sol	80
4.3.2 Propriétés mécaniques des matériaux	80
4.3.3 Le tunnel	80
4.3.4 Génération du maillage d'éléments finis	81
4.3.5 Conditions hydrauliques	81
4.3.6 Contraintes initiales	81
4.3.7 La phase de calcul	82
4.4. Calcul du revêtement définitif	82
4.4.1 Calcul de la rigidité à la compression et à la flexion du Soutènement provisoire	83
4.4.2 Calcul de la rigidité à la compression et à la flexion du revêtement définitif	84
4.4.3 Le poids du revêtement	85
4.5 Modélisation de la section 1 marne altérée	85
4.5.1 Génération du maillage	86
4.5.2 Présentation de l'état de la nappe	87
4.5.3 Contraintes initiales	87

SOMMAIRE

4.5.4 Contraintes totales	88
4.5.5 Déformation du tunnel	88
4.5.5.1 Déformation du tube droit	89
4.5.5.2 Déformation du tube gauche	90
Conclusion	92
Conclusion Générale	93

ANNEXE

Annexe A

Annexe B

Annexe C

Annexe D

Annexe E

Annexe F

Introduction générale

L'augmentation de la densité et la présence des obstacles naturels dans la ville, sont deux facteurs principaux qui conduisent à la saturation des réseaux de transport et entravent le déplacement dans la ville ou entre les villes. Pour éviter ces facteurs la réalisation des travaux souterrains donnant passage à une voie de communication de transport liée les zones considérées et atteint le besoin de déplacement. La construction des tunnels est une activité importante dans la civilisation humaine. Le tunnel le plus ancien a été construit en Mésopotamie sous l'Euphrate il y a 4000 ans à l'époque de la reine Sémiramis.

Ces dernières années, l'évolution des techniques de construction des tunnels a permis un développement soutenu par une série d'innovations technologiques, les civilisations modernes ont élargi le génie des souterrains afin de répondre aux besoins croissants de communication de transport (marchandise, eau). Les ouvrages souterrains constituent la solution la mieux adaptée à la création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses.

Le projet du mémoire concerne la construction du tunnel GANNTAS, entrepris par l'ANESRIF, qui est un tunnel ferroviaire bitube de longueur de 7 km environ, y inclus des rameaux de secours nécessaires. Le tunnel Ganntas est un élément majeur de la modernisation de la rocade nord de la ligne ferroviaire SNTF Affroun-Khemis, qui prévoit le franchissement de la montagne Ganntas (une partie de l'Atlas Tellien), culminant à 400 m entre les environs d'Oued – Zeboudj (Boumadfaa) au Nord-est et Aïn-Soltane (Khémis–Miliana) au Sud-ouest, La zone du tunnel est entre PK102+088 et PK109+430.

L'étude de ce mémoire est pour achever la conception du tunnel Ganntas par le choix du type de soutènement et la méthode de creusement qui s'adapterait à la base de données géotechniques établis sur le terrain et des méthodes de conception du tunnel existent.

Le premier chapitre présente l'étude bibliographique sur les tunnels d'une manière générale, décrit les techniques de creusement, les différents types de soutènements, et les méthodes de dimensionnement. Le deuxième chapitre présente la synthèse géologique et géotechnique du site de tunnel Ganntas. Le troisième chapitre dans lequel on fera une classification géotechnique des types de terrains ainsi qu'un choix de méthode de creusement et soutènement adapté. Le quatrième chapitre inclut le calcul et la modélisation du revêtement définitif du tunnel.



Portail Nord-est du tunnel Ganntas



Portail Sud-ouest du tunnel Ganntas

Liste des figures

Figure 1.1. Plan de tir	04
Figure 1.2. Jumbos	05
Figure 1.3. Machine à attaque ponctuelle	06
Figure 1.4. Bra à attaque radial	06
Figure 1.5. Bra à attaque transversale	06
Figure 1.6. Brise-Roche	06
Figure 1.7. Creusement en pleine-section	07
Figure 1.8. Creusement en demi-section	08
Figure 1.9. Creusement en Section divisée	09
Figure 1.10. Tunnelier	10
Figure 1.11. Soutènement par boulonnage	12
Figure 1.12. Boulon à ancrage ponctuel	13
Figure 1.13. Boulon à ancrage réparti	14
Figure 1.14. Mise en place du cintre réticulé	15
Figure 1.15. Cintres réticules PANTEX à 3 brins	15
Figure 1.16. Cintre lourd	16
Figure 1.17. Blindage	16
Figure 1.18. Assemblage des éléments d'un cintre coulissant.....	17
Figure 1.19 Différents procédés de projection du béton.	19
Figure 1.20. Exemple de revêtement par voussoirs en béton.....	20
Figure 1.21. Voussoirs préfabriqués en béton armé	20
Figure 1.22. Exemple de coffrage de tunnel	22
Figure 1.23. Mise en place d'armatures de radier	22
Figure 1.24. Etanchéité d'un tunnel	23
Figure 1.25. Drainage	24
Figure 1.26. Ventilation	24
Figure 1.27. Les méthodes de dimensionnement	25
Figure 1.28. Hypothèse de calcul de TERZAGUI.....	34
Figure 1.29. Méthode de convergence-confinement (Panet et Guellec, 1974).....	37
Figure 1.30. Principe de la méthode de convergence-confinement.....	39
Figure 1.31. Modélisation des efforts de réaction dans le terrain par ressorts	40
Figure 1.32. Modèle de maillage	41
Figure 2.1. Carte des reliefs montagneux de l'Atlas Tellien de la zone du projet.....	46
Figure 2.2. Carte de localisation du tracé pour le tunnel Ganntas	47

Liste des figures

Figure.3.1. Choix de type de creusement.....	58
Figure.3.2. Graphe type convergence confinement	68
Figure 3.3. Tableau de données C-lambda pour la section 1.....	69
Figure 3.4. Tableau de résultats C-lambda pour la section 1.....	70
Figure 3.5. Courbe de convergence-confinement pour la section 1.....	71
Figure 3.6 Cintre HEB180.....	73
Figure 3.7. Hypothèse du milieu plastique	74
Figure 4.1. Géométrie du tunnel	78
Figure 4.2. Propriétés des plaques	79
Figure 4.3. Modèle géométrique du tunnel	83
Figure 4.4. Maillage du modèle	84
Figure 4.5. Niveau de la nappe	84
Figure.4.6. Contraintes effectives initiales	84
Figure 4.7. Contraintes totales	85
Figure 4.8. Déformation du tunnel (échelle 100 fois)	86
Figure.4.9. Sens de déformation tube droit	86
Figure.4.10. Déplacement de la voûte, piédroit et radier tube droit	87
Figure.4.11. Sens de déformation tube gauche	87
Figure.4.12. Déplacement de la voûte, piédroit et radier tube gauche	88

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Les grands tunnels dans le monde.....	02
Tableau 1.2 : Mélange de béton projeté (<i>Hoek & Wood, 1988</i>)	16
Tableau 1.3 : Classification selon l'état d'altération du massif rocheux.....	25
Tableau 1.4 : Classification selon l'intervalle Entre les discontinuités	26
Tableau 1.5 : Classification selon l'orientation des discontinuités	26
Tableau 1.6 : Classification selon le nombre de familles De discontinuités	26
Tableau 1.7 : Classification selon l'intervalle entre les Discontinuités de chaque famille...	27
Tableau 1.8 : Classification selon la charge hydraulique	27
Tableau 1.9 : Classification selon la perméabilité	27
Tableau 1.10 : Classification selon l'indice de continuité I_c	28
Tableau 1.11 : Classification selon la résistance à la compression simple	28
Tableau 1.12 : Classification selon l'état des contraintes naturelles en fonction du rapport R_c/σ_0 ...	29
Tableau 1.13 : Classification selon Le module de déformabilité	29
Tableau 1.14 : Méthode de Z.BIENIAWSKI paramètres de classification des roches et notes de pondération	30
Tableau 1.15 : Note d'ajustement pour l'orientation des joints	31
Tableau 1.16 : Classe de roche suivant la classification de Z.BIENIAWSKI après application de la note d'ajustement	31
Tableau 1.17 : Recommandation du soutènement d'après Z.BIENIAWSKI	32
Tableau 1.18.: classification de la qualité de la roche	35
Tableau 2.1 : Rapport du sondage SC1.....	48
Tableau 2.2 : Les formations rocheuses principales	49
Tableau 2.3 : Description des formations.....	50
Tableau 2.4 : Paramètres géo-mécaniques des roches	51
Tableau 2.5 : Récapitulatif des sections de calcul	53
Tableau 3.1 : Classification des masses rocheuses	57
Tableau 3.2 : Classement en fonction de la résistance en compression uniaxiale.....	58
Tableau 3.3 : Recommandation du soutènement d'après Z.BIENIAWSKI	60
Tableau 3.3 : Soutènement de la Marne altérée	61
Tableau 3.5 Synthèse du soutènement de chaque classe de la roche	61
Tableau 3.6 Choix du type du soutènement en fonction du comportement mécanique de massif..	62
Tableau 3.7. Synthèse des résultats de classification avec le soutènement proposé pour la marne altérée	63
Tableau 3.8. Les soutènements proposés par Bieniawski et les recommandations AFTES pour les différentes classes rocheuses	64
Tableau 3.9. Paramètres du béton	66
Tableau 3.10. Récapitulatif des résultats de deux méthodes	73
Tableau 3.11: Les résultats du calcul	73
Tableau 3.12: Les déformations admissibles	73
Tableau 3.13 Récapitulatif des soutènements	75
Tableau 4.1 Récapitulation des déplacements	

CHAPITRE 1

Etude Bibliographique Sur Les Tunnels

1.1 Introduction

Dès l'Antiquité, les Grecs et les Romains ont creusé des tunnels ou aqueducs souterrains avec des outils rudimentaires, afin d'alimenter leurs cités en eau, pour répondre aux besoins de l'irrigation. Parmi les anciens ouvrages souterrains il y a le tunnel italien de « Furlo » long de 38m, large de 5,40m et haut de 4,80m, a été construit pour favoriser la circulation entre Rome et l'Adriatique, entre 76 et 70 avant J.C. Le tunnel de Babylone construit par la reine Sémiramis près de 4000 ans, et le tunnel construit par Eupalinos à travers une montagne pour amener l'eau d'une source dans la ville de Samos vers 520 avant J-C. A cette époque, les méthodes de creusement dans la roche étaient très difficiles. Pour creuser dans la roche, il fallait tout d'abord de chauffer la roche pour la dilater et ensuite la refroidir brutalement pour la faire éclater.

Depuis le XV^{ème} siècle, l'amélioration des moyens techniques de creusement ont permis de développer la réalisation des tunnels avec des sections et des longueurs plus importantes, la première fut l'invention du bouclier qui consiste d'un échafaudage mobile utilisé pour la réalisation du tunnel de Wapping (370m). En seconde fut l'utilisation des explosifs, utilisés pour la réalisation du tunnel de Malpas en 1679, long de 165m. Finalement suite à la progression rapide des concepts scientifiques et Grâce aux innovations technologiques ont permis l'invention du tunnelier, utilisé pour le creusement du tunnel de Mersey long de (3920m) à Liverpool en 1879.

Le tableau 1.1 donne quelques exemples des tunnels en fonction de leur longueur.

Tableau 1.1 : Les grands tunnels dans le monde

Nom du tunnel	pays	Longueurs	Type
Seikan	Japon	53,85 km	ferroviaire
Le tunnel sous la Manche	France	50,45 km	ferroviaire
Lötschberg	Suisse	34,6 km	ferroviaire
Guadarrama	Espagne	28,4 km	ferroviaire
Lærdal	Norvège	24,5 km	routier
Hsuehshan	Asie	12,90 km	routier
Päijänne	Finlande	12 km	Aqueduc

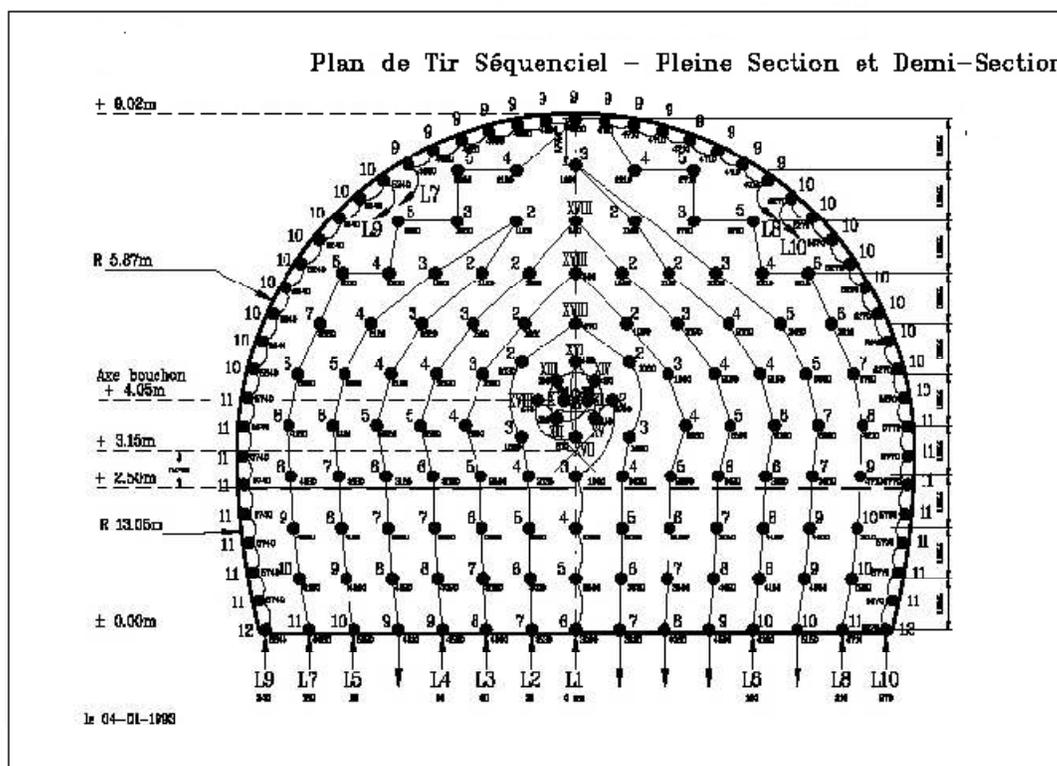
Dans ce qui suit, aperçu sur les techniques de creusement principalement utilisées pour la réalisation de tel ouvrage souterrain, est comme suit.

1.2 Techniques de creusement

La nature du terrain, les délais imposés, la géométrie de l'ouvrage et matériels existants, affectent de façon considérable sur le choix de la technique de creusement. Les principales techniques du creusement sont comme suit:

1.2.1 Creusement à l'explosif

La technique du creusement à l'explosif est très ancienne et plus économique, utilisable pour l'excavation des tunnels dans les massifs rocheux de dureté moyenne à élevée. Les explosifs sont composés de la poudre noire (salpêtre + charbon + soufre), détonnent sous l'action d'une onde de choc générée par un détonateur électrique. L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement par deux sections au maximum dites demi-sup (calotte) et demi-inf (stross), de manière cyclique selon des opérations élémentaires. Premièrement, le traçage et la perforation du plan de tir (Figure.1.1), suit du chargement des trous de mines et du tir de la volée. Après l'abattage, l'évacuation des gaz toxiques par ventilation et l'évacuation des déblais (marinage).



Le traçage du plan de tir souvent commun aux opérations de pilotage de la galerie (implantation et vérification de l'axe de la galerie, contrôle du pourtour de l'excavation), est exécuté sur la base d'un plan de tir théorique adapté aux conditions particulières du front de taille, (fracturation, hétérogénéité, hors profile et en profile), et à la qualité des roches rencontrées. Pour améliorer la qualité du traçage et pour réduire les délais nécessaires à cette opération, il est procédé à une projection de plan de tir théorique au moyen d'un appareil optique installé en galerie à proximité du front de taille. Le dernier développement consiste à mémoriser le plan de tir dans un logiciel de perforation automatique au moyen d'un ordinateur embarqué sur le jumbo de foration. (Figure 1.2). La perforation se fait premièrement au centre (le bouchon) est réalisé par un maillage des trous plus rapproché, autour du bouchon un autre maillage en forme de cercle est alimenté avec un autre détonateur de façon l'abatage se fait après le bouchon. Dans le voisinage des extrémités de la section du front de taille, le troisième maillage est composé des trous moins chargés pour n'avoir pas d'hors profile. [1].



Figure 1.2. Jumbos

1.2.2 Creusement à attaque ponctuelle

Cette méthode de creusement est une technique mécanique, est exécutée par l'emploi d'un machine à attaque ponctuelle permet de creuser n'importe quel profil de dimension variable (Figure 1.3). L'usage est généralement fait dans les roches tendres ou altérées de dureté moyenne, l'exécution se fait par les haveuses avec un bras mobile équipé d'une tête fraiseuse gratte et balaie une surface de front. Dans les machines à attaque radiale, la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras. (Figure 1.4). Dans les machines à attaque transversale, la fraise appelée aussi tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentiellement la surface du front (Figure 1.5), ou bien par des machines à attaque ponctuelle qui abattent le terrain de

manière sélective et par partie. Un Brise-Roche Hydraulique (BRH) et une pelle retro de chantier (Figure 1.6). Le rendement de cette méthode est bien meilleur que l'explosif. [1]

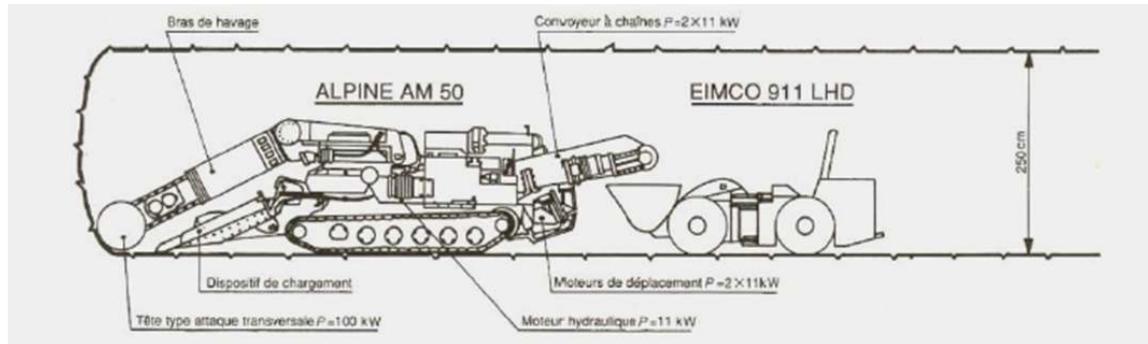


Figure 1.3. Machine à attaque ponctuelle

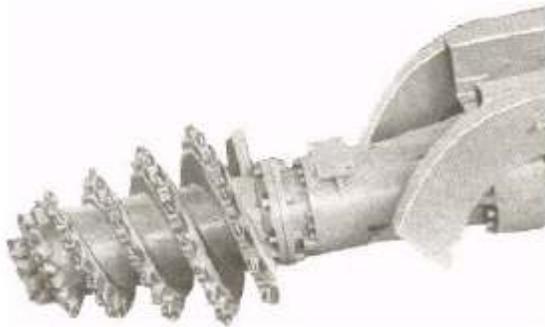


Figure 1.4. Bra à attaque radial



Figure 1.5. Bra à attaque transversale.



Figure 1.6. Brise roche

Dans cette technique de creusement, il existe trois (03) méthodes différentes d'excavation du front de taille, ce sont : La méthode de creusement à pleine section, la méthode de la demi-section et la méthode de la section divisée.

1.2.2.1. Méthode à pleine section

Cette méthode de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase (Figure.1.7). Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonnes ou d'assez bonnes caractéristiques géomécaniques, lorsque leur section n'est pas trop importante pour être couverte par un jumbo ou une machine à attaque ponctuelle. Dans le cas contraire la méthode nécessite de gros engins et devient extrêmement coûteuse. La rapidité de cette méthode facilite l'organisation du chantier, car elle permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du revêtement. Lorsque les déblais sont exécuté par tranche horizontale en commençant par le haut, la méthode de creusement en pleine section est plus favorable à la maîtrise de déplacement puisqu'elle évite les problèmes liés aux reprises d'excavation dans un terrain déjà déconfiné. [1]

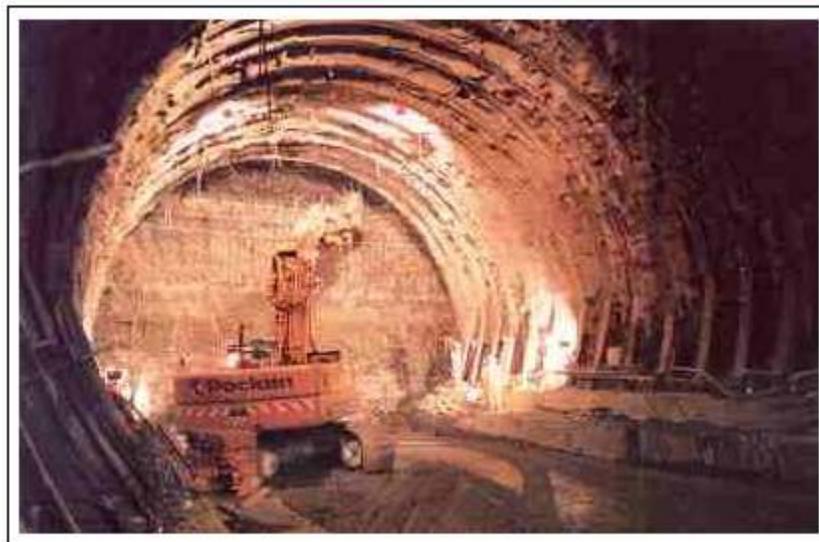


Figure.1.7. Creusement en pleine-section

1.2.2.2 Méthode de la demi-section

Cette méthode consiste en premier lieu à creuser dans la partie supérieure de la section (Calotte), en deuxième lieu la partie inférieure (Stross) étant réalisée avec un décalage dans le temps (Figure.1.8). Un soutènement doit éventuellement être mis en place en partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté, béton) avant le creusement de la partie inférieure. Cette technique est conseillée pour des tunnels de qualité moyenne et des grandes sections, car elle permet de mieux maîtriser les problèmes de stabilité vue la

dimension réduite du front de taille, et de limiter des ébranlements dans le massif encaissant, ainsi que la mise en œuvre d'un type de soutènement par rapport au creusement en plein section.

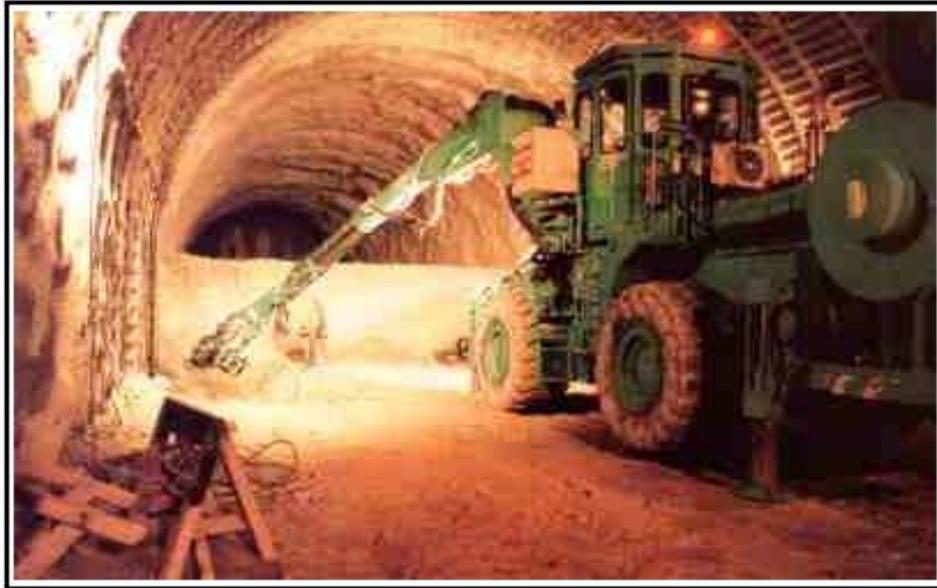


Figure.1.8.Creusement en demi-section

1.2.2.3 Méthode de la section divisée

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excaver est importante, ou dans le cas d'un terrain des caractéristiques géotechniques faibles qui ne permet pas d'assurer la stabilité du front de taille avec une ouverture en demi section. Ce type de creusement a été utilisé lorsque que les procédés de pré-soutènement et de renforcement du front de taille n'étaient pas encore bien développés. Il consiste en l'ouverture préalable d'une ou de plusieurs galeries de petite section. Par cette méthode, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la dépression des terrains est plus limitée. La division de la section est en fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire, qui peut rester stable avant la mise en place du soutènement. La méthode de la section divisée comprend généralement deux modes de creusement, un mode de creusement consiste à creuser une galerie en clé de voûte, ensuite la rendre plus large latéralement pour achever la demi-section supérieure de l'excavation finale, idem pour la demi-section inférieure. (Figure1.9.A). Le deuxième mode consiste à commencer par deux galeries de base, au niveau des piédroits vers la clé de voûte. (Figure1.9.B). [2].

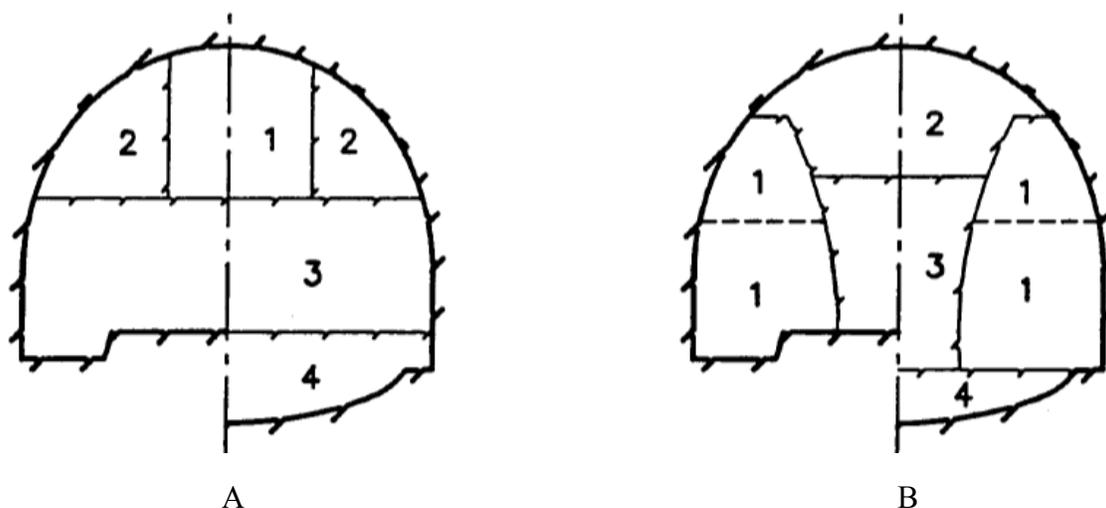


Figure 1.9 Creusement en Section divisée

Les avantages de l'utilisation de la méthode à l'attaque ponctuelle, elle n'est pas très coûteuse, ainsi la réalisation peut être sélectionnée en forme variée et en combinaison avec l'explosif. L'inconvénient de cette méthode c'est que l'utilisation est limitée aux roches de dureté moyenne.

1.2.3 Creusement au tunnelier

Le tunnelier est une machine conçue pour creuser les tunnels dans tous types de géologies, des terrains meubles très perméables jusqu'aux rochers les plus durs, sous forte charge d'eau, et quand les conditions de stabilité ne sont pas assurées. Le tunnelier capable d'excaver en une seule fois la section du tunnel à réaliser « attaque globale », à l'inverse des machines à attaque ponctuelle qui abattent le terrain de manière sélective (Figure 1.10). Il comprend un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement. La progression de la machine est généralement assurée par une série de vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière qui assure la précision du pilotage. Le principe de fonctionnement du tunnelier consiste à assurer la stabilité du front d'attaque par mise en pression des déblais excavés contenus dans la chambre d'abattage pour équilibrer les pressions des terrains et de la nappe. L'abattage est assuré par une roue équipée de molettes. La pression transmise par le tunnelier sur les molettes, associée à la rotation de la tête de forage entraîne la destruction de la roche. Il assure le soutènement provisoire et permet le montage du revêtement définitif du tunnel. Les déblais foisonnés sont rendus, si nécessaire, pâteux à l'aide d'additifs injectés à partir d'orifices situés sur la tête d'abattage et la cloison étanche. L'extraction est assurée par un convoyeur à vis. C'est la régulation de l'extraction des déblais, en corrélation avec la poussée du tunnelier qui assurent la mise en pression du produit excavé dans la chambre d'abattage. L'ajout systématique d'air comprimé dans la chambre permet une meilleure régulation de la pression en partie supérieure de la chambre assurant un parfait contrôle des convergences. Les spécificités des tunneliers particulièrement adaptés aux ouvrages d'assainissement, d'adduction d'eau ou des tunnels des grandes dimensions.

Les avantages de creusement par un tunnelier sont, l'exécution très rapide et efficace, la qualité et la sécurité du travail qui sont plus parfaits que les méthodes conventionnelles. En ce qui concerne les inconvénients, le coût est très élevé, la section reste toujours circulaire [2].

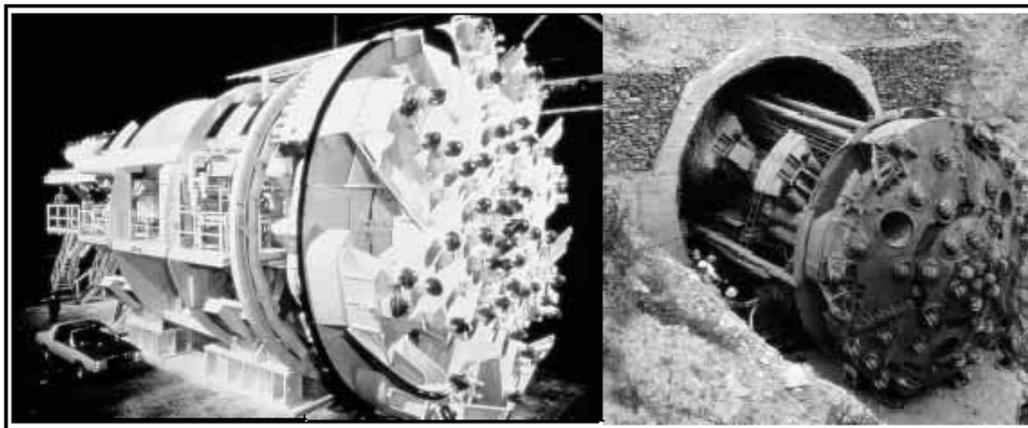


Figure 1.10. Tunnelier

1.2.4 Autres techniques de creusement

Grâce à l'industrie et aux recherches scientifiques, Les méthodes futuristes de creusement ont fait l'objet d'essais de laboratoire et qui reposent sur des principes assez différents de l'explosif ou de l'excavation mécanique. Ce sont :

- La percussion lourde

Consiste à lancer sur le front de taille un projectile dont l'impact provoque la fissuration et l'éclatement de la roche. Le Bureau des Mines des USA a fait procéder à des expériences intéressantes dans cette voie en utilisant un canon de 10 m à 15 m du front et des projectiles en béton d'environ 5 kg percutant le front à la vitesse de 1500 m/s. La fissuration dans le granit intéresse une profondeur de 30 à 50 cm et il faut 8 coups pour permettre de progresser de 30 cm sur un front de 15 m².

- Le jet hydraulique

A haute pression (jet-cutting), il consiste à réaliser des saignées dans la roche à l'aide d'un jet d'eau concentré à faible débit, mais à très forte pression. Ainsi, en Allemagne, avec une buse de 0,5 mm, un débit de 18 L/min et une pression de 3800 bars, le granit est réalisé des saignées de 6 mm de profondeur à la vitesse de 10 cm/s. En combinant, sur une machine à attaque globale, l'action des outils et celle d'un nombre équivalent de buses à haute pression de ce type.

- La vibration

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

- Le gradient thermique et la fusion

L'action de la chaleur est plutôt réservée aux forages de petits diamètres, en raison de son très faible rendement énergétique. D'une façon générale, si l'on compare les bilans énergétiques de ces différentes méthodes, on vérifie que les méthodes les plus économiques sont celles dans lesquelles le matériau est découpé en morceaux aussi gros que possible. De ce point de vue, l'abattage mécanique exige globalement, deux fois plus d'énergie que l'explosif. Mais d'autres critères interviennent de façon décisive en faveur de la mécanisation. L'avenir est probablement la combinaison de méthodes classiques et de certaines de ces méthodes utilisées à dose homéopathique pour tendre à limiter la fragmentation de la roche. [3]

Le titre suivant concerne la définition et les principales classes de soutènement dans les ouvrages souterrains.

1.3 Les Soutènements

Pour assurer la sécurité du chantier contre les éboulements lors des travaux souterrains, le recours à l'utilisation d'un soutènement provisoire qui s'écoule entre le début de l'excavation et la mise en place du soutènement définitif, afin de palier aux problèmes causés par la décompression du terrain, qui permet d'assurer la stabilité des parois, mais participe aussi à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement. On peut distinguer trois classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain. Ce sont :

- Le soutènement agissant par confinement

Le soutènement développe le long des parois une contrainte radiale de confinement généralement faible, c'est le terrain qui joue le rôle essentiel. Il y a généralement deux types : Béton projeté seul, Béton projeté associé à des cintres légers.

- Le soutènement agissant à la fois par confinement et comme armatures

Il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers, il y a principalement deux modes : Boulons à ancrage ponctuel, et boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier).

- Le soutènement agissant comme supports

C'est le soutènement seul qui doit résister aux différents efforts, dans le cas où le terrain a des caractéristiques géomécaniques faibles. Les composantes de soutènement sont comme suit :

- Cintres (lourds ou légers).
- Plaques métalliques assemblées.
- Voussoirs en béton.
- Tubes perforés (voûte parapluie). [4].

1.3.1 Classification des soutènements

Le premier type de soutènement utilisé dans les ouvrages souterrains, c'est le soutènement métallique.

1.3.1.1 Soutènement métallique

Le soutènement métallique comprend deux catégories principales, soutènement par boulonnage et par cintres métalliques :

A) Soutènement par boulonnage

On appelle boulonnage le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques, de longueur comprise entre 1,50 à 10m, placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre (Figure 1.11). Les boulons se distinguent des tirants par deux caractères principaux : leur longueur dépasse généralement 10m, et ils sont mis en traction volontairement à une fraction importante de leur charge de rupture. Les tirants (qui sont des éléments actifs), par opposition aux boulons qui sont passifs. Contrairement aux cintres qui agissent comme des supports, les boulons agissent surtout par confinement, c'est-à-dire qu'ils développent, le long de la paroi du tunnel, une contrainte radiale qui même si elle est faible, permet d'augmenter dans des proportions très importantes la résistance du terrain dans la direction tangentielle. Même s'il a localement dépassé sa limite de rupture, le rocher est ainsi capable de retrouver un nouvel état d'équilibre grâce à la formation de voûtes de décharge tout autour de l'excavation. Les boulons agissent également comme armatures en améliorant la résistance au cisaillement du terrain fracturé et en lui conférant une sorte de cohésion fictive. Ceux-ci sont de deux types: boulons à ancrage ponctuel, boulons à ancrage réparti. Le choix entre ces deux types est essentiellement lié à la nature du terrain.

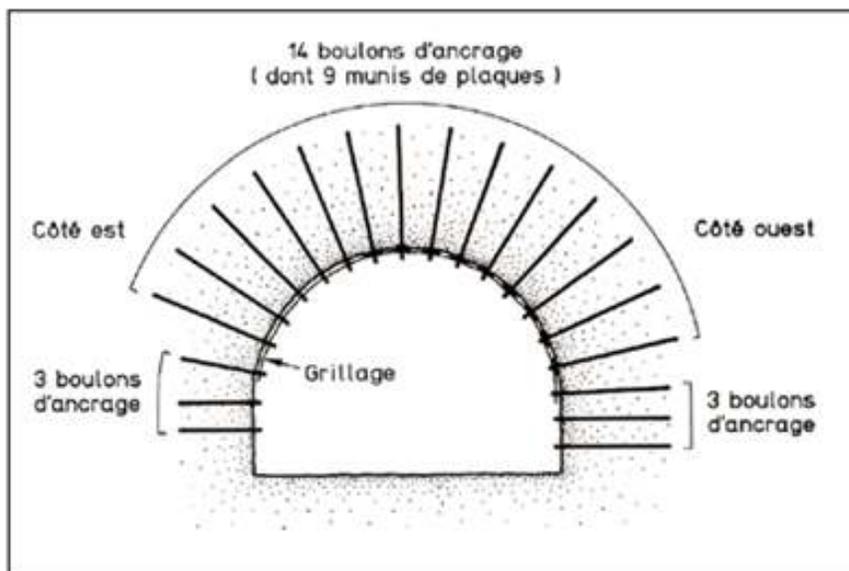


Figure 1.11 Soutènement par boulonnage

A.1. Les boulons à ancrage ponctuel

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique (généralement coquille d'expansion à filetage inverse), qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (une dizaine de centimètres) (Figure.1.12). Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages, notamment la rapidité de la mise en œuvre et l'utilisation possible même en cas de venues d'eau dans le forage. En contrepartie, il nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas fluer au voisinage de l'ancrage. Il s'agit essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures, même fissurées. [1].

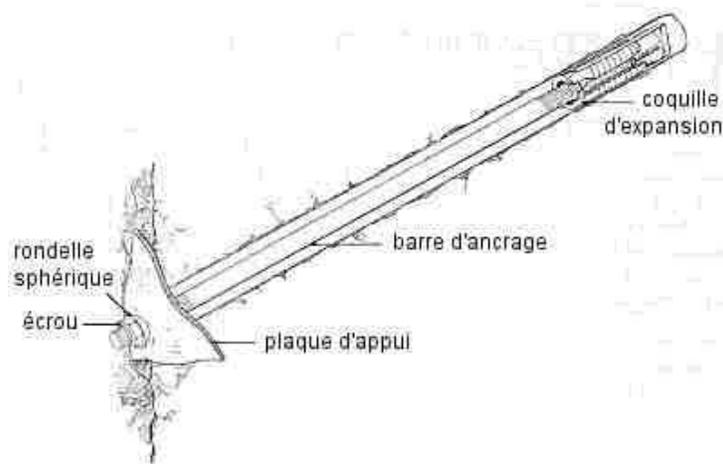


Figure.1.12. Boulon à ancrage ponctuel

A.2. Les boulons à ancrage réparti

Ils sont ainsi nommés parce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement qui peut être une résine ou un mortier de ciment (Figure.1.13). Dans le cas du scellement à la résine, on utilise des cartouches cylindriques adaptées au diamètre du trou et contenant. Après nettoyage du trou et introduction des charges de résine, on enfonce le boulon dans le trou par poussage et rotation simultanés, en utilisant la perforatrice. Le jeu entre le terrain et le boulon ne doit pas excéder 2 à 4 mm, ce qui suppose une très bonne précision de forage. Dans le cas du scellement au mortier, on peut soit adopter le principe charge sèches en cartouches, soit placer le boulon dans le trou préalablement rempli de mortier par injection en fond de trou, soit encore utiliser la technique perfo du tube perforé rempli de mortier. Le jeu entre le terrain et le boulon dans tous les cas bien supérieur à ce qu'il est dans le cas de la résine. Les boulons à ancrage réparti peuvent être utilisés dans des roches bien plus tendres que les boulons à ancrage ponctuel. Ils s'opposent plus efficacement à l'ouverture des fissures isolées, puisque l'ancrage existe près des lèvres de la fissure elle-même. [5]

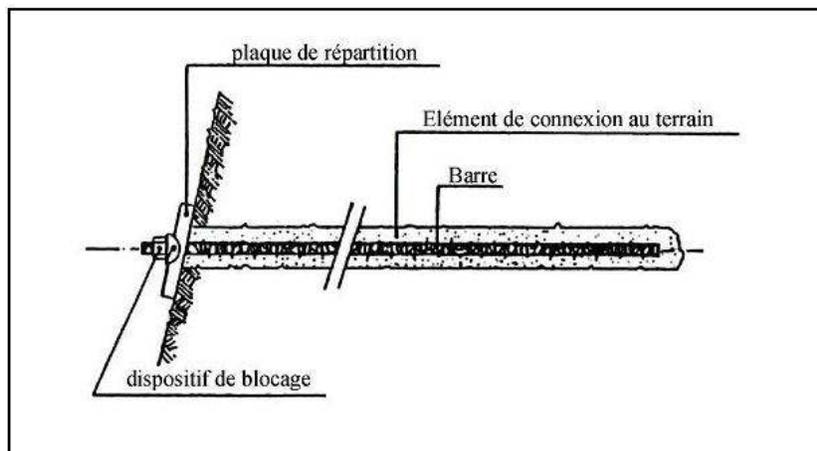


Figure.1.13. Boulon à ancrage réparti

A.3. Barres foncées dans le terrain

Elles sont utilisées lorsqu'il est impossible de forer un trou dont les parois pour quelles être stables pendant le temps nécessaire à la mise en place d'un boulon. Le forage peut être exécuté à l'aide d'une perforatrice pour foncer des barres nervurées qui sont vissées dans le terrain. La résistance à l'arrachement dépend de la nature du terrain. Les diamètres des tiges des boulons varient généralement de 16 à 32 mm et leur longueur de 2 à 5 m. La qualité de l'acier dépend des conditions d'utilisation, sous faible couverture et il s'agit de limiter strictement les déformations, en utilisant des aciers relativement durs, sous forte couverture où il peut être nécessaire « d'accompagner » la déformation de la roche, en utilisant les aciers à fort allongement. [1].

B) Soutènement par cintres métalliques

Il y a trois types des cintres : cintres réticulés, cintres lourds et cintres coulissants sont donnés comme suit:

B.1. Cintres réticulés

Le cintre réticulé a été développé pour renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures beaucoup plus résistantes qu'un simple treillis soudé, utilisé principalement avec les méthodes de creusement faisant intervenir le béton projeté comme moyen de limiter les déformations des terrains, les cintres réticulés permettent de suppléer la faiblesse de résistance des bétons aux jeunes âges. L'amélioration par rapport aux cintres traditionnels (HEB, TH) vient du fait que les cintres réticulés forment un élément intégré dans le béton projeté. Ils évitent par leur forme les zones de cavité et facilitent la mise en place du béton projeté, permettant de diminuer ainsi l'affaissement des terrains. (Figure.1.14). Dans ces méthodes, la cohésion entre le béton projeté et le cintre joue un rôle prépondérant. Grâce à la forte aptitude à l'enrobage des cintres réticulés PANTEX, les courbes caractéristiques établies sur la base des essais spéciaux (pull-out test, traction avec barre d'acier tenue dans un bloc béton) montrent que l'on peut mener les calculs en respectant les règles du béton armé.

Les cintres réticulés PANTEX peuvent être adaptés à n'importe quelle géométrie de tunnel. Ils existent en 3 ou 4 brins. L'assemblage par cornières, conçu pour transmettre les forces de toutes natures (compression, traction, flexion) sans discontinuité d'un élément à l'autre, permet un avancement rapide du creusement. (Figure.15.).



Figure.1.14 Mise en place du cintre réticulé

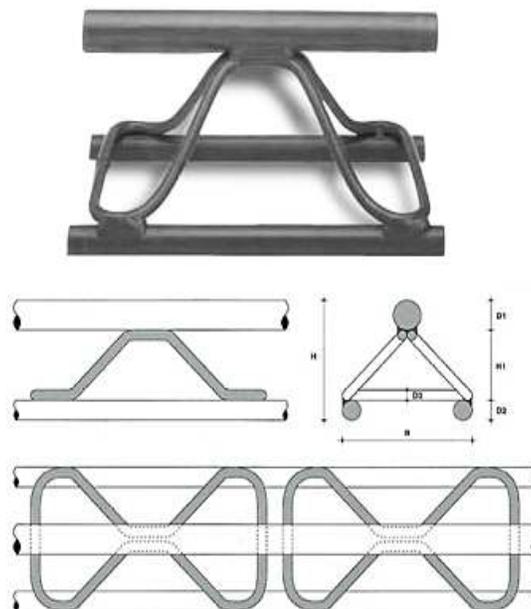


Figure.1.15 Cintres réticulés PANTEX à 3 brins

B.2. Cintres lourds et blindage

Il s'agit de soutènements plus importants pour les terrains de faibles caractéristiques physiques et géomécaniques, pouvant être placés provisoirement ou définitivement en étant insérés dans le revêtement. Ce type de soutènement lourd (HEB) (Figure.1.16), est l'un des plus utilisés quand la contrainte est élevée car il déforme moins et reprend aussi bien des efforts de compression que des efforts de traction, il permet de résister à des moments de flexion importants.



Figure.1.16. Cintre lourd

Les plaques de blindage sont mises jointives entre les cintres et le terrain (Figure 1.17). Elles peuvent parfois être tenues par des boulons, ou également être liaisonnées entre elles. Elle sert pour éviter l'éboulement du terrain et l'effondrement du front de taille, la répartition des charges quand n'avoir pas un effet de voûte efficace.



Figure 1.17. Blindage

B.3. Cintres coulissants

Les cintres légers, généralement coulissants et agissants par confinement ou comme simple protection : constitués d'un profilé spécial en forme de U évasé, les différents éléments disposés en recouvrement sur une quarantaine de centimètres sont assemblés par serrage de deux étriers (Figure 1.18). Ces cintres, sous l'action de la poussée du terrain peuvent se déformer par glissement des éléments l'un par rapport à l'autre.

Dans le cas de cintres coulissants, les boulons des étriers doivent être serrés suivant les indications du fabricant.[5]

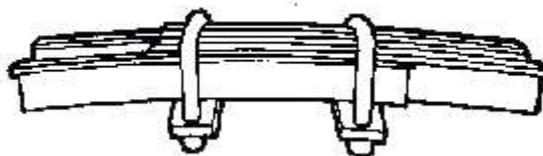


Figure.1.18. Assemblage des éléments d'un cintre coulissant.

1.3.1.2 Soutènement en béton

Les types de soutènement utilisant le béton sont les suivants:

a) Béton projeté

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement souterrain avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on appelle la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (NATM).

Le béton projeté est constitué par un mélange de ciment, d'eau et de granulats (diamètre maximum 25 mm). Un additif accélérateur de prise (environ 5%) peut être ajouté lorsqu'une résistance élevée initiale pour la prise est requise. La gunite présente la même composition que le béton projeté, mais le diamètre maximal des agrégats est de 50 mm. Le tableau suivant résume la composition de béton projeté d'après (*Hoek & Wood*)

Tableau 1.2. Mélange de béton projeté (*Hoek & Wood, 1988*)

Composition	Kg/m ³	%
Ciment	420	18.6
Micro-silice	42	1.9
Mélange d'agrégats	1.735	76.9
Fibres	59	2.6

Le béton est projeté sur une nappe de treillis soudés ancrée à la paroi. Il présente une flexibilité qui lui permet de s'adapter aux déformations du massif rocheux sans se fracturer. Actuellement, les nouvelles technologies ont permis d'utiliser un système de revêtement et de soutènement plus résistant et plus flexible. L'adjonction de micro-silice et de fibres en acier (longueur moyenne 20 à 38 mm, diamètre 0.5 mm) au mélange de ciment et de granulats, présente plusieurs avantages: l'augmentation des épaisseurs de la couche de béton (jusque à 200 mm), Une meilleure protection contre l'altération, l'augmentation de la résistance et des caractéristiques de déformabilité du revêtement, l'utilisation de la nappe de treillis soudés n'étant, dans certains cas, plus nécessaire. Le béton projeté est souvent utilisé comme revêtement temporaire pour les parois d'une fouille ou pour les voûtes lors de la réalisation d'ouvrages souterrains (galeries, tunnels.).

Les propriétés du béton projeté sont :

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

L'emploi du béton en ouvrage souterrain par voie sèche ou par voie mouillée fait l'objet d'un texte de l'AFTES intitulé « conception et dimensionnement du béton projeté utilisé en travaux souterrains » auquel il convient de se référer [GT20 de l'AFTES, 2000].

La mise en œuvre du béton projeté peut être réalisée selon deux techniques:

Par voie sèche: les composants solides sont malaxés, puis le mélange sec est expulsé par un flux d'air comprimé jusqu'au gicleur de la pompe, où l'eau est ajoutée avant la projection. Les premières applications de cette technique, appelée gunité (de l'anglais *to gun*), datent de 1910. (Figure 1.19).

Par voie mouillée (humide): tous les composants, y compris l'eau, sont malaxés, puis le mélange humide arrive jusqu'au gicleur de la pompe, où il est projeté. Les premières applications de cette technique, appelée shotcrete (de l'anglais *to shot concrete*), datent des années 1960. (Figure 1.19) [6].

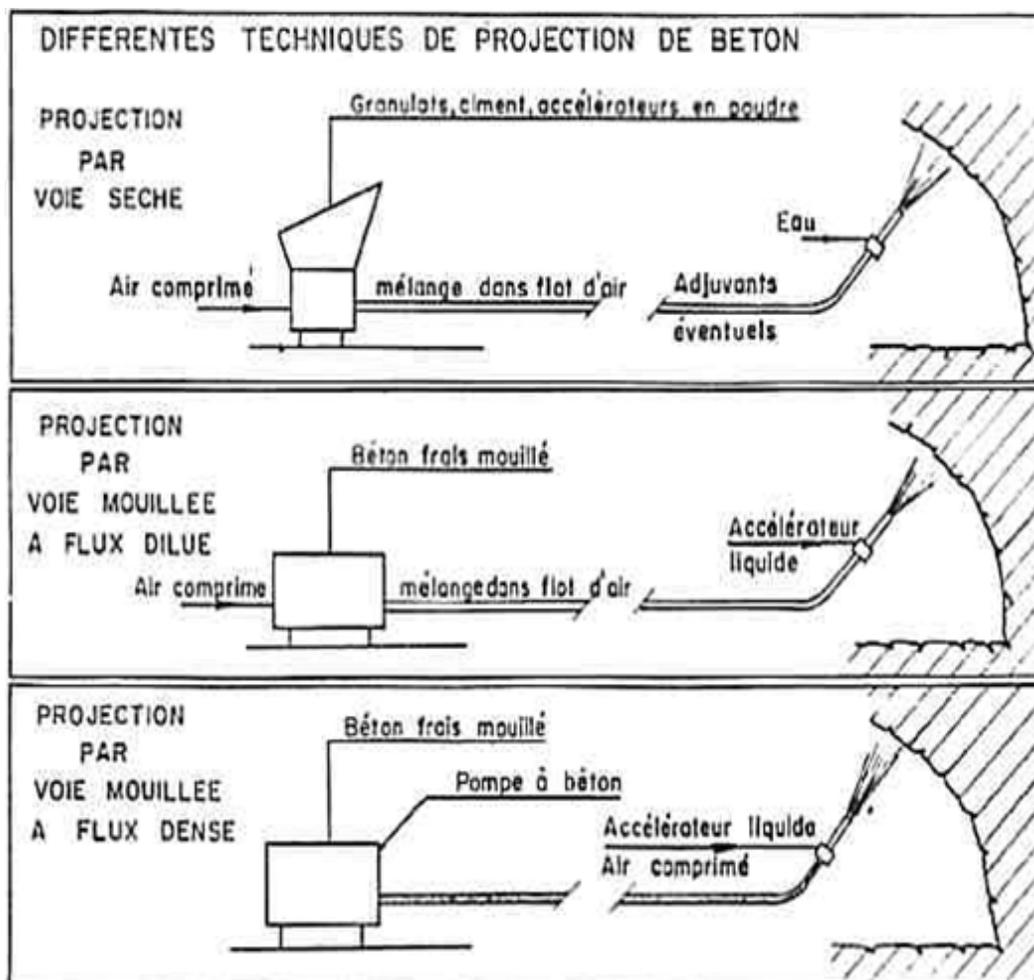


Figure 1.19. Différents procédés de projection du béton

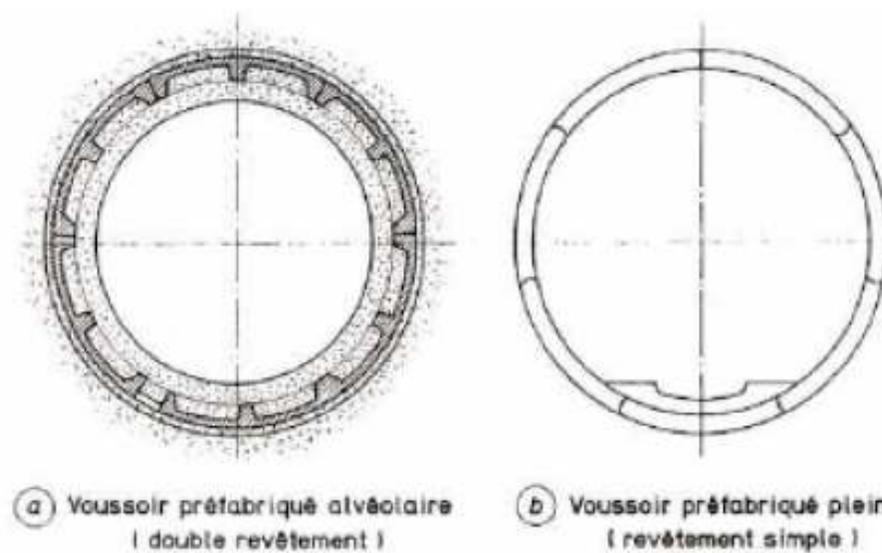
b) Voussoirs en béton préfabriqué

Un voussoir est une écaille de béton armé qui est préfabriquée et prête à poser par un assemblage précis, plusieurs voussoirs forment un anneau. (Figure.1.20). Les voussoirs sont mis en place par anneaux cylindriques successifs et servent d'appui longitudinal pour la progression du boulier au moyen de vérins hydrauliques dont les patins reposent sur la face avant du dernier anneau posé. Il existe bien entendu de nombreux types de voussoirs, en béton que l'on peut classer en deux catégories principales: Les voussoirs alvéolaires (figure.1.21.a) qui comportent des nervures longitudinales et transversales au travers desquelles il est possible d'enfiler des boulons qui permettant l'assemblage et la transmission de certains efforts de flexion d'un voussoir à l'autre. Ces voussoirs, directement dérivés des voussoirs métalliques, présentent toutefois l'inconvénient, à inertie égale, d'un plus fort encombrement que les voussoirs pleins, donc nécessitent un volume d'excavation plus important.

Les voussoirs pleins (figure.1.21.b) qui sont des éléments de coques d'épaisseur constante et qui peuvent par exemple, être articulés les uns sur les autres le long de leurs faces latérales courbes. [3].



Figure.1.20. Exemple de revêtement par voussoirs en béton



a) Voussoir préfabriqué alvéolaire
(double revêtement)

b) Voussoir préfabriqué plein
(revêtement simple)

Figure.1.21 Voussoirs préfabriqués en béton armé

1.3.1.3 La Nouvelle Méthode Autrichienne (N.M.A)

La nouvelle méthode autrichienne (NMA) est généralement applicable dans les zones de roches tendres, formée d'ensemble des techniques de soutènement (boulonnage, cintres et béton projeté). Elle s'est avérée efficace et permet de limiter la décompression des terrains au voisinage de l'excavation. Cette méthode est caractérisée par la mise en place d'un soutènement déformable constitué, d'une part, de boulons qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté. Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé. L'excavation se fait à pleine ou à demi section et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place rapidement. Les ancrages scellés (mortier ou résine) créent dans le terrain une voûte armée, une coque mince de béton projeté (15 à 30 cm), généralement armé de treillis soudés, protège le terrain contre l'altération, crée une continuité entre les éléments du terrain et apporte une pression radiale de confinement et répartit les efforts rapportés aux têtes des ancrages. Éventuellement, des cintres légers coulissants renforcent la coque du béton projeté. [3]

Après la mise en place d'un soutènement provisoire approprié pour la nature du terrain. Il faut mettre un autre système de soutènement de finition s'appelle revêtement définitif servi à supporter les charges à long terme. Le texte ci-dessous inclut la définition et les types de revêtement définitif.

1.4 Revêtement définitif

Le revêtement définitif est placé une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement provisoire. Il est en général résistant à la charge à long terme. De cette manière, la fonction structurelle du revêtement se limite à offrir une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage. Le revêtement délimite la section utile intrados offrant les fonctionnalités demandées par l'emploi de l'ouvrage. Il matérialise le caractère définitif et durable de l'ouvrage vis-à-vis des exigences à respecter pour que l'ouvrage soit stable et apte à l'usage auquel il est destiné. Le revêtement reste visible de l'intérieur du tunnel, dont il masque l'étanchéité et le soutènement provisoires. Le revêtement peut aussi recevoir un habillage pour satisfaire à certaines exigences liées à l'aspect ou à l'environnement. Les fonctions ou le rôle que sera amené à assumer le revêtement d'assurer (la tenue du tunnel à long terme, la résistance à la pression hydrostatique, la protection de l'étanchéité, la protection du système de drainage et le confort en service).

1.4.1. Types de revêtements

1.4.1.1. Revêtement en béton projeté

Le revêtement définitif des tunnels en béton projeté est envisageable pour des ouvrages dont le dimensionnement n'impose pas des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm. Au-delà de ces valeurs, l'utilisation du béton projeté est actuellement moins économique que celle du béton coffré. Dans l'avenir, la mécanisation et l'amélioration du rendement de la projection peuvent modifier cette limite. D'autre part, dans le cas des tunnels routiers, l'emploi du béton projeté est limité aux tunnels non ventilés ou aux tunnels dont le système de ventilation est semi-transversal, le conduit de ventilation étant alors impérativement en béton coffré.

Des solutions de coques minces en béton projeté, peuvent s'avérer intéressantes dans les travaux de réparation ou d'alésage à condition que le terrain encaissant soit auto-stable.

1.4.1.2 Revêtement en béton coffré armé

Le revêtement en béton coffré armé, une solution est adoptée lorsque le revêtement est supposé reprendre une charge hydrostatique importante, dans le cas d'un étanchement total de l'ouvrage. Le revêtement peut également être armé lorsque suite à des convergences trop importantes, son épaisseur est insuffisante pour assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme (Figure.1.22). Par ailleurs, certaines parties d'ouvrages, telles que les casquettes réalisées aux têtes à l'air libre ou les gaines de ventilation dans les tunnels routiers, sont en béton armé. Mais il s'agit de structures dont le mode de construction s'apparente aux ouvrages d'art à l'air libre. Enfin, on peut être conduit à armer localement le revêtement dans des sections où des calculs font apparaître des contraintes de traction ou de cisaillement importantes. Ces sections, les plus sollicitées, se situent généralement en clé de voûte, en radier et à la liaison radier-piédroits. (Figure.1.23)



Figure.1.22 Exemple de coffrage de tunnel

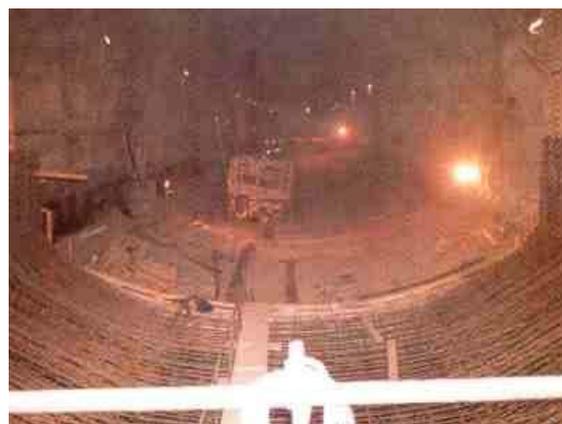


Figure.1.23. Mise en place d'armatures de radier

1.4.1.3 Revêtement en béton coffré non armé

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

1.5. Les accessoires des tunnels

1.5.1 Etanchéité

Lorsque l'on utilise un revêtement coulé en place, il est en général nécessaire de prévoir l'étanchéité grâce à la réalisation de joints transversaux équipés au droit de chaque reprise de bétonnage et le long desquels auront été placés des dispositifs. Ces dispositifs doivent être complétés par une injection (en général de mortier de ciment) en arrière du revêtement, lorsque l'on utilise un revêtement constitué de voussoirs préfabriqués. L'étanchéité est à réaliser sur les 4 faces de chacun des voussoirs, elle se compose alors de joints préfabriqués en polychlorure de vinyle ou analogues, qui peuvent être préparés aux dimensions des voussoirs. (Figure.1.24). Ils sont généralement contenus dans une rainure spécialement aménagée sur la face du voussoir. Elle peut aussi comprendre des joints contenant, partiellement ou totalement, un matériau hydrogonflant, c'est-à-dire qui a la propriété de gonfler lorsqu'il est en présence d'eau. Dans tous les cas, on est capable d'obtenir un bon résultat sur l'étanchéité du revêtement à condition que les faces des voussoirs soient fabriquées avec une précision suffisante (± 1 ou 2 mm).



Figure.1.24. Etanchéité d'un tunnel

1.5.2 Drainage

Captage ponctuel ou surfacique d'arrivées d'eau dans un ouvrage souterrain. Cette eau est ensuite collectée et rejetée à l'extérieur par le réseau d'assainissement de l'ouvrage (Figure.1.25). Le drainage peut être provisoire, pour permettre par exemple la mise en place dans de bonnes conditions du complexe d'étanchéité, ou définitif et contribue de fait à la fonction étanchéité de l'ouvrage.



Figure.1.25 Drainage

1.5.3 Ventilation

Lors de l'excavation à l'intérieur du tunnel, la ventilation est très importante pour disperser les gaz toxiques, quand on utilise la méthode attaque à l'explosif, et pour ventiler la poussière causée par les gros engins de creusement, et aussi fournir l'air nécessaire pour l'endroit de travail. Le système de ventilation consiste des tubes de diamètre varie par rapport à la longueur de tracé du tunnel, transmettent l'air par des ventilateurs de capacité importante sont installés à l'entrée du tunnel. (Figure.1.26).



Figure.1.26. Ventilation

1.6 Méthodes de dimensionnement des tunnels

Au stade des études préliminaires, on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains, à partir des classifications des massifs rocheux. Ils existent de nombreuses méthodes de classification, se basant sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et de la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage, qui font les différences d'une méthode à l'autre. On peut classer les méthodes de dimensionnement en trois grandes catégories : méthodes empiriques, méthodes analytiques, et méthodes numériques. (Figure.1.27)

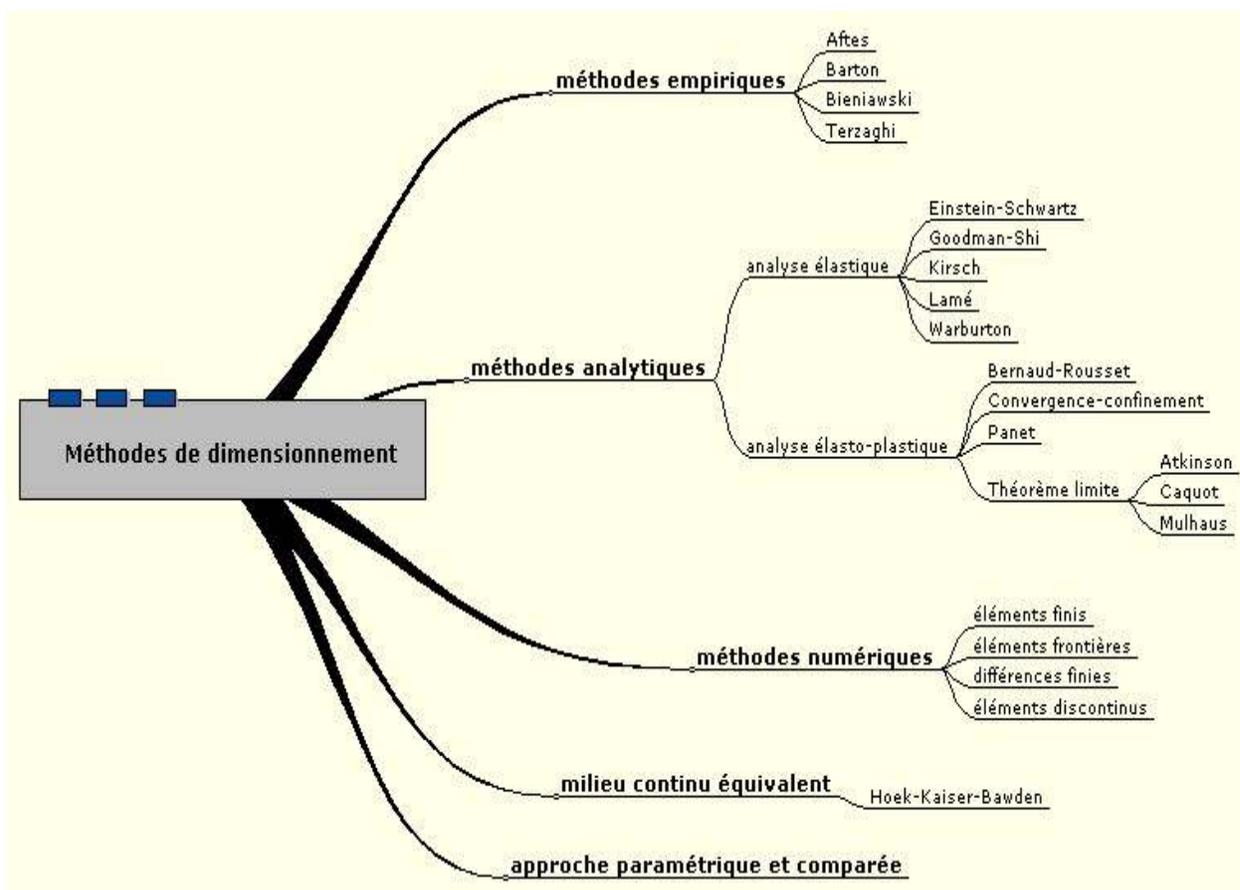


Figure.1.27 Les méthodes de dimensionnement

1.6.1 Méthodes empiriques

Les méthodes empiriques globales permettent d'orienter le choix du type de soutènement, basées sur la classification des roches et leur l'état physique et géomécanique. Ces méthodes sont applicables seulement pour les ouvrages dans les roches. Le mode de leur conception est simple, pas coûteuse, et l'interprétation des résultats est établi par l'expérience des ingénieurs. Parmi les méthodes empiriques on peut citer:

1.6.1.1 Méthode de recommandations de l'AFTES

L'Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES) a été créée en 1972 pour répondre aux recommandations de la Conférence Internationale sur les travaux souterrains tenue à Washington en 1970 qui préconisaient la mise en place dans chaque pays d'un organisme regroupant les différents acteurs intervenant, à des titres divers dans les travaux souterrains. La principale activité de l'AFTES consiste à diffuser des recommandations techniques dans le domaine des travaux souterrains. Ces recommandations sont préparées au sein de Groupes de travail qui ont permis de constituer une classification dite de l'AFTES.

L'AFTES a préféré préciser clairement les divers facteurs qu'il faut s'efforcer de connaître pour la conception d'un projet souterrain dans un massif rocheux suivant les recommandations d'AFTES (1974 - 1982). Ce sont des recommandations relatives au choix du type de soutènement et concernent le terrain encaissant, selon les conditions géologiques générales et hydrogéologiques, les discontinuités du massif rocheux, comme les caractéristiques mécaniques du terrain, les contraintes naturelles et la hauteur de couverture de l'ouvrage, la déformabilité du massif.

- **Classification géologique générale**

Les conditions géologiques sont exposées dans un rapport géologique (synthèse de toutes les études préalables), qui comprend une carte des affleurements avec une carte géologique et d'un schéma tectonique de sondages, une carte des formations, une description pétrographique et lithologique des formations rocheuses, l'état d'altération du massif rocheux dans son ensemble décrit en établissant un zonage d'altération suivant les classes du tableau 1.3.

-

Tableau 1.3 : Classification selon l'état d'altération du massif rocheux

Classe	Description	Terminologie
AM1	Pas de signe visible d'altération ou très légères traces d'altération limitées aux surfaces des discontinuités principales	Sain
AM2	Les surfaces des discontinuités principales sont altérées mais la roche n'est que très légèrement altérées	Légèrement altéré
AM3	L'altération s'étend à toute la masse rocheuse, mais la roche n'est pas friable	Moyennement altéré
AM4	L'altération s'étend à toute la masse rocheuse, et la roche est en grande partie friable	Très altéré
AM5	La roche est entièrement décomposées et très friable. Cependant, la texture et la structure de la roche sont conservées	Complètement altéré

Tableau 1.4 : Classification selon l'intervalle Entre les discontinuités

classe	Intervalle entre les discontinuités	Densité de discontinuité dans le massif rocheux
ID1	> 200 cm	Très faible
ID2	60 à 200 cm	Faible
ID3	20 à 60 cm	Moyenne
ID4	6 à 20 cm	Forte
ID5	< 6 cm	Très forte

Tableau 1.5 : Classification selon l'orientation des discontinuités

ORIENTATION DES DISCONTINUITES			
Classe	Angle entre pendage et axe d'avancement du creusement, λ°	Pendage β°	CONDITION DU CREUSEMENT
OR1	quelconque	0 à 20°	En bancs subhorizontaux
OR2	a	0 à 30°	(a) avec le pendage
	b		(b) contre le pendage
OR3	30 à 65°	20 à 90°	Conditions intermédiaires
OR4	a	20 à 60°	(a) pendage moyen
	b	60 à 90°	(b) pendage fort

Tableau 1.6 : Classification selon le nombre de familles De discontinuités

Classe	Description
N1	Pas de discontinuité ou quelques discontinuités diffuses
N2	a Une famille principale
	b Une famille principale et des discontinuités diffuses
N3	a Deux familles principales
	b Deux familles principales et des discontinuités diffuses
N4	a Trois (et plus) familles principales
	B Trois (et plus) familles principales et des discontinuités diffuses
N5	Nombreuses discontinuités sans hiérarchisation ni constance dans la réparation

Tableau 1.7 : Classification selon l'intervalle entre les Discontinuités de chaque famille

Espacement	Epaisseur	(S) ou (E) en [cm]	Espacement des discontinuités d'une famille	Epaisseur Des bancs
S1	E1	> 200	Discontinuités très espacées	Bancs très épais
S2	E2	60 à 200	Discontinuités espacées	Bancs épais
S3	E3	20 à 60	Discontinuités espacées	Bancs moyennement épais
S4	E4	6 à 20	Discontinuités rapprochées	Bancs minces
S5	E5	< 6	Discontinuités très rapprochées	Bancs très minces

- **Classification hydrogéologiques**

Les difficultés majeures rencontrées dans les chantiers souterrains sont très souvent liées à la présence d'eau. Les écoulements modifient les champs des contraintes et des débits importants gênent considérablement les travaux. Les conditions hydrologiques sont définies par le couple (H, K) soit :

Tableau 1.8 : Classification selon la charge hydraulique

Classe	Charge hydraulique H en [m] au-dessus du radier de l'ouvrage souterrain	Terme descriptif
H1	< 10 m	Faible
H2	10 à 100 m	Moyenne
H3	> 100 m	Forte

Tableau 1.9 : Classification selon la perméabilité

Classe	Perméabilité K en [m/s]	Terme descriptif
K1	< 10^{-8} m/s	Très faible à faible
K2	10^{-8} à 10^{-6} m/s	Faible à moyenne
K3	10^{-6} à 10^{-4} m/s	Moyenne à forte
K4	> 10^{-4} m/s	Forte à très forte

- **Classification Géotechniques**

Pour une description complète du massif, il est nécessaire de déterminer: L'indice de continuité de la roche, la résistance de la roche, le potentialité de gonflement de la roche, et l'altérabilité de la roche. La classification de l'AFTES tient en compte la résistance de la roche, sa potentialité de gonflement et son altérabilité.

Tableau 1.10 : Classification selon l'indice de continuité I_c

Classe	Indice de continuité de la roche I_c [%]	Densité de fissures, pores et minéraux altérés	Qualité
Ic1	100 à 90	Nulle	Très haute
Ic2	90 à 75	Faible	Haute
Ic3	75 à 50	Moyenne	Moyenne
Ic4	50 à 25	Elevée	Basse
Ic5	25 à 0	Très élevée	Très basse

L'expression de l'indice de continuité est : $I_c = \frac{100V_l}{V_l^*}$ [Sans unité]

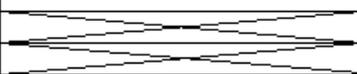
Avec :

V_l : Vitesse de propagation des ondes longitudinales mesurées sur carotte. [m/s]

V_l^* : Vitesse de propagation théorique de la roche compacte, initial. [m/s]

Approximation être prise égale aux valeurs données dans le tableau suivant. Plus I_c est faible et plus la roche est affectée par des discontinuités qui favorisent le travail des outils.

Tableau 1.11 : Classification selon la résistance à la compression simple

classe	Description	Résistance Rc en [MPa]
R1	Roche de résistance très élevée	> 200
R2a	Roche de résistance élevée	200 à 120
R2b		120 à 60
R3a	Roche de résistance moyenne	60 à 40
R3b		40 à 20
R4	Roche de faible résistance	20 à 6
R5a	Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés	6 à 0,5
R5b		< 0,5
R6a	Sols plastiques ou peu	
R6b	Consolidés	

R_c : la résistance à la compression uniaxiale de la roche.

σ_0 : la contrainte principale majeure dans le plan de l'ouvrage considéré.

$$\sigma_0 = \sum \delta h_i \times H_i + \delta_{\text{eau}} \times H_{\text{eau}}$$

Tableau 1.12 : Classification selon l'état des contraintes naturelles en fonction du rapport R_c/σ_0

Classe	Rapport R_c/σ_0	Description de l'état des contraintes naturelles
CN1	> 4	Faible
CN2	4 à 2	Moyen
CN3	< 2	Fort

Tableau 1.13 : Classification selon Le module de déformabilité

classe	Module $E_{(t)}$ en [MPa]	description
DM1	> 30 000	Très faible déformation
DM2	30 000 à 10 000	Faible déformation
DM3	10 000 à 3000	Moyenne déformation
DM4	3000 à 1000	Forte déformation
DM5	< 1000	Très forte déformation

$E_{(t)}$, est déterminé par l'essai à la plaque. La déformabilité est déterminée à partir de la mesure des déplacements de différents points du rocher sous l'influence d'une charge appliquée par l'intermédiaire d'une plaque rigide. [5]

Pour chaque critère, le choix de soutènement est montré dans un tableau à deux colonnes, une pour les différentes classes du critère et l'autre pour les différents types de soutènement. En fonction de la classe du critère. Chaque soutènement est considéré comme 'nettement favorable', 'plutôt favorable', 'plutôt défavorable', et 'nettement défavorable'. Les tableaux sont dans l'annexe A.

1.6.1.2 Méthode de Bieniawski (Roch Mass Rating)

Bieniawski du South African Council for Scientific and Industrial Research (CSIR), en 1973 a proposé une classification du massif, en vue d'y creuser une galerie souterraine, combinant des facteurs tels que : la résistance à la compression simple ou essai de type Franklin, le RQD, le pendage des discontinuités ainsi que leur remplissage, l'espacement et la nature des joints, et les venues d'eau. Pour chaque classe de roche, il a également proposé des recommandations pour le soutènement.

Le tableau 1.14 explique la classification de Bieniawski exécuter par l'évaluation ses différents paramètres, pour chacun desquels un coefficient numérique est accordé suivant le barème. La somme de ces coefficients détermine la valeur du *RMR*, qui peut varier de 0 à 100.

Tableau 1.14 : Méthode de Z.BIENIAWSKI paramètres de classification des roches et notes de pondération

Paramètres			Coefficients						
1	Résistance De la roche	Indice franklins	>8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Indice de franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	>200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Note	15	12	7	4	2	1	0	
2	R.Q.D		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints		>3 m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	<50 mm		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surface très rugueuses non continues éponte en contact éponte non altérées	Surface légèrement rugueuses épaisseurs <1mm éponte non altérées	Surface légèrement rugueuses épaisseur <1mm éponte altérées	Surface lustrées ou remplissage <5mm ou joint ouvert 1à5 mm joint continus	Remplissage mou >5mm joint ouvert >5mm joint continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucune venue d'eau		< 25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0		0.0-0.2	0.2-0.5	>0.5		
	Hydro géologie	Complètement sec		Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problème sérieux de venues d'eau			
	Note		10		7	4	0		

Tableau 1.15 : Note d'ajustement pour l'orientation des joints

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel	Direction parallèle à	
---	-----------------------	--

Creusement du tunnel dans le sens de pendage				l'axe du tunnel			
				Creusement du tunnel dans le sens inverse de pendage		Pendage 45-90°	Pendage 20-45°
Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 45-90°	Pendage 20-45°				
Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable	Moyen	Défavorable	

Orientation des joints	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Note d'ajustement	0	-2	-5	-10	-12

Tableau 1.16 : Classe de roche suivant la classification de Z.BIENIAWSKI après application de la note d'ajustement

Note globale	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classe de rocher et description	1 très bon rocher	2 bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5heures pour 1.5m de portée	10min pour 0.5 de portée

Le tableau 1.17 résume les soutènements pour chaque classe des masses rocheuses d'après les recommandations de Z.BIENIAWSKI.

Tableau 1.17 : Recommandation du soutènement d'après Z.BIENIAWSKI

Clas	Type de soutènement
------	---------------------

se de la roche	Boulons d'ancrage (1)		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voute	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacement
1	Généralement pas nécessaire						
2	1.5-2.0m		50mm	Néant	Néant	Non rentable	
3	1.0-1.5m		100mm	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1.5-2.0m
4	0.5-1.0		150mm	100mm	Treillis soudé et boulon de 1.5-3m d'espacement	Cintre moyen +50mm de béton projeté	0.7-1.5m
5	Non recommande		200mm	150mm	Treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0.7m

(1) diamètre des boulons : 25mm, longueur : 1/2 diamètre de tunnel, scellement reparté à la résine. [9]

1.6.1.3 Méthode de TERZAGHI

En 1946, Terzaghi a proposé une classification simple des massifs rocheux, en vue d'estimer les charges agissantes sur les cintres en acier dans les tunnels. Cette méthode et ses développements ultérieurs furent pendant de nombreuses années la base du dimensionnement des tunnels aux Etats-Unis.

Terzaghi admet que la masse de sol qui entoure la galerie se déplace déjà lors de l'excavation, sous un chargement vertical dû au poids des terrains, et d'autre chargement horizontal égal à une fraction de la pression verticale agissant en clé. (Figure 1.28). Ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement. Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surface de glissement fasse apparition. Selon cette théorie, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravée par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ agissant le long des plans de glissement.[7].

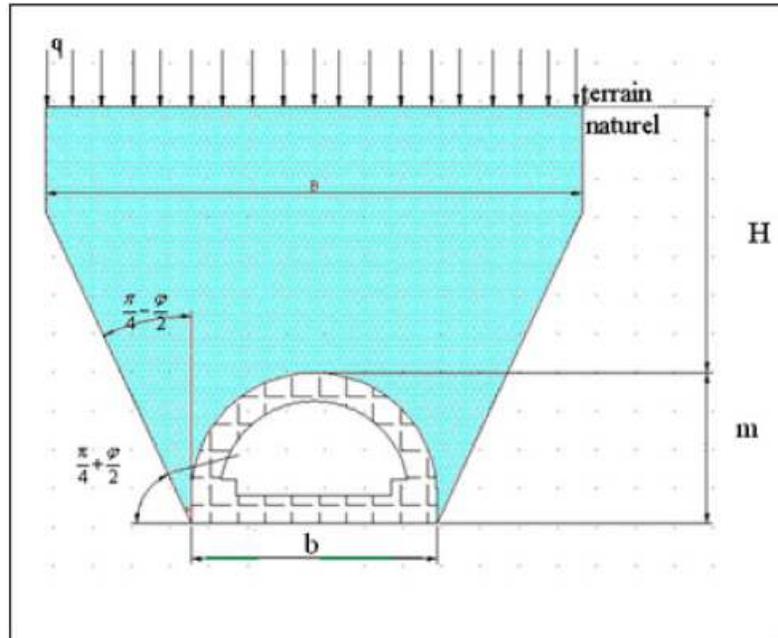


Figure1.28. Hypothèse de calcul de TERZAGUI

Ou :

q : La surcharge en surface, H : La couverture de terre, m : La hauteur de l'excavation

b : La largeur de l'excavation

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

La contrainte verticale est donné par :

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

K : Coefficient de poussée active généralement égale à 1.

En 1966, PROTODIAKONOV a basé ses recherches sur la définition statique d'une voûte naturelle Située au-dessus du terrain excavé, des même principes mais utilisant des hypothèses différents, de la forme parabolique et de hauteur h_p et dont l'équilibre est assuré par les seuls efforts de compression agissant tout le long (Figure1.29) . [8].

La contrainte verticale est égale à : $\sigma_v = \gamma h_p$ Tel que: $h_p = \frac{B}{2f}$

f : coefficient de résistance calculé pour différents terrains.

$$f = \begin{cases} \text{tg}\varphi & \text{Sol granuleux} \\ \text{tg}\varphi + \frac{C}{\sigma_c} & \text{Sol cohérent (R}_c \text{ : résistance a la compression)} \\ \frac{\sigma_k}{100} & \text{Sol rocheux (\sigma}_k \text{ : résistance de dureté de la roche)} \end{cases}$$

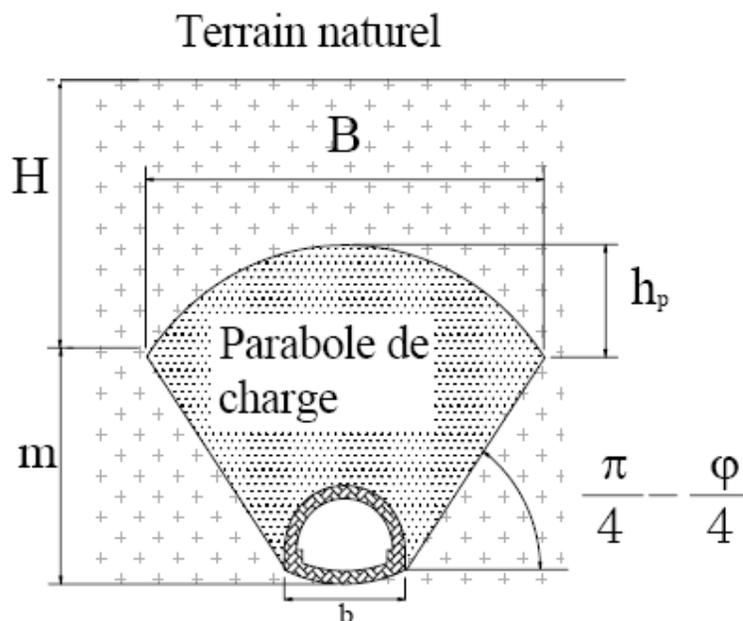


Figure 1.29 Hypothèse de calcul de PROTODIAKONOV

1.6.1.4. Méthode de Barton

La méthode de Barton (1974) est une classification empirique des massifs rocheux. Le principe de cette classification est le même que celui de la classification de Bienawski, c'est à dire "noter la qualité du massif rocheux par l'intermédiaire de paramètres". La qualité du massif rocheux est représentée par l'indice Q , calculé à partir de six paramètres. Le Q -system permet aussi de définir le mode de soutènement à mettre en place, à condition de connaître la valeur de Q , la largeur de l'excavation et la fonction de l'excavation. La connaissance de Q permet également par corrélations de calculer différents paramètres comme les RMR équivalents, le module de déformabilité (E_m), la pression s'exerçant sur le soutènement au niveau du toit et des parois et la vitesse des ondes P .

A partir de l'analyse de plus de 200 cavités souterraines (principalement des tunnels routiers et hydroélectriques), Barton, Lien et Lunde du Norwegian Geotechnical Institute (NGI), ont proposé un indice pour la détermination de la qualité d'un massif rocheux en vue du percement d'un tunnel. La valeur de ce coefficient Q est déterminé par 6 paramètres de la façon suivante (Hoek & Brown, 1980; Baroudi, 1988; Bouvard & al, 1988)

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

- où
- RQD** est le Rock Quality Designation de Deere.
 - Jn** est l'expression du nombre de familles principales de discontinuités.
 - Jr** caractérise la rugosité des faces des joints.
 - Ja** définit le degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage).
 - Jw** spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau et pression.
 - SRF** (Stress Reduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif.

Les valeurs de chacun de ces paramètres sont classées dans les tableaux de classification de Barton dans l'annexe A.

L'indice Q peut varier de 0.001 à 1000. Les Q sont regroupés en 9 classes. Chaque classe correspond à une qualité de massif rocheux (tableau cidessous). Les classes de Q se représentent sur une échelle logarithmique. [10]

Tableau 1.18.: classification de la qualité de la roche

Valeurs	Qualité du massif
400-1000	Exceptionnellement bonne
100-400	Extrêmement bonne
40-100	Très bonne
10-40	Bonne
4-10	Moyenne
1-4	Mauvaise
0,1-1	Très mauvaise
0,01-0,1	Extrêmement mauvaise
0,001-0,01	Exceptionnellement mauvaise

En 1976, Deere et al ont développé le Roch Quality Designation (RQD) pour donner une estimation de la fracturation qui est un facteur sur le comportement de la masse rocheuse calculé à partir des carottes obtenues par des forage. C'est le pourcentage de morceaux intacts de longueur supérieur à 10 cm sur la longueur total de la carotte.

$$RQD = \frac{\sum \text{longueur des morceaux} > 10\text{cm}}{\text{longueur totale du forage}} \times 100$$

1.6.2. Méthodes analytiques

Les méthodes empiriques de classification des massifs rocheux donnent une idée sur le soutènement adapté au massif encaissant, mais ne suffisent pas à vérifier la stabilité d'un ouvrage souterrain. Cette approche est donc complétée par les études analytiques qui permettent une réelle analyse de la stabilité du soutènement choisi. Les méthodes analytiques sont des solutions développées pour des ouvrages souterrains en mécanique des milieux continus, permettent de déterminer les déplacements dans un massif de terrain pendant l'excavation d'un tunnel. Elles sont basées sur tels hypothèses, section circulaire, interaction sol-structure, déformation plane (bidimensionnel), contraintes initial homogène (isotrope), Comportement du sol élastique linéaire ou élasto-plastique. Dans ce qui suit, les méthodes analytiques les plus utilisées dans la conception des ouvrages souterrains.

1.6.2.1 Méthode convergence-confinement

La méthode de convergence-confinement (Panet et Guellec, 1974) s'appuie sur la mécanique des milieux continus et fait donc nécessairement appel pour le massif à une loi de comportement d'un milieu continu isotrope ou anisotrope. Toute modélisation implique à la fois une simplification des lois de comportement et une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif et par conséquent, le recours à un milieu équivalent qui à l'échelle de l'ouvrage, permet une représentation convenable du comportement du massif. Le choix des caractéristiques de ce milieu équivalent constitue l'étape la plus délicate de la modélisation le plus souvent, elle ne consiste pas à simplement transcrire les résultats d'essais de laboratoire ou d'essais in situ mais véritablement à construire un modèle de comportement à partir de toutes les données de la reconnaissance géologique et géotechnique. [11]

La méthode de convergence-confinement s'appuie sur la constatation que le champ de déformation obtenu à partir d'un calcul axisymétrique, dans une section perpendiculaire à l'axe de tunnel, est analogue à celui donné par un calcul plane, dans lequel la paroi du tunnel est soutenue par une pression fictive :

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

σ_0 représentant la valeur de la contrainte naturelle en place, supposée uniforme et isotrope et λ un coefficient compris entre 0 et 1 (figure 1.30). Ce résultat est valable à condition de se placer à une distance suffisante (de l'ordre de $R/2$) du front de taille du tunnel. Le coefficient λ , qui caractérise le degré de décompression derrière le front de taille du tunnel, porte le nom de taux de déconfinement.

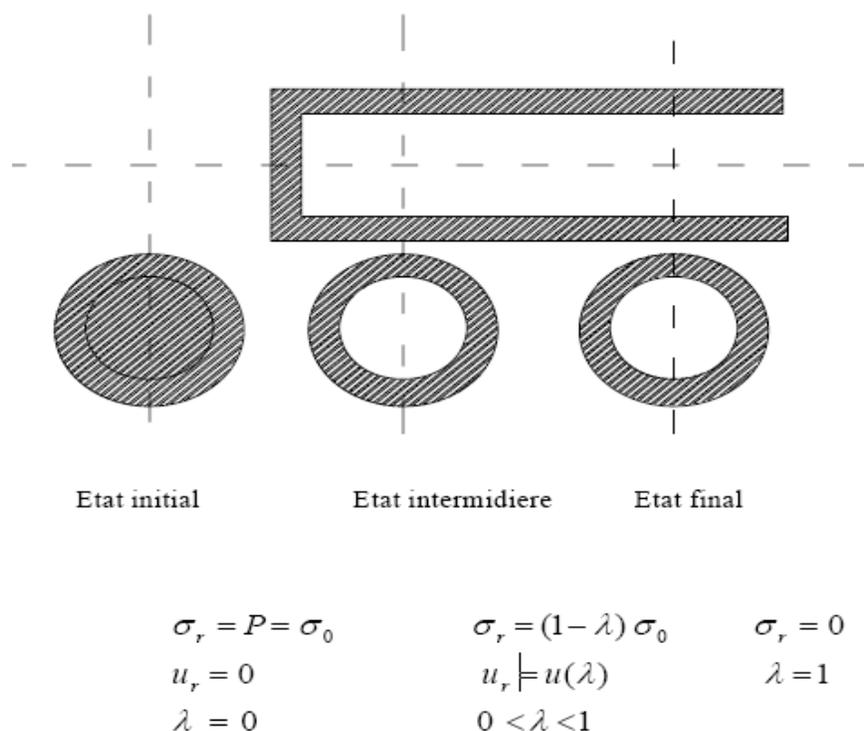


Figure 1.30 Méthode de convergence-confinement (Panet et Guellec, 1974)

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

Considérons une section plane du terrain soumis à une contrainte naturelle correspondant à un initial isotrope σ_0 . La cavité est pré excavée et supposée remplie de liquide à une pression P correspondant à l'état initial σ_0 . Le déplacement u de la paroi de la cavité est nul (point A de la figure 1.31). En diminuant la pression P , on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif autour de l'excavation. Dans un premier temps le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe pression déplacement suivie $p=f(u)$ est linéaire du point A au point B. Dans un deuxième temps, il peut se former autour de la cavité un phénomène de rupture (ou mise en plasticité) qui augmente la déformation. C'est la portion ABC de la courbe. La courbe ABC est appelée « courbe caractéristique » du massif excavé.

Si la courbe ABC coupe l'axe des déplacements (u fini pour $P=0$) la cavité est stable par elle-même (du moins pour un certain temps). Par contre si la courbe caractéristique ne recoupe pas l'axe des abscisses, la cavité n'est pas stable par elle-même

et nécessite impérativement un soutènement. En pratique, la cavité nécessite également un soutènement lorsque la valeur du déplacement correspondant à l'équilibre théorique $P = 0$ est grande ou lorsque le phénomène de rupture autour de la cavité s'étend profondément à l'intérieur du massif. Sur le même graphique on représente aussi la courbe $p=f(u)$ reliant le déplacement radial du revêtement en fonction de la pression extérieure P qui lui est appliquée. Cette courbe est appelée « courbe caractéristique du soutènement ». Supposons un revêtement dont le comportement est élastique linéaire. Sa courbe caractéristique est une droite.

Parce qu'il n'est mis en place qu'un certain temps après l'excavation, son chargement par le terrain ne commence que lorsque le déplacement de celui-ci est déjà u_{s0} (point O). Le point D à l'intersection des deux courbes caractéristiques définit l'état d'équilibre du tunnel, et permet de déterminer par simple lecture la valeur du déplacement radiale et de la pression finale du soutènement. Nous voyons qu'en fonction du moment de la mise en place du revêtement, beaucoup d'autres points de la courbe caractéristique ABC pouvant être point d'équilibre. La pression sur le revêtement au point D doit être comparée à la pression au point M qui correspond à la pression maximale que peut supporter le soutènement, pression à calculer en fonction des caractéristiques de rupture de celui-ci. L'influence du temps (fluage viscosité du terrain) s'exprime de la même façon par des courbes du type 2 et 3. Si le temps ne joue pas sur les caractéristiques du revêtement les points D2 et D3 sont respectivement les points d'équilibre au temps t et au temps infini.

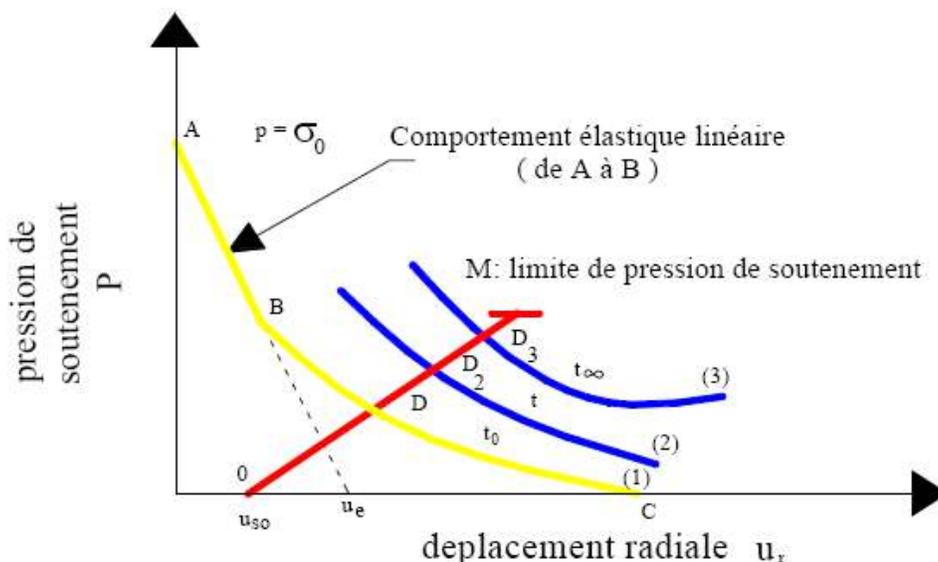


Figure 1.31 Principe de la méthode de convergence-confinement

La courbe de convergence représente la réponse du terrain. L'activation de soutènement intervient à partir de sa mise en contact avec le terrain, celle-ci se produit pour une valeur λ du taux de déconfinement. La mise en charge progressive du soutènement est représentée par la courbe de confinement. La méthode initialement mise au point dans le cas d'un tunnel circulaire creusé dans un terrain isotrope et homogène, a été étendue ultérieurement à d'autres types de conditions, et notamment à des cas de

contraintes initiales anisotropes (Panet 1986). Elle est couramment utilisée pour représenter la présence de front de taille dans des calculs bidimensionnels de tunnel par éléments finis. [11]

1.6.2.2 Méthode des actions et des réactions (réactions hyperstatiques)

Dans ces méthodes, on étudie le comportement du revêtement sous l'action de charges extérieures. On distingue des charges dites « actives », qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (poids mort, charges et surcharges intérieures et extérieures, actions du terrain encaissant), et des charges dites « passives », qui sont des réactions hyperstatiques du terrain dépendant de sa déformation. On détermine ces réactions hyperstatiques en écrivant que les déformations du terrain auxquelles elles correspondent sont égales aux déformations du revêtement sous l'effet de l'ensemble des charges actives et passives.

Les déformations du terrain sont estimées à partir de la notion schématique du module de réaction, c'est-à-dire que l'on suppose que la réaction en un point est uniquement fonction de la déformation en ce point et généralement même lui est proportionnelle.

Le coefficient k de proportionnalité dépend des caractéristiques du terrain, du rayon moyen de l'excavation (ou mieux de la surface sur laquelle agissent les charges passives) et de sa forme, c'est le module de réaction. Les calculs correspondants ont donné lieu à de nombreux programmes numériques, mais dans les cas simples, une approche analytique est possible. On peut avec la plupart des programmes numériques existants traiter le problème sous son aspect le plus général.

La forme exacte de la galerie, les charges actives calculés, sous forme de charges concentrées aux nœuds de la structure, la réaction du terrain, sous forme de ressorts (généralement horizontaux et verticaux, (Figure 1.32) agissant en chacun des nœuds et affectés de coefficients de raideur tenant compte du module de réaction du terrain et de la surface de contact correspondant à chaque nœud. Il faut veiller également à introduire la condition selon laquelle la raideur des ressorts est nulle lorsque les déformations ont pour effet d'éloigner le revêtement du terrain.

Il faut également vérifier que l'inclinaison de la résultante de toutes les forces en un nœud n'est pas par rapport à la direction radiale, supérieure à l'angle de frottement/terrain. Si ce n'est pas le cas, on doit reprendre de frottement à prendre en compte dépend de l'état des surfaces. Il est prudent de prendre une valeur nettement inférieure (50%) au coefficient de frottement interne du terrain dans le cas des sols.

La simplification fondamentale introduite dans ces méthodes porte sur le fait que la totalité des facteurs liés au terrain est représentée par l'ensemble des charges actives (verticales σ_v et horizontales σ_h) et passives (module de réaction). L'analyse de la validité de la méthode consiste notamment à rechercher dans quelle mesure ces seules données peuvent intégrer à la fois : l'état initial de contrainte du massif, les caractéristiques physiques et mécaniques qui conditionnent sa déformation, la nature de

contact terrain/revêtement. L'état de contrainte n'est pris en compte que de façon très indirecte lorsque l'on évalue la composante horizontale des charges actives en fonction du rapport $\lambda = \frac{\sigma_v}{\sigma_h}$ des contraintes initiales. Les caractéristiques mécaniques du matériau interviennent sous la forme des paramètres (angle de frottement) et (cohésion) du sol ou de l'anneau de roche décomprimé autour de la galerie, et sous la forme du module de réaction dont la valeur peut éventuellement être corrigée pour tenir compte des injections de serrage réalisées autour de l'ouvrage.

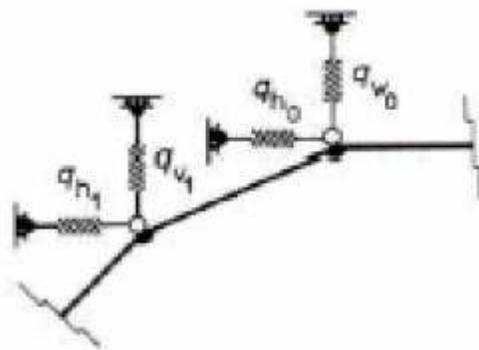


Figure 1.32. Modélisation des efforts de réaction dans le terrain par ressorts

1.6.3 Méthodes numériques

Le principe commun des méthodes numériques réside dans la discrétisation de l'espace du problème étudié et dans la résolution d'un certain nombre d'équations pour obtenir la solution et la modélisation d'un tunnel par une représentation du terrain et la structure comme des solides. Ce sont des méthodes qui donnent souvent des résultats très précis (parfois difficilement interprétables) mais qui sont coûteuses d'un point de vue temps machine. En effet, il est courant d'obtenir des systèmes d'équations à plusieurs milliers d'inconnues pour des cas simples. Ces méthodes sont ainsi généralement utilisées au niveau du projet après un certain nombre d'études plus grossières au moyen de méthodes empiriques et analytiques. Les méthodes les plus utilisées sont comme suit:

1.6.3.1 Méthode des éléments finis

Parmi les méthodes numériques les plus utilisées, la méthode des éléments finis (MEF), est une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- La mécanique des structures: élasticité (déformation plane, axisymétrique et tridimensionnelle), résistance des matériaux, dynamique, plasticité.
- L'analyse numérique: méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, le calcul des milieux jointifs ou discontinus.
- L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

La méthode des éléments finis est une méthode très puissante, puisqu'elle permet une étude correcte des structures ayant des propriétés géométriques et des conditions de chargement très compliquées. C'est une méthode qui nécessite des calculs itératifs, s'adaptant aux problèmes complexes qui ne peuvent pas être résolus analytiquement. On remplace un problème continu par un problème approché en discrétisant la structure.

La méthode des éléments finis consiste à discrétiser un milieu continu en le remplaçant par un assemblage d'éléments. On simplifie les équations du problème en vérifiant les équations en un nombre limité de points. On obtient alors un système d'équations linéaires dont la taille dépend de la finesse de la discrétisation. Elle fait partie des méthodes qui, par approximation des variables inconnues, transforment les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. La structure est décomposée en plusieurs éléments de formes géométriques simples (maillage) (Figure1.33) reliés entre eux par des nœuds.

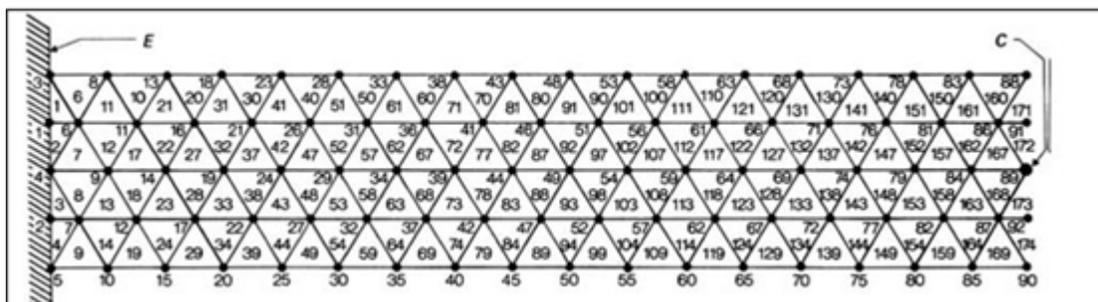


Figure1.33. Modèle de maillage

La MEF selon l'approche déplacement a pour but de transformer les équations décrivant le phénomène physique étudié qui sont de type équations aux dérivées partielles en un système d'équations algébriques linéaires de type $\{F\} = [K] \{U\}$ Avec :

- $[K]$: matrice de rigidité de toute la structure.

- $\{F\}$: vecteur forces nodales.

- $\{U\}$: vecteur déplacements nodaux.

Une fois déterminée la matrice de rigidité $[K]$ du système, tout problème consiste donc généralement à résoudre le système linéaire : $\{F\} = [K] \{U\}$. Avec :

$[K] = \sum [Ke]$ matrice de raideur de la structure.

$\{F\} = \sum \{Fe\}$ vecteur des forces équivalentes au chargement externe appliqué à la structure.

Quand les inconnues sont les composantes U du déplacement des nœuds (si l'une de ces composantes est imposée par des conditions aux limites elle est remplacée par la réaction qui en résulte).

Après avoir modélisé et discrétisé la structure à étudier en éléments finis on suit les étapes suivantes:

-établir pour chaque élément dans son repère local.

- La fonction d'approximation en éléments finis.

- Les relations entre: déformations, contraintes et déplacements.
- Les relations efforts déplacements nodaux.
- Déduire la matrice de rigidité dans le repère global pour chaque élément.
- Déduire la matrice de rigidité globale dans le repère global en assemblant toutes les matrices élémentaires.
- Faire intervenir les conditions aux limites (pour éviter le cas d'une matrice de rigidité singulière).
- Résoudre le système $\{F\} = [K] \{U\}$
- Déduire le champ de déplacement puis le champ de contraintes.

Pour le calcul d'un tunnel, La détermination des sollicitations auxquelles est soumis le soutènement ou le revêtement d'un tunnel est un problème hyperstatique dont les paramètres suivant peuvent être pris-en compte par la méthode des éléments finis : La bi ou tridimensionnalité du problème, l'état d'équilibre naturel du milieu (ou état de contrainte initial), la géométrie de l'excavation, les propriétés de déformation du terrain, et les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de soutènement et revêtement.[7] [8]

1.6.3.2 Méthode des Eléments frontières

La méthode des intégrales frontières (Boundary Element Method = BEM) permet de calculer les contraintes et les déplacements autour d'une ou plusieurs excavations creusées dans un milieu infini ou semi-infini constitué d'un matériau homogène, isotrope et élastique.

Avant la réalisation de l'ouvrage, la roche qui va être excavée est en équilibre dans le massif soumis au champ des contraintes préexistantes verticales p_{v0} et horizontales p_{h0} . On découpe la frontière fictive de la future galerie en un certain nombre d'éléments et on calcule pour chacun d'entre eux, en fonction de son orientation, les contraintes normale σ et tangentielle τ assurant l'équilibre avec les contraintes initiales du massif. Lorsque l'excavation est réalisée, ces contraintes sont ramenées à zéro, et en conséquence le creusement d'une galerie peut être simulé par l'application d'un système de contraintes négatives sur sa paroi. Ayant déterminé l'ensemble des forces fictives (composantes normale F_n et tangentielle F_t) induisant ces contraintes de surface ($-\sigma, -\tau$), on peut alors calculer la valeur des contraintes et du déplacement en n'importe quel point du massif. L'état de contrainte final autour de l'excavation peut donc être obtenu par la superposition:

- du champ des contraintes préexistantes.
- des contraintes induites dans le massif par les forces fictives (F_n, F_t) appliquées sur la surface de la galerie.

1.6.3.3 Méthodes des différences finies

La méthode des différences finies est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres.

En apparence, cette méthode apparaît comme étant la plus simple à mettre en œuvre car elle procède en deux étapes : d'une part la discrétisation par différences finies des opérateurs de dérivation/différentiation, d'autre part la convergence du schéma numérique ainsi obtenu lorsque la distance entre les points diminue. Toutefois, il convient de rester vigilant et critique sur les résultats obtenus tant que la seconde étape n'a pas été montrée en toute rigueur. Une discrétisation des opérateurs différentiels (dérivées premières, secondes, partielles ou non) peut être obtenue par les formules de Taylor. La formulation de Taylor-Young est préférable dans son utilisation simple, la formulation de Taylor avec reste intégral de Laplace permet de mesurer les erreurs.

Pour la méthode des différences finies, un maillage est un ensemble de points isolés (appelés nœuds) situés dans le domaine de définition des fonctions assujetties aux équations aux dérivées partielles, une grille sur les seuls nœuds de laquelle sont définies les inconnues correspondant aux valeurs approximatives de ces fonctions. Le maillage comprend également des nœuds situés sur la frontière du domaine (ou au moins « proches » de cette frontière) afin de pouvoir imposer les conditions aux limites et/ou la condition initiale avec une précision suffisante. A priori, la qualité première d'un maillage est de couvrir au mieux le domaine dans lequel il se développe, de limiter la distance entre chaque nœud et son plus proche voisin. Cependant, le maillage doit également permettre d'exprimer la formulation discrète des opérateurs de différentiation : pour cette raison, les nœuds du maillage sont le plus souvent situés sur une grille dont les directions principales sont les axes des variables.

On appelle pas du maillage la distance entre deux nœuds voisins situés sur une droite parallèle à l'un des axes. Dans ce sens, le pas est une notion à la fois locale et directionnelle. On parlera de pas global pour désigner le plus grand pas local, une notion qui reste directionnelle. Bien qu'un pas constant soit le plus souvent retenu (sans qu'il pose de problème théorique pour la résolution), il est parfois judicieux d'introduire un pas variable qui sera choisi plus fin dans les zones où la solution exacte subit de plus fortes variations, cette astuce permet de réduire le nombre d'inconnues sans porter atteinte à la précision des résultats. Par contre, la formulation est un peu plus complexe car la discrétisation des opérateurs différentiels doit en tenir compte. [12]

Conclusion

Les tunnels peuvent être creusés dans différents types de matériaux, depuis l'argile jusqu'aux roches les plus dures. Les procédés et techniques de creusement sont multiples et variés, la meilleure technique ou le procédé le plus adéquat reste à désirer par l'ingénieur constructeur vis-à-vis de la nature du terrain, dimensions de l'ouvrage et aux accrocs rencontrés comme les failles. Il y a deux types principaux d'exécution des tunnels qui sont des opérations d'avancement cycliques creusement/ soutènement.

Le creusement mécanique avec une machine à attaque ponctuel (BRH) ou globale (Tunnelier), et le creusement à l'explosif. Le soutènement assure la stabilité de l'excavation, il est généralement placé avant de débiter une nouvelle phase d'excavation. Les méthodes courantes d'exécution conduisent à l'utilisation d'un soutènement métallique (boulons, cintres métalliques, barres foncées) ou en béton (béton projeté, voussoirs préfabriqués). Et finalement la mise en place d'un revêtement définitif.

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul des charges et le dimensionnement des tunnels. Ces méthodes sont des méthodes empiriques, analytiques et numériques, chacune de ces méthodes a ses propres hypothèses.

Les méthodes empiriques sont applicables seulement pour les ouvrages dans les roches, permettent de sélectionner le choix du type de soutènement, à partir de la classification des roches établi par leurs caractéristiques physiques et mécaniques. L'interprétation des résultats de ces méthodes, est indiquée par l'expérience des ingénieurs.

Les méthodes analytiques donnent une vérification de la stabilité d'un ouvrage souterrain par l'analyse du soutènement choisi selon les méthodes empiriques. Ces méthodes sont principalement des solutions développées pour les tunnels en mécanique des milieux continus permettent de déterminer les déplacements dans un massif de terrain pendant l'excavation d'un tunnel.

Les méthodes numériques servent à donner la résolution d'un certain nombre d'équations pour obtenir la solution de la stabilité d'un ouvrage souterrain et la modélisation d'un tunnel par une représentation graphique du terrain et la structure. Ce sont des méthodes qui donnent souvent des résultats très précis.

CHAPITRE 2

Synthèse Géologique Et Géotechnique

2.1 Introduction

Les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques sont des facteurs importants, qui ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation, soutènement et revêtement, mais de plus leur connaissance permet d'analyser les problèmes imprévus, donc une bonne reconnaissance du terrain le long du tracé est nécessaire. Les études et reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du site sont présentées dans ce chapitre.

2.2 Localisation du site

Le site du projet est localisé en relief montagneux de l'Atlas Tellien, à environ 100 km du Sud Ouest de la ville d'Alger, d'une surface d'environ 15km², épandue du Nord vers le Sud, entre les villes de Boumadfa et Khemis Miliana(plein de Matidja). C'est le secteur dans lequel le tunnel prévoit le franchissement de la montagne Ganntas culminant à 400m, longueur de 7km entre les environs de Hoceinia (Boumadfa) au Nord-est et Aïn-Soltane (Khmis Miliana) au Sud-ouest. (Figure 2.1). Les têtes du tunnel se trouvent au flanc de Oued Zabbouja vers le village de Aïn Sultan entre PK102+088 et PK109+430.

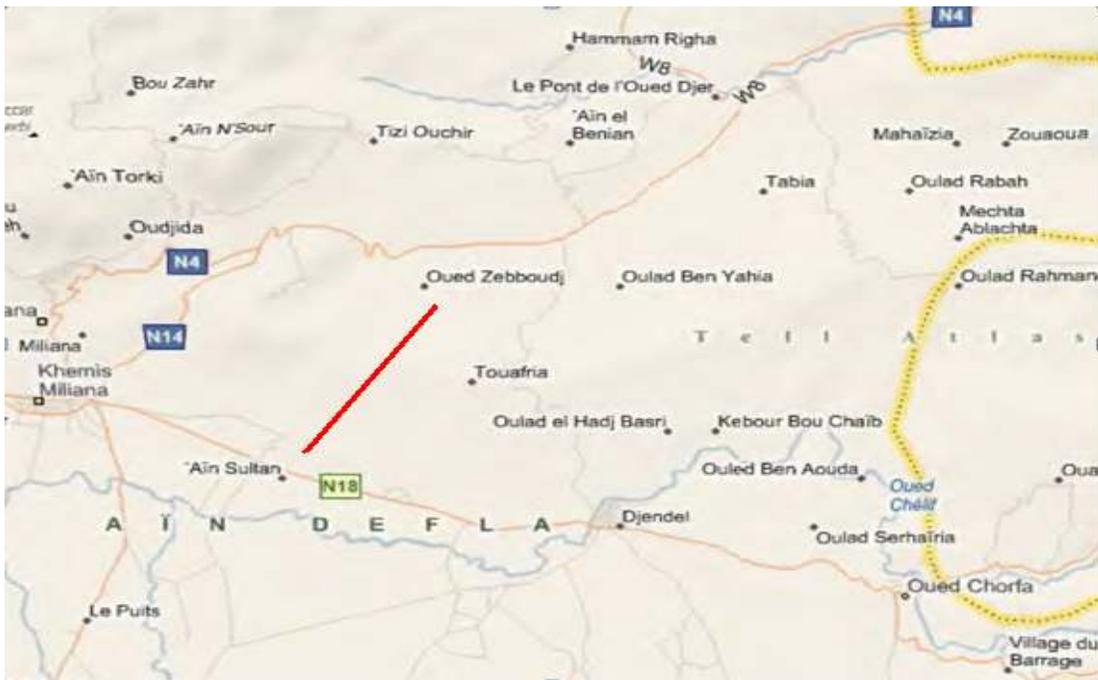


Figure.2.1. Carte de localisation du tracé pour le tunnel Ganntas.

2.3 Géologie régionale

La région du tunnel constitue le seul verrou bien franchissable au passage entre la plaine de la Mitidja et celle du Chleff. Aux approches d'Alger et à l'Ouest de la ville de Médéa, la structure de la chaîne tellienne se transforme, les massifs cristallins qui caractérisent la côte orientale algérienne, disparaissent définitivement sauf pour quelques fragments au nord de la plaine de Mitidja, (Figure.2.2). En revanche, les plaines tiennent une place considérable au milieu de montagnes. Ces plaines ont une structure à bassins, elles sont des parties intégrantes de la zone plissée et doivent leur existence aux mouvements tectoniques proprement alpins. La forme et la disposition des plaines sont en rapport avec leur architecture, chacune d'elles est un ovale très allongé. Les voies de communication récentes ont évité de traverser la montagne Ganntas et ont préféré passer dans la montagne Ambar ferme au Sud-ouest la vallée de l'Oued Djer, qui sont La route nationale RN4 passe par le col du Kandek à une altitude de 360m, et la voie ferrée passe sous ce col du Kandek par le tunnel d'Ain Torki.

La montagne Ganntas est beaucoup moins résistante qu'Ambar, la succession géologique suivante de haut vers bas est, terrasse alluviale quaternaire, d'argile et de graves au piedmont cote oued Chleff, le miocène détritique, sableux et gréseux au sommet et argileux à sa base, et le substratum crétacé représenté par des marno-calcaires fortement tectonisés.

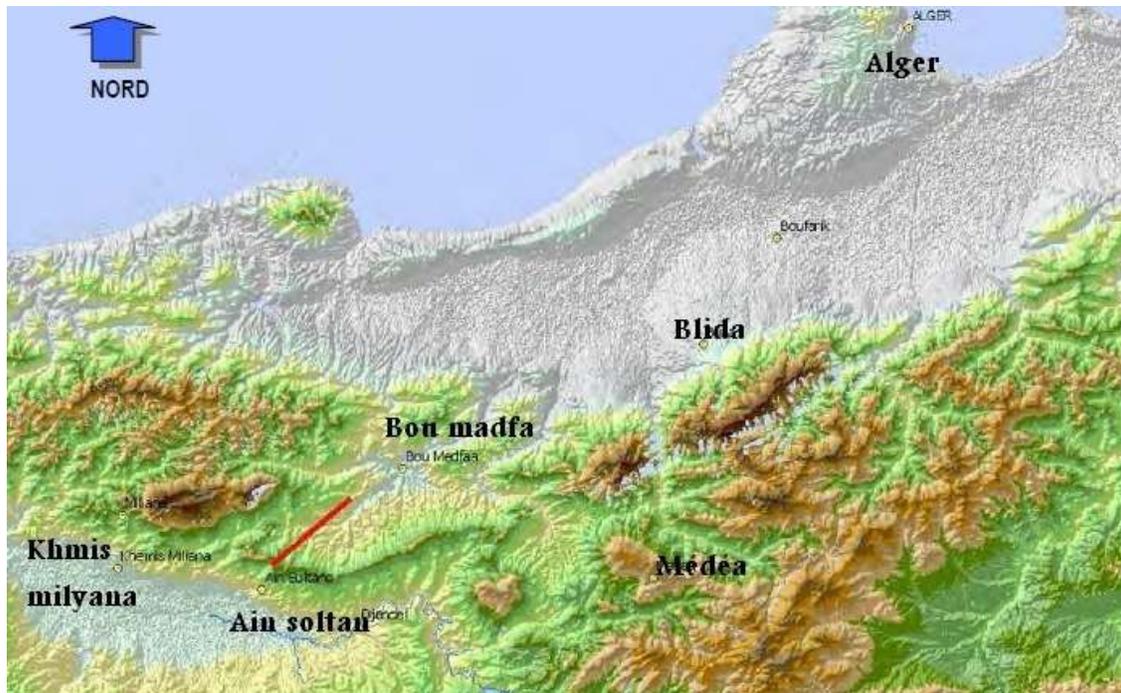


Figure 2.2. Carte des reliefs montagneux de l'Atlas Tellien de la zone du projet (En rouge le trace indicatif du Tunnel Ganntas).

2.4 Etude hydrogéologique

Les études hydrogéologiques doivent être effectuées en même temps que les reconnaissances et études géologiques, elles ont pour but de déterminer les informations aquifères et les terrains imperméables, Le régime hydraulique (nappes, circulations souterraines). La perméabilité des terrains.

Le site constitue d'un substratum marneux est imperméable dans son ensemble, mais il peut y avoir des circulations d'eaux dans les fractures, dans les plans de stratifications, dans les diaclases, dans les plans de contacts avec grès. Ces eaux souterraines sont souvent alimentées par des eaux pluviales. Les sources se trouvent souvent aux niveaux des contacts entre les marnes et les grès, situés à la partie haute de la montagne Ganntas (affleurement des grès).

Au droit du PK107+494, les marnes au niveau du tunnel à une profondeur de 150 m environ sont légèrement humides. Les eaux se trouvant dans les diaclases des marnes sont très faibles. Un essai d'eau a été réalisé en fin de sondage avec rabattement du niveau d'eau à 70 m, circulant dans les plans de contact entre marnes et grès ainsi que dans les diaclases de profondeur, ce niveau d'eau s'est installé ensuite à 38 m de profondeur. Cet essai d'eau a été réalisé juste après quelques jours pluvieux. Ces eaux proviennent probablement de la précipitation. Avec cet essai, nous ne pouvons pas conclure quant à l'arrivée d'eau en débit importants au niveau du tunnel puisqu'il n'est pas certain que l'on rencontre des bancs de grès aquifères.

La présence de deux forages dans la partie haute du Ganntas à 3 km à l'est du projet donnent des renseignements partiels ont été acquis, quant à ces forages qui traversent la série miocène et exploitent les bancs gréseux en position synclinale, on doit tenir compte de la possibilité de venue d'eau à travers ces bancs de grès aquifères dans le secteur du PK 107.3 et au sud de ce point mais aussi plus au nord et surtout en partie centrale du tunnel. Il paraît peu probable d'avoir des mises en charge hydraulique et des dans la partie nord du tunnel. Dans la zone de couverture peu importante, surtout au niveau des têtes du tunnel, les marnes sont souvent intercalées de bancs gréseux qui favorisent la circulation d'eau suivant les bancs.

Aux niveaux des têtes du tunnel, les fissures dans le terrain de surface ont été mises en évidence du fait de la dessiccation de l'argile en saison sèche. Des infiltrations d'eaux et des imbibitions de l'argile pourront diminuer les caractéristiques mécaniques du terrain de surface en saison pluvieuse, pourraient former un glissement.

2.5 Etude géologique locale

Le tracé du tunnel peut être composé en certaines zones des formations rocheuses principales, ces zones sont établies sur la base des données disponibles comme, le levé de terrain, sondages mécaniques, prospections géophysiques et l'étude hydrogéologique. On peut définir la géologie du tracé par les trois zones principales suivantes.

- Zone Nord entre PK 102+088 et 106+000

La zone nord se trouve dans un versant de faible pente du terrain naturel, variant entre 15° et 18°. La géologie reste relativement homogène, argile de surface d'épaisseur variable sur la marne argileuse puis le massif marneux. Au-delà, le tunnel se trouve dans la marne argileuse relativement homogène sur plus de 2 km environ. Au PK104+300 après les résultats des essais géophysiques, il y a possibilité d'avoir une faille nord-sud.

- Zone Centrale entre PK106+000 et 107+650

Entre PK105+960 et 107+650, le tunnel traversera principalement le massif de grès sauf localement peut rencontrer les bancs de marne entre PK106+080 et 106+380 et entre PK107+300 et 107+600, ces grès peuvent se trouver avec une charge d'eau.

- Zone Sud entre PK107+650 et 109+430

La zone Sud se trouve dans un versant de pente variable de 8° à 12° avec des ressauts gréseux. La structure géologique sera complexe et comportant des accidents. Le tunnel pourrait recouper les bancs gréseux verticaux intercalé des marnes argileuses et argiles. au PK108+200 possibilité d'une faille nord-sud.

2.5.1. Sondages et prélèvement d'échantillons

Les sondages carottés permettent de voir la roche et de prélever des échantillons pour faire les essais de laboratoire de mieux comprendre les caractéristiques géologiques, géotechniques et les comportements mécaniques, et de mieux dimensionner les ouvrage souterrains. Mais ils ne fournissent que des informations ponctuelles qui sont en général insuffisantes. Parce que le nombre de sondages est forcément limité vu leur coût élevé, surtout lorsque la couverture dépasse plusieurs centaines de mètres.

Huit (8) forages ont été placés et achevée, la méthode appliquée était Forage à Rotation avec chasse d'eau sans additive.

La description du sondage (01) est classée dans le tableau suivant :

- **Sondage SC1**

La position de sondage 17.5m à droite du V1K102+130.4

Les coordonnées X(m) 469295.18 Y(m) 333681.86 Z(m) 399.44

Tableau 2.1. Rapport du sondage SC1

Nombre de la couche	Nature de la couche	Profondeur de la couche (m)	Epaisseur de la couche (m)	Description géologique
(1)	Marne	3.00	3.00	- Marne : gris-verdâtre. - agglutination en argile. - construction en plaquette. - altération complète.
(2)	Marne	12.95	9.25	- Marne : gris. - agglutination en argile - structure de plaquette, la diaclase développée, la roche brisée, en forme de fragment et de pilier court. - altération intense.
(3)	Marne	27.00	14.05	- Marne : gris-forcé. - agglutination en argile - structure de plaquette, la carotte est complète relative, en forme de pilier long. - altération faible, RQD de 10%

Les tableaux des résultats des autres sondages carottés sont dans l'annexe B.

Après l'interprétation des résultats des sondages carottés, on peut tracer un coupe géologique du tunnel formé des formations rocheuses principales. Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 2.2 Les formations rocheuses principales

Formation rocheuse	Figure
<p>Marne argileuse: Se trouvent à la côté nord et sud, sont sensibles à l'eau, Elles peuvent être très compactes mais aussi très molles et plastiques, de couleur gris-verdâtre, la résistance à la compression uniaxiale est évalué 3.26 MPa).</p>	 <p data-bbox="878 758 1260 789">Marne argileuse au portail Nord</p>
<p>Grès : Les grès sont constitués par des niveaux sableux et conglomératiques en agglutination calcaire, d'une couleur jaune-brunâtre, la résistance à la compression uniaxiale est évalué 32.87 MPa. Ils sont localisés dans la partie centrale (PK 106+000 – PK 107+650).</p>	 <p data-bbox="906 1283 1230 1314">Grès au milieu du Ganntas.</p>
<p>Marne : Les marnes Miocène de couleur Gris, localisé au milieu et à côté sud, leurs propriétés ne sont pas homogènes. Parfois ces matériaux sont des argiles argilites ou argiles schisteuses des grès argileux sensibles à l'eau. Ces marnes avoir un comportement de la roche argileuse, Elles sont très molles. La résistance à la compression uniaxiale est varié entre (0.9 à 7.60 MPa).</p>	 <p data-bbox="964 1843 1175 1875">Marne miocène.</p>

<p>Argile marneuse : Se trouvent à la côté sud du tunnel, sont sensibles à l'eau. parcourue par des accidents tectoniques complexes, molle et peu plastique. La couleur: gris-brunâtre. Avec une résistance à la compression uniaxiale est < 5 MPa).</p>	 <p>Argile marneuse</p>
--	---

Le tableau ci-après fournit la description du massif rocheux pour chaque position du sondage carotté.

Tableau 2.3 : Description des formations

Position	PK	Géologie	Colleur	Altération	Discontinuité (longueur) [m]
Portail Nord (sc1)	102+130	Marne argileuse	Gris-verdâtre	4	3-10
Portail Nord (sc2)	103+142	Marne argileuse	Gris-verdâtre	4	3-10
Plateau (sc3)	103+819	Marne	Gris	4	<20
Versant (sc7)	105+203	Marne	Gris	4	<20
Versant (sc8)	107+494	Grés	Jaunes-grisâtre	3	<20
Versant (sc4)	108+013	Grés	Gris-Jaunâtre	4	3-10
Portail Sud (sc5)	108+945	Marne Gréseuse	Gis-verdrâtre	4	1-3
Portail Sud (sc6)	109+413	Argile-marneuse	Gris-brunâtre	4	1-3

2.6 Etude géotechnique

Les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques constituent d'une manière générale trois aspects complémentaires de l'étude des terrains, dans lesquels doivent être exécutés les ouvrages souterrain. La nature et la disposition des terrains traversés par le tunnel sont décelés par l'étude géologique qui permet une première composition des couches du point de vue lithologique et structural. Les études géotechniques doivent permettre de déterminer les valeurs des caractéristiques géomécaniques et physiques nécessaires et les comportement mécanique des massifs rocheux, afin de définir les méthodes de dimensionnement pour assurer la stabilité de l'excavation pendant l'exécution du tunnel.

2.6.1 Propriétés géotechniques

D'après les résultats des essais in-situ et l'interprétation des sondages et les résultats des essais du laboratoire, le bureau d'études a estimé les valeurs des paramètres géomécaniques des massifs rocheux traversés par le tunnel, afin de faire le calcul et la classification des roches. Les valeurs sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau 2.4 : Paramètres géomécaniques des roches

Type de roche	γ_h [kN /m ³]	C [kpa]	Φ [°]	ν	E [MPa]	Rc [MPa]
Marne argileuse (altérée)	21	200	21	0.30	300	3.26
Marne	21	300	21	0.30	800	7.50
Grés	23	400	30	0.25	1000	30
Grés (altéré)	22	200	28	0.25	400	18.5
Argile marneuse	20	50	20	0.30	100	3

Le tunnel est décomposé en zones d'attaque en fonction des conditions prévisionnelles de réalisation. Ces zones sont établies sur la base des données disponibles, levés de terrains, sondages mécaniques et sondages géophysiques. Dans chacune des zones les conditions ne seront pas homogènes, classe de roche et la couverture varient, mais on peut faire une prévision de chaque type de creusement et soutènement provisoire pour chaque formation rocheuse après le calcul et la vérification de la stabilité. La méthode de dimensionnement du tunnel le long du tracé consiste à diviser le tracé en plusieurs sections de calcul.

2.7 Partition du tracé

En raison de la grande longueur du tunnel, on peut diviser le profile en long du tunnel en sections de calcul, de mieux maîtriser le comportement des différents massifs rocheux en fonction de la géologie et la hauteur de la couverture (les contraintes verticales). On a sélectionné sept sections de dimensionnement le long du tunnel, ce sont les suivantes:

Section 1 : La première section est située au portail nord avec une couverture de charge faible et des conditions géologiques défavorables (Roche très médiocre) la géologie composée des marnes argileuses intercalées de bancs gréseux. Cette section s'étale de l'attaque du portail à PK103+142 d'une longueur d'environ 1000 m. La couverture maximale est assumée de 50m.

Section 2 : La deuxième section est située entre (PK103+142 à 104+225), d'une couverture de charge faible et des conditions géologiques défavorables (Roche très médiocre), la géologie composée principalement des marnes. Une couverture de charge moyenne 100m.

Section 3 : La troisième section reste de la même formation est un massif marneux, charge hydraulique faible au nulle, situé entre (PK104+225 à 106+000) à charge forte de couverture est estimée de 200m. Dans les premiers mètres d'après les prospections géophysiques il y a une possibilité de rencontre un bloc de grés ayant d'une faille, venues d'eau possible.

Section 4 : La quatrième section représente une zone de transition, entre le massif marneux et le massif gréseux, située dans la zone (PK106.000 à 107+650). Les conditions géologiques sont favorables avec une résistance de la roche moyenne, ces roches sont peu dures et peu abrasives, la couverture est forte est assumée de 390 m.

Section 5 : La cinquième section est composée du massif gréseux intercalé de la marne altérée, les propriétés physiques sont pas homogènes, sensibles a l'eau, venue d'eau possible dans les grés, très molle avec une résistance faible à la compression, se trouve entre (PK107+650 à 108+400). Couverture de charge moyenne à forte de 200m.

Section 6 : La sixième section et une zone de transition constitue de marne intercalé des grés altéré, peu cimentées presque sableuses, entre (PK108+400 à 109+000). La stabilité lors de l'excavation ne sera pas bonne, une faille possible et venue d'eau. La couverture de charge moyenne est 100m.

Section 7 : La septième section est une zone de transition composée de l'argile marneuse en alterance avec des alluvions argileuse plus ou mois cimentés en surface. L'argile marneuse est très molle dans la tête avec une cohésion faible, y'a une possibilité de venue d'eau, cette section s'échelonne de PK109+000 à la sortie de tunnel (côté sud) d'une couverture de charge faible de 50m.

Le tableau ci-dessous donne la description de chaque section.

Tableau 2.5 : Récapitulatif des sections de calcul

Section de Calcul	Pk De N à S	Couverture [m]	γ [kN/m³]	C [KPa]	ϕ [°]	E [MPa]	ν [°]
1	102+800	50	21	200	21	300	0.30
2	103+650	100	21	300	21	800	0.30
3	105+203	200	21	300	21	800	0.30
4	106+200	390	23	400	30	1000	0.25
5	108+000	200	22	200	28	400	0.25
6	108+700	100	21	200	21	300	0.30
7	109+100	50	20	50	17	100	0.30

Conclusion

Le tunnel prévoit le franchissement de la montagne Ganntas, se trouve en l'atlas tellien, entre les environs d'Oued – Zeboudj au Nord-est et Aïn-Soltane au Sud-ouest, (Khmis miliana) entre PK102+088 à PK109+340.

D'après les études géologiques, les prospections géophysiques, et les résultats des sondages, le terrain est constitué principalement par, marnes argileuses, marnes du Miocènes, les grés et les grés marneux se trouvent surtout en parties supérieures des versants, au côté sud on trouve d'argile marneuse, avec des marnes argileuses intercalées des bancs gréseux.

La géologie du terrain est composée de trois massifs rocheux principaux sont :

- Le massif de Marne au portail nord, avec une stabilité de la roche faible.
- Le massif de grés au milieu, peu cimenté avec des conditions géologiques sont peu favorables.
- Le massif de la partie sud est un massif de géologie très compliquée, composée de marne, grés, et argile marneuse, les roches sont très fracturées.

CHAPITRE 3

Calcul Du Soutènement Provisoire

3.1 Introduction

Le soutènement provisoire doit garantir la stabilité des parois d'excavation, contre les éventuels risques d'éboulement pendant l'exécution des travaux de creusement, ainsi il doit reprendre les efforts dus aux contraintes dans le terrain. La mécanique des roches fournit des méthodes empiriques et analytiques pour étudier les ouvrages souterrains à l'échelle de grands massifs profonds.

Dans ce chapitre, on va choisir une technique du creusement, et adopter un type de soutènement provisoire approprié pour chaque section du tracé, et faire une vérification analytique de la stabilité du soutènement.

3.2 Classification des massifs rocheux du terrain

Le choix de type du soutènement provisoire se fait principalement selon la nature de la roche selon les méthodes empiriques (voir chapitre1), la classification de Bieniawski (Rock Mass Rating) et les recommandations d'A.F.T.E.S sont des classifications des massifs rocheux qui donnent des aspects sur la technique de creusement et le type soutènement approprié au terrain encaissant.

3.2.1 Classification de Bieniawski (R.M.R)

Le tunnel traverse principalement trois formations géologiques qui sont :
Types des Masses Rocheuses RMT :

- Marne (M)
- Marne altérée (Ma)
- Grés (G)
- Grés altéré (Ga)
- Argile altérée (Aa)

Le tableau ci-après donne la classification des massifs rocheux selon Bieniawski pour chaque type de massif rocheux du terrain.

Tableau 3.1: Classification des masses rocheuses

PARAMETRES DE CLASSIFICATION		Type de la masse rocheuse RMT				
		M	Ma	G	Ga	Aa
Résistance de la roche R_c	MPa	7.57	<5	23	18.5	<5
	Notation	2	1	2	2	1
RQD	%	<25	<25	35-90	<25	<25
	Notation	3	3	17	3	3
Encartement des discontinuités	Mm	3-30	<60	10-60	<60	3-30
	Notation	5	5	5	5	5
Nature des discontinuités	Description	molle	molle	Sol greneux moyennement altéré	molle	molle
	Notation	0	0	6	0	0
Venues d'eau	Description	humide	humide	humide	humide	humide
	Notation	7	7	7	7	7
Classification de la masse rocheuse	Totale	17	16	37	17	16
	Classe RC	V	V	IV	V	V
	Qualité	Très médiocre	Très médiocre	médiocre	Très médiocre	Très médiocre

D'après les résultats du tableau, on remarque que la géologie de toutes les classes rocheuses est très défavorable, d'une qualité faible.

Grès (G): est de classe **IV** (médiocre).

Marne (M), Marne altérée (Ma), Grès altéré (Ga) et Argile altérée (Aa) sont des classes **V** (très médiocre).

3.2.2 Classification des recommandations d'A.F.T.E.S

On utilise le critère de la résistance en compression uniaxiale pour classer les différentes formations rocheuses du terrain. Le tableau qui suit donne toutes les classes des roches.

Tableau 3.2 Classement en fonction de la résistance en compression uniaxiale

Catégorie	Désignation	Exemples	σ_c (MPa)
R1	Roche de résistance très élevée	Quartzites et basaltes de résistance élevée	> 200
R2a	Roche de résistance élevée	Granit très résistance, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	200 à 120
R2b		Granit, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement dolités, marbres, dolomies, conglomérats compacts	120 à 60
R3a	Roche de résistance moyenne	Grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	60 à 40
R3b		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne, marnes compactes, conglomérats peu consistants	40 à 20
R4	Roche de faible résistance	Schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marnaux, poudingues, craie	20 à 6
R5a	Roche de très faible résistance et sols	Marnes sableuses ou argileuses, sables marnaux, gypses ou craies altérées	6 à 0,5
R5b	cohérents consolidés	Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés	< 0,5
R6a	Sols plastiques ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argiles, limons fins	
R6b		Tourbes silts et vases peu consolidés, sables fins sans cohésion	

La classe de la roche est sélectionnée selon des recommandations qui sont des critères physiques et mécaniques. Les autres critères sont dans l'annexe A.

D'où :

Marne (M) = Roche de faible résistance, (R4).

Marne altérée (Ma) = Roche de très faible résistance et sol cohérent consolidé, (R5a).

Grès (G) = Roche de résistance moyenne, (R3b).

Grès altéré (Ga) = Roche de faible résistance (R4).

Argile altérée (Aa) = Roche de très faible résistance et sol cohérent consolidé, (R5a).

3.3. Méthode de creusement

Selon le diagramme ci-dessous (Figure 3.1), on peut déduire la méthode de creusement pour chaque classe des masses rocheuses. Celle-ci est donnée par deux critères géomécaniques qui sont, la valeur de la résistance à la compression uniaxiale combinée au critère de fracturation exprimée en valeur de RQD.

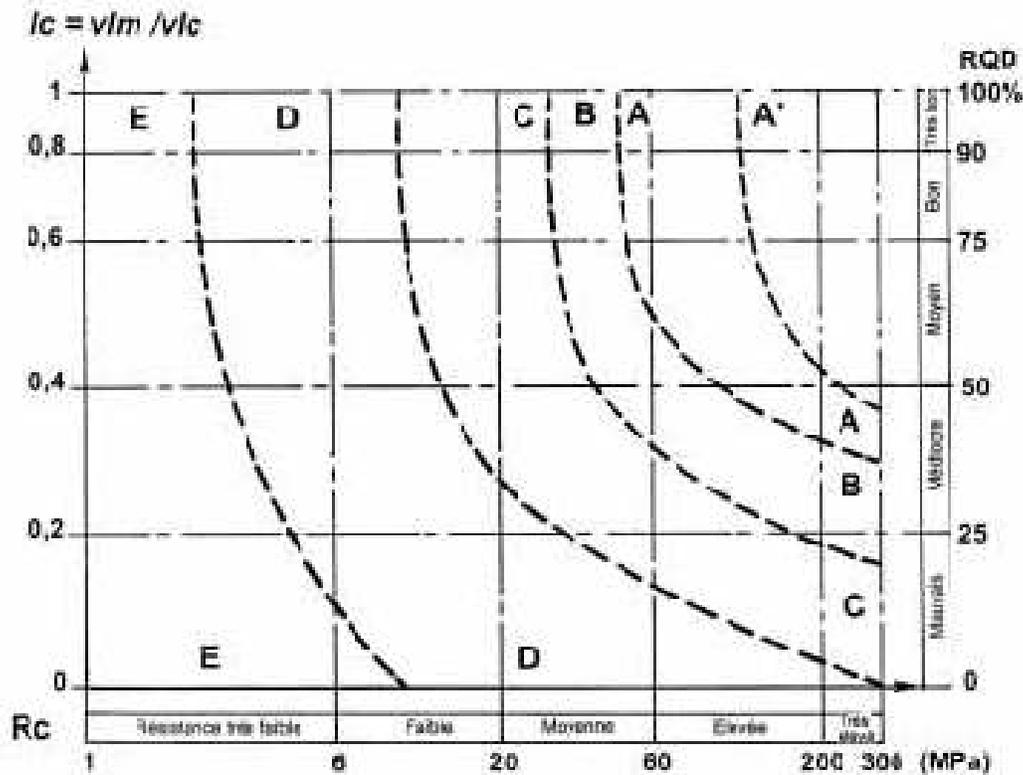


Figure.3.1.Choix de type de creusement

Avec :

A' : Tunnelier puissant

A, B, C : Tunnelier

E, C, D : Machine attaque ponctuelle

A, A', B : Explosifs.

Selon la figure 3.1. On détermine la méthode d'excavation pour chaque formation rocheuse comme suit :

Pour la marne altérée (Ma) avec $R_c=3.26$ MPa et RQD qui est <25 ce qui nous place dans la classe E impliquant une excavation à la machine par attaque ponctuelle. Idem Pour les autres formations rocheuses (Marne (M) avec $R_c = 7.57$ et RQD qui est <5), (Grès (G), $R_c = 23$ MPa et RQD de valeur 35-90), (Grès altéré (Ga) avec $R_c <5$ MPa et RQD de <25), (Argile altérée (Aa) avec $R_c <5$ et RQD de valeur <25).

On remarque que dans chacune des zones les paramètres mécaniques sont défavorables, les massifs sont instables, donc la technique de creusement se fait à la machine par attaque ponctuelle selon la méthode de la demi-section et section divisée, car à la nature du terrain présente des conditions très défavorable, nécessitant la mise en place d'un soutènement important. Le pas d'avancement de creusement est entre 1 à 1.5m environ est varié selon la nature de terrain.

3.4. Choix du soutènement

3.4.1 Soutènement selon Bieniawski (RMR)

La méthode RMR propose des recommandations sur le type de soutènement pour chaque classe de roche (tableau 3.3).

Tableau 3.3 : Recommandation du soutènement d'après Z.BIENIAWSKI

Rock mass class	Excavation	Rock bolts (20 mm diameter, fully grouted)	Shotcrete	Steel sets
I - Very good rock RMR: 81-100	Full face, 3 m advance.	Generally no support required except spot bolting.		
II - Good rock RMR: 61-80	Full face , 1-1.5 m advance. Complete support 20 m from face.	Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh.	50 mm in crown where required.	None.
III - Fair rock RMR: 41-60	Top heading and bench 1.5-3 m advance in top heading. Commence support after each blast. Complete support 10 m from face.	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5 - 2 m in crown and walls with wire mesh in crown.	50-100 mm in crown and 30 mm in sides.	None.
IV - Poor rock RMR: 21-40	Top heading and bench 1.0-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation, 10 m from face.	Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh.	100-150 mm in crown and 100 mm in sides.	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required.
V - Very poor rock RMR: < 20	Multiple drifts 0.5-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting.	Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert.	150-200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face.	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if required. Close invert.

Le résultat du soutènement de la zone de la marne altérée (V) est résumé dans le tableau suivant.

Tableau 3.4 : Soutènement de la Marne altérée

Classe de la roche (RMR)	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrage (1)		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complètement d'ancrage	Voûte	Pié-droits	Complètement de soutènement	Type	Espacement
V	1-1.5 m	Treillis soudé	200 mm	150 mm	Treillis soudé boutons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0.7 m

Les résultats pour les autres formations rocheuses sont dans l'annexe C.

Selon la méthode de Bieniawski et après d'avoir les classes des massifs rocheux du tracé, on peut déduire dans le tableau 3.5. Le type de soutènement pour chaque massif rocheux.

Tableau.5 Synthèse du soutènement de chaque classe de la roche

RMR	VI	V
Profil du soutènement	-Boulon d'ancrage de 4 à 5m de longueur espacement de 1 -1.5m. -Béton projeté de 100-150mm avec treillis soudé -Cintre moyen (léger) espacement de 0.7-1.5m.	-Boulon d'ancrage de 5 à 6 m de longueur, espacement de 1-1.5m. -Béton projeté de 200 mm avec treillis soudé. -Cintres lourds espacée de 0.75m.

3.4.2 Soutènement d’A.F.T.E.S

Le tableau qui suit donne les indications proposées à orienter le choix du soutènement en fonction du critère comportement mécanique. Pour chaque type de soutènement, on indique en fonction de la classe de la roche qui caractérise le critère en question.

Le soutènement le plus approprié est sélectionné par la superposition des résultats relatifs à chacun des critères.

Tableau 3.6. Choix du type du soutènement en fonction du comportement mécanique de massif

comportement mécanique	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons				Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
			Ancrege ponctuel	Ancrege reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissonis	Plaque en acier assemblées	béton	Injection			Air comprimé	Congélation	
R1	•		•		✗			✗	✗	✗	✗		✗	✗	
R2a	•		•		✗			✗	✗	✗	✗		✗	✗	
R2b		•	•	•	✗			✗	✗	✗	✗		✗	✗	
R3a		•	•	•	✗		•	✗	✗	✗	✗		✗		
R3b		•		•	✗		•		✗	✗	✗				
R4	✗	•	✗			•	•								
R5a	✗	•	✗			•	•	•							
R5b	✗		✗	✗		•	•	•	•	•	•	•			
R6a	✗	✗	✗	✗	✗	Enf	Enf	Enf	Bcl		•	•			
R6b	✗	✗	✗	✗	✗	Enf Blf	Enf Blf	Enf Blf	Bcl Blf	Blf	•	•		•	

Note explicative :

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

Enf : avec enfilage

Blf : avec blindage de front

Bcl : avec bouclier

Les autres tableaux de recommandation de l’AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction des autres critères sont dans l’annexe A.

Pour la marne altérée, Le tableau qui suit donne une synthèse des résultats des classifications de chaque critère avec le soutènement final proposé.

Tableau 3.7. Synthèse des résultats de classification avec le soutènement proposé pour la marne altérée

Comportements mécanique		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoir		Tube perforés	Bouclier ou pousse	Injections	Procédés spéciaux	
				Ancre pontuel	Ancre repart	Barres foncées	Lourds	Légers couissants	Plaques métal assemblées	Béton				Air comprimé	Congélatio
Critères	classe														
1) comportement mécanique	R5a	X	•	X	•		•	•	•						
2) Discontinuités	Sans objet														
3) Altérabilité	Délitage	X	•	Gr ou Bp	r ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	•	•	•					
4) Hydrologie	H1 K1	X		X			•	•	•	•			X		
5) Couverture	σo modéré	X		X		X						X			
6) Dimension de la galerie	2.5<D<10 m											(1)			
Synthèse		X	•	X	•	X	•	•	•	•		X			(1)

Après la superposition des résultats, le soutènement proposé et composé de béton projeté, boulons d’ancrage repart, et des cintres lourds ou coulissants (avec grillage continue ou blindage métallique).

Les tableaux de synthèse des résultats des soutènements proposés pour les autres formations rocheuses (M, G, Ga, Aa), sont dans l’annexe C.

3.4.3 Synthèse des résultats de RMR et A.F.T.E.S

D'après les résultats obtenus des deux méthodes, on remarque qu'ils sont pratiquement comparables. En générale les composants de soutènement sont boulons d'ancrage, béton projeté et cintres lourds.

Le tableau qui suit donne une synthèse sur le soutènement provisoire proposé par les deux classifications RMR et A.F.T.E.S, pour toutes les formations rocheuses du tracé. Les deux classes principales des roches sont (IV et V) d'après RMR, et (R3b, R4 et R5a) d'après l'AFTES.

Tableau 3.8. Les soutènements proposés par Bieniawski et les recommandations AFTES pour les différentes classes rocheuses

Classe de la roche		Constituant de soutènement	R.M.R	A.F.T.E.S
IV	R3b	Béton projeté	100-150mm avec treillis soudé	Béton projeté
		Cintre	Cintre moyenne espacé de 0.7 à 1.5	Cintre léger ou coulissant
		Boulon	Boulon d'ancrage reparti de 4 à 5 m de longueur et espacé de 1 à 1.5m	Boulon d'ancrage reparti ou coulissant
V	R5a et R4	Béton	150-200mm avec treillis soudé	Béton projeté
		Cintre	Cintre lourd espacé de 0.7m	Cintre léger, coulissant ou lourd
		Boulon	Boulon d'ancrage reparti de 5 à 6m de longueur et espace de 0.75m	Boulon d'ancrage reparti

On remarque que le soutènement proposé par Bieniawski est plus détaillé que celui-ci donné par les recommandations d'A.F.T.E.S, car le choix des longueurs des boulons d'ancrage et l'espacement entre eux sont précises. Idem pour le béton projeté et les cintres. D'autre part le type de soutènement selon les recommandations A.F.T.E.S proposé sans détail, constitue de Boulons d'ancrage reparti, béton projeté et cintres lourds et légers.

3.5 Calcul analytique du soutènement provisoire

Le calcul analytique ou la vérification d'un soutènement est toujours une opération complexe, car le tunnel a la particularité d'être avant tout un ouvrage tridimensionnel avec des problèmes difficiles d'interactions entre terrain et structure. En terrain de faibles caractéristiques mécaniques, l'aspect tridimensionnel du soutènement est encore réaffirmé par la nécessité d'intervenir au plus près du front de taille. Les méthodes de calcul ne peuvent être précises que dans la mesure où elles intègrent. Ces particularités et permettent de modéliser au mieux chacun de ces effets. L'étude et le dimensionnement du soutènement ne peuvent être dissociés d'une approche mécanique du terrain encaissant, d'abord parce que celui-ci intervient directement par poussée ou par butée, mais aussi par le fait que les caractéristiques du terrain et leur évolution dépendent beaucoup de la marge de convergence qu'autorise le soutènement.

Le calcul Convergence-Confinement a pour but principal d'étudier le comportement d'un ouvrage souterrain et de dimensionner en première approche son soutènement. Il correspond à la méthode du même nom développée par M. PANET dans son ouvrage « Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement ». La modélisation d'un tunnel doit prendre en compte deux éléments essentiels, il s'agit d'un problème tridimensionnel, et d'interaction pour lequel le couplage entre le terrain et les structures de soutènement est important.

La méthode convergence-confinement permet de se ramener à un calcul bidimensionnel en déformation plane dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel établies pour un milieu élastoplastique parfait de type Mohr-Coulomb, en supposant que tout se passe comme si la convergence était due à la diminution d'une pression de soutènement fictive avec l'éloignement du front de taille. (voir chapitre1) description de la méthode convergence-confinement.

3.5.1 Calcul du soutènement de la section 1

On vérifie la stabilité du soutènement choisi selon les deux approches (RMR et AFTES), par la méthode analytique (convergence-confinement), à partir de calcul analytique et numérique à l'aide du logiciel C-Lambda. La section 1 est une masse marneuse altérée, hauteur de 50 m. Le rayon du tunnel est 3.5m.

Le tableau suivant résume les paramètres de la roche, le tunnel et le béton.

Tableau.3.9. Paramètres de la roche, le tunnel et le béton

Géométrie du tunnel et terrain		Valeur	Unité
h	Couverture	50.000	m
R	Rayon	3.50	m
Paramètre de la roche			
C	Cohésion	200.000	kN /m ²
φ	Angle de frottement	21.000	°
γ	Poids volumique	21.000	KN/m ³
ν	Coefficient de poisson	0.30	
E	Module d'élasticité	300 000.000	kN /m ²
R _c	Resistance à la compression	3260.000	kN /m ²
Paramètre du béton			
E	Module d'élasticité	24900.000	kN /m ²
R _c	Resistance à la compression	20 000.000	kN /m ²
ν	Coefficient de poisson	0.200	
e	Epaisseur	0.150	m

3.5.1.1 Calcul analytique

A) Calcul de la contrainte initial au poids des terres

$$\sigma_0 = \gamma \cdot h \rightarrow \sigma_0 = 21 \times 50 \rightarrow \sigma_0 = 1,05 \text{ MPa}$$

B) Courbe caractéristique de la roche (convergence)

Le tunnel traverse la section 1 (marne altérée)

Si $\sigma_0 \leq R_c/2 \rightarrow$ comportement élastique, le creusement n'entraîne que des déformations élastiques.

$$1,05 \leq 3,26/2 \rightarrow 1,05 < 1,63 \text{ Mpa}$$

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

$$u_{\text{élas}} = \frac{1+\nu}{E} R \sigma_0 \quad , \quad \sigma_0 = 1,05 \text{ Mpa}$$

$$u_{\text{élas}} = \frac{1+0,3}{300} 3,50 \cdot 1,05 = 0,0134 \text{ m}$$

$$\mathbf{u_{\text{élas}} = 13,43 \text{ mm}}$$

Calcule du taux de déconfinement par l'expression suivante :

$$\lambda_d = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left(\frac{m_0 R}{m_0 R + d} \right)^2 \right)$$

Avec : α et m_0 sont deux constantes de la méthode convergence-confinement par M. PANET. On prendra respectivement 0,25 et 0,75 (voire chapitre 1) et R le rayon d'excavation. $R = 3,50 \text{ m}$, d est le pas d'avancement $d = 1 \text{ m}$.

$$\lambda_d = 1 \left(1 - \left(\frac{0,75 \cdot 3,50}{0,75 \cdot 3,50 + 1} \right)^2 \right)$$

$$\mathbf{\lambda_d = 0,49}$$

Calcul de la valeur de la pression fictive P_i :

$$P_i = (1 - \lambda_d) \sigma_0$$

$$P_i = (1 - 0,49) 1,05$$

$$\mathbf{P_i = 0,53 \text{ Mpa}}$$

Calcule du rayon plastique R_p

$$R_p = \left[\frac{4 \lambda_{ic}}{(1 - \lambda_d) (k_p - 1)} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}}$$

Avec :

$$\lambda_{ic} = \frac{1}{(k_p + 1)} \left(k_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0} \right), \text{ taux de déconfinement à la fin de la phase élastique.}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, \quad k_p = \frac{1 + \sin 21}{1 - \sin 21} = 2,18$$

$$\lambda_{ic} = \frac{1}{(2,18 + 1)} \left(2,18 - 1 + \frac{3,26}{1,05} \right)$$

$$\lambda_{ic} = 0,65$$

$$\rightarrow R_p = 3,5 \left[\frac{4 \cdot 0,65}{(1 - 0,49) (2,18 - 1)} \right]^{\frac{1}{2,18 - 1}}$$

$$\mathbf{R_p = 5,66 \text{ m}}$$

C) Courbe caractéristique du soutènement (confinement)

Convergence du terrain à la paroi au moment de la mise en place du soutènement :

$$u_{s_0} > 0,265u_{élas}$$

$$u_{s_0} > 0,265 \times 13,43 \rightarrow u_{s_0} > 3,55\text{mm}$$

- **Les cintres :**

Le choix de type de cintre destiné pour la section 1 (marne altérée) est cintre lourd HEB180

Section du cintre : $A_s = 165,3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

Résistance de l'acier : $R_a = 240000 \text{ KN/m}^2$

Module de Young : $E = 2,1 \cdot 10^8 \text{ Mpa}$

Espacement des cintres : $a = 1 \text{ m}$

Raideur du cintre :

$$K_c = \frac{E \cdot A_s}{a \cdot R} \rightarrow K_c = \frac{2,1 \cdot 10^8 \cdot 165,3 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 3,5} \rightarrow \mathbf{K_c = 9,91 \cdot 10^5 \text{ Mpa}}$$

Pression maximale du soutènement :

$$P_c^{\max} = \frac{A_s \cdot R_a}{R \cdot a} \rightarrow P_c^{\max} = \frac{165,3 \cdot 10^{-4} \cdot 240}{3,5 \cdot 1}$$

$$\mathbf{P_c^{\max} = 1,13 \text{ Mpa}}$$

- **Béton projeté**

Raideur du béton projeté :

$$K_b = \frac{E_b \times e}{(1-\nu^2)R} = \frac{24900 \times 0,15}{(1-0,20^2) \times 3,50} \rightarrow \mathbf{k_b = 1105,02 \text{ Mpa}}$$

Pression maximale du soutènement :

$$P_b^{\max} = \frac{\sigma_b \times e}{R} = \frac{20 \times 0,15}{3,50} \rightarrow \mathbf{P_b = 0,45 \text{ Mpa}}$$

D) La théorie d'homogénéisation

Le but de la théorie de l'homogénéisation est d'obtenir une approximation homogène (simple) d'un milieu décrit par des propriétés très hétérogènes. Les boulons à scellement réparti fait un renforcement interne lié au massif encaissant. L'effet des boulons s'exprime sur la courbe de convergence du terrain. Pour cette raison il y a une augmentation isotrope du module de Young et de la cohésion du terrain. Les valeurs du module et de la cohésion homogénéisée sont alors données par les expressions suivantes :

$$\Delta E_{\text{hom}} = E_b \times \frac{S_b}{e_L e_T} \times \frac{R}{r}$$

$$\Delta C_{\text{hom}} = \frac{T_b}{2 e_L e_T} \times \frac{R}{r}$$

Avec :

E_b : Module du boulon. S_b : Section du boulon. T_b : Traction admissible dans les boulons.

e_L, e_T : Espacement longitudinal et transversal des boulons. R : Rayon de la cavité.

r : rayon platique = $R + \Delta r_{\text{Plastique}}$.

L'effet des boulons sur la roche est estimé par le calcul des expressions (ΔE_{hom} et ΔC_{hom}), qui sont rajoutés au module d'élasticité et à la cohésion de la roche.

On calcul les valeurs du module et de la cohésion homogénéisée par les expressions suivantes :

Les propriétés du boulon :

$E_b = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$, $S_b = 4,91 \times 10^{-4} \text{ m}$, $T_b = 150 \times 10^{-3} \text{ Mpa}$, $e_L, e_T = 1 \text{ m}$

r : rayon platique = 5,66m

$$\Delta E_{\text{hom}} = E_b \times \frac{S_b}{e_L e_T} \times \frac{R}{r}$$

$$\Delta C_{\text{hom}} = \frac{T_b}{2 e_L e_T} \times \frac{R}{r}$$

$$\Delta E_{\text{hom}} = 2,1 \cdot 10^5 \times \frac{4,91 \times 10^{-4}}{1 \times 1} \times \frac{3,50}{5,66}$$

$$\Delta E_{\text{hom}} = \mathbf{63,76 \text{ MPa}}$$

$$\Delta C_{\text{hom}} = \frac{150 \times 10^{-3}}{2 \times 1 \times 1} \times \frac{3,50}{5,66}$$

$$\Delta C_{\text{hom}} = \mathbf{0,0463 \text{ MPa}}$$

- Le module d'élasticité de la roche

$$E_{\text{roche}} = E + \Delta E_{\text{hom}} \rightarrow E_{\text{roche}} = 300 + 63,76$$

$$E_{\text{roche}} = \mathbf{363,76 \text{ MPa}}$$

- La cohésion de la roche

$$C_{\text{roche}} = C + \Delta C_{\text{hom}} \rightarrow C_{\text{roche}} = 0,200 + 0,0463$$

$$C_{\text{roche}} = \mathbf{0,2463 \text{ Mpa}}$$

E) Vérification du soutènement**Calcul de la pression vertical agissant sur le soutènement****Méthode de TERZAGHI :**

La largeur de la voûte de décharge B est calculée en fonction de la hauteur et de la largeur de l'excavation, et des caractéristiques mécaniques de terrain considérées, obtenue par la formule suivante : $B = b + 2 m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow B = 7 + 2 \cdot 4 \operatorname{tg} (34.5) = 12.44 \text{ m}$. Le coefficient de poussée active « k » est égale à 1

La pression verticale agissant sur le soutènement est donnée par :

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

$$\sigma_v = \frac{(12.44 \cdot 21 - 2 \cdot 246)}{2 \cdot 1 \operatorname{tg} 21} \left[1 - e^{\frac{-(2 \cdot 1 \cdot 50 \cdot \operatorname{tg} 21)}{12.44}} \right] \rightarrow \sigma_v = 300.57 \text{ KN/m}^2$$

La pression horizontale agissant sur le soutènement en demi-section supérieur donné par : $\sigma_h = 0,3\gamma (0.5m + H_p)$, $H_p = b / 2 \sin \varphi = 19,53\text{m}$

$$\sigma_h = 0,3 \cdot 21 (0,5 \cdot 4 + 19.53)$$

$$\sigma_h = 135.63 \text{ KN/m}^2$$

Il faut que la pression vertical doit être inférieure que la pression maximale du soutènement.

$$\sigma_v < P < (P_c^{\max} + P_{b}^{\max}) \rightarrow 0,300 \text{ MPa} < (1,13 + 0,65) \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow 0,300 < 1,78 \text{ MPa Vérifié}$$

3.5.1.2 Calcul numérique

A l'aide d'un logiciel programmé, il serait très facile pour dessiner la courbe convergence-confinement, donc on a utilisé le logiciel « C-Lambda ». C'est une version expérimentale. Nous allons faire une comparaison entre les résultats fournis par logiciel et les résultats du calcul analytique.

a) Présentation du logiciel C-lambda

C-Lambda est un logiciel de pré-dimensionnement de tunnels par la méthode convergence-confinement, basé sur une méthode largement connue et exploitée, méthode élastique et principe de similitude. C-Lambda revisite son exploitation pour offrir un outil à la fois didactique et puissant à tous les utilisateurs. Son mode "didactique" permet un accès en douceur à la méthode convergence-confinement. Le calcul de la courbe convergence se fait par deux critères, critère de Mohr-Coulomb et critère de Hoek et Brown, pour la courbe de confinement est présentée par une modélisation du soutènement, avec le détail de tous les paramètres et permettant une visualisation

instantanée de deux courbes sous forme graphique (Figure 3.2), avec les résultats après la pose du soutènement, équilibre terrain/soutènement.

Le mode "tableaux" ouvre la voie des études paramétriques à tous ceux qui souhaitent évaluer très rapidement les plages de résultats possibles d'une étude. Entrée des données se fait de manière directe par l'intermédiaire d'un tableau de données, idem pour le tableau de résultats. Le logiciel C-Lambda ne prend pas en considération dans les calculs des cintres, mais en réalité le cintre est posé, car il joue un rôle important dans un soutènement en béton projeté,

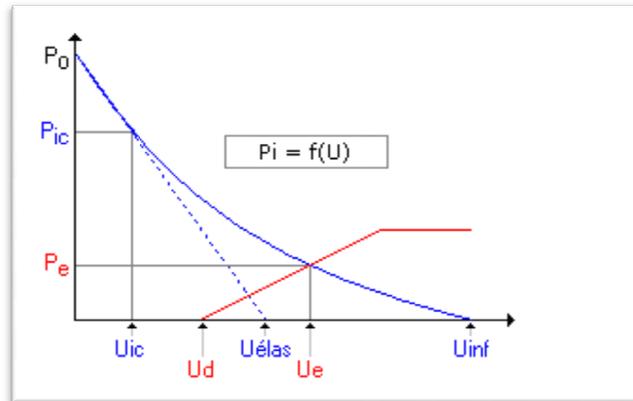


Figure 3.2. Graphe type convergence confinement

b) Insertion des données

La présentation du logiciel en mode didactique introduit toutes les étapes d'entrée des données dans des boîtes de dialogue interactives représenté dans la Figure 3.3.

Les données sont : les propriétés géométriques (rayon du tunnel, couverture), caractéristiques mécaniques des terrains (γ , E , ν , φ , C), propriétés du soutènement (σ_s , e , E_s , ν) et les paramètres liés à la pose du soutènement.

Propriétés	Unités	Etude 1	Soutènement		
Rayon du tunnel R	m	3.50000	Epaisseur	mm	150.0000
Hauteur surface H	m	50.00000	E	MPa	24900.000
Propriétés élastiques du sol			ν		0.1800
ρ	kg/m ³	2100.0000	Rc	MPa	20.000
E	MPa	363.670	Pose du soutènement		
ν		0.3000	Méthode de calcul de Ud		Méthode élastique
Propriétés élastoplastiques du sol			Coefficient m0		0.7500
Type de loi		Mohr-Coulomb	Coefficient α		0.2500
C	MPa	0.246	λp		0
φ	deg	21.0000	Distance au front de taille	m	1.00000
ψ	deg	18.0000			

Figure 3.3. Tableau de données C-lambda pour la section 1

c) Résultats numériques et graphiques

Les résultats numériques (pressions et déplacements à la pose et à l'équilibre, coefficient de déconfinement à la pose), sont fournis sous forme de tableau (Figure3.4)

Propriétés	Unités	Etude 1	A la pose du soutènement	
Etat initial			Méthode de calcul	Méthode élastique
Contrainte initiale P0	MPa	1.030	Pression:Pp	MPa 0.408
Droite élastique			Déplacement:Ud	mm 7.9982
Déplacement Uélas	mm	13.1827	Déplacement relatif:Ud/R	mm/m 2.2852
Déplacement relatif Uélas/R	mm/m	3.7665	Rayon plastique relatif:Rpp/R	1.0254
Courbe de convergence			Rigidité Ks	MPa 1102.876
Pression limite:Pic	MPa	0.437	Coefficient de déconfinement λ	
Déplacement:Uic	mm	7.5918	A l'équilibre	
Déplacement relatif:Uic/R	mm/m	2.1691	Pression:Pe	MPa 0.345
Coef de déconfinement λc		0.5759	Déplacement:Ue	mm 9.0936
Tunnel non soutenu			Déplacement relatif:Ue/R	mm/m 2.5982
Déplacement:Uinf	mm	28.7198	Rayon plastique relatif:Rpe/R	1.0841
Déplacement relatif:Uinf/R	mm/m	8.2056	Effort normal soutènement:Ne	N 1.18e+006
Rayon plastique relatif: Rpinf/R		1.6070	Contrainte normale soutènement:σe	MPa 7.882
A la pose du soutènement				

Figure 3.4. Tableau de résultats C-lambda pour la section 1

La figure 3.5 montre les résultats sous forme graphique.

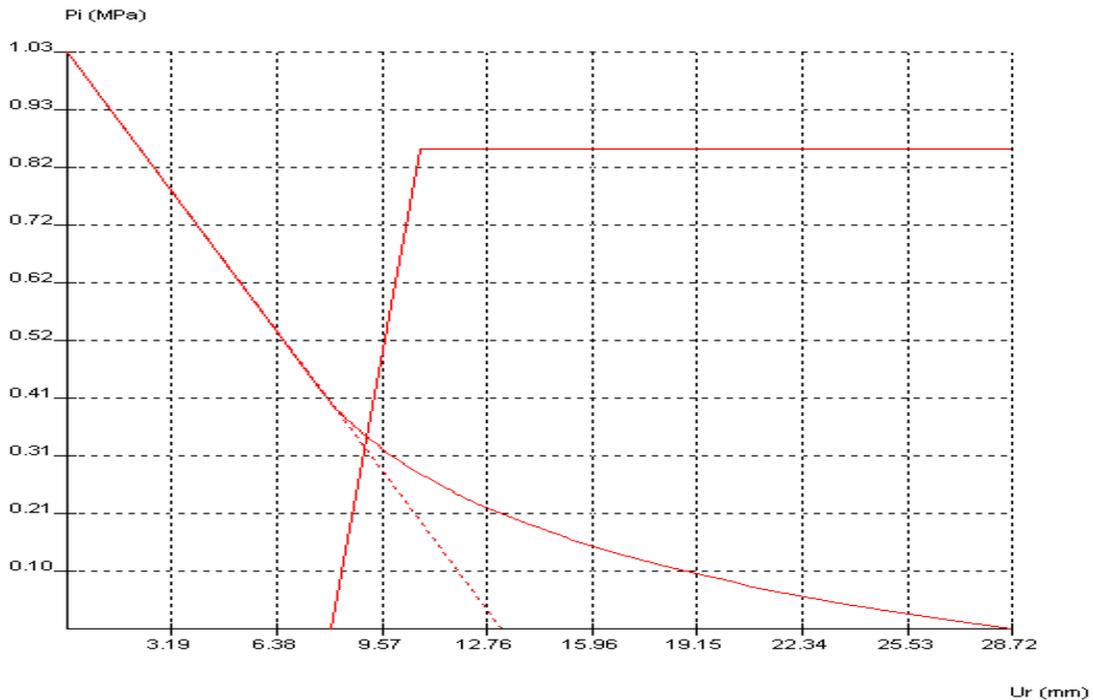


Figure 3.5. Courbe de convergence-confinement pour la section 1

Le calcul des autres sections des formations rocheuses (M, G, Ga, Aa), sont dans l'annexe C.

d) Comparaison entre le calcul analytique et numérique

Le tableau 3.10 est un tableau récapitulatif des résultats du calcul analytique et numérique par logiciel C-lambda.

Tableau.3.10 : Récapitulatif des résultats de deux méthodes

	Calcul analytique	Calcul numérique
Taux de déconfinement λ_{ic}	0.65	0.57
$u_{élas}$	13,43 mm	13,18 mm
Rigidité k_b	1105.02 MPa	1102.87 MPa
Pression P_b	0.45 MPa	0.40 MPa

On remarque que les résultats par les deux méthodes sont presque similaires. Le tableau ci-dessous résume tous les résultats des formations rocheuses du tracé.

Tableau.3.11: Les résultats du calcul

	Rigidité k_b (MPa)	Pression P_b (MPa)	$u_{élas}$ (mm)	Taux de déconfinement λ_{ic}
Section 1 (Ma)	1102.87	0.400	13,18	0.57
Section 2 (M)	1838.12	0.846	11,03	0.51
Section 3 (M)	1838,12	0.642	30,69	0.41
Section 4 (G)	2205.75	0.695	37,89	0.54
Section 5 (Ga)	1470.50	0.422	44,18	0.53
Section 6 (Ma)	1471.40	0.867	28,46	0.49
Section 7 (Aa)	1102,87	0,455	33,54	0.41

Le tableau qui suit donne les niveaux alertes et alarmes des déplacements pour chaque formation rocheuse.

Tableau.3.12: Les déplacements au niveau alerte et alarme

Massif rocheux	Déplacement (mm)	
	Niveau alerte	Niveau alarme
Section 1 Ma	20	25
Section 2 M	36	45
Section 3 M	36	45
Section 4 G	36	45
Section 5 Ga	20	25
Section 6 Ma	20	25
Section 7 Aa	20	25

D'après les résultats, on remarque que les déplacements dans les sections (5,6 et 7), sont supérieurs que les déplacements alarmes, ce qui signifie que le soutènement choisit doit être renforcé. La solution est de réaliser une voûte parapluie, un pré-soutènement par voûte parapluie est un procédé préalable au creusement d'un tunnel dans les terrains friables. L'opération constitue des tubes métalliques disposés en couronne subhorizontale autour de la section d'excavation, ils sont foncé dans la roche avec un coulis de ciment et posés sur les cintres. Les objectifs essentiels de la voûte parapluie sont, d'assurer la stabilité de la travée lors d'excavation, une structure jouant un rôle de soutènement et améliorer la stabilité du front par réduction des contraintes agissant.

3.6 Synthèse des Soutènements

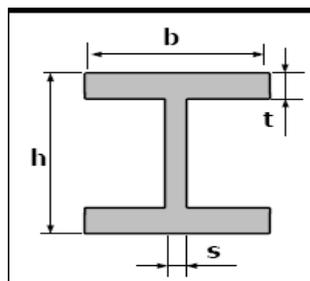
D'après la vérification du soutènement proposé par les recommandations (AFTES et RMR), et le calcul analytique par la méthode convergence-confinement. On peut déduire un soutènement provisoire pour chaque section calculée. Les trios composants du soutènement sont détaillés comme suit :

○ Béton projeté

L'épaisseur de la coque du béton projeté est différente de celle proposée par la classification (RMR et AFTES) pour les sections 3 et 4. Car les résultats graphiques du logiciel montrent que la courbe du soutènement ne recoupe pas la courbe de la convergence, qui représente l'état d'équilibre du tunnel.

○ Les cintres

Les deux (02) types de cintre utilisé sont les cintres réticulés (légers) et les cintres HEB180 (lourds). Les recommandations AFTES relative à « Calcul, fabrication et mise en œuvre des cintres réticulés » donnent des détails sur les cintres réticulés, caractéristiques du cintre : les barres longitudinales leur diamètre est compris entre 16 et 40mm, pour les barres de réticulation le diamètre est compris entre 10 et 14mm. Les dimensions pour le cintre HEB180 sont comme suit (Figure.3.8)



Abbrev	h	h	s	t	[kg/m]
HEB 180	180	180	8.5	14	51.2

Figure.3.6 Cintre HEB180

On utilise les cintres lourds HEB180 dans les sections : 1, 2, 3, 5 et 6 car la pression vertical est importante, avec possibilité de venue d'eau à travers les bancs de grés, donc il y a un d'avoir une charge hydraulique à long terme. Et les cintres réticulés sont destinés dans les sections 4 et 7.

o Les boulons d'ancrage

En ce qui concerne les boulons. La classification (RMR) donne la longueur du boulon, il varie en fonction de la classe de la roche, mais le type de boulon reste le même, boulon à ancrage réparti. A partir des résultats du calcul, on peut déterminer la longueur du boulon d'ancrage de chaque massif rocheux selon le rayon plastique calculé. On déduit la longueur du milieu plastique autour de la section d'excavation sous l'effet du creusement (changement des contraintes initiales), qui représente la longueur du boulon d'ancrage (Figure. 3.7).

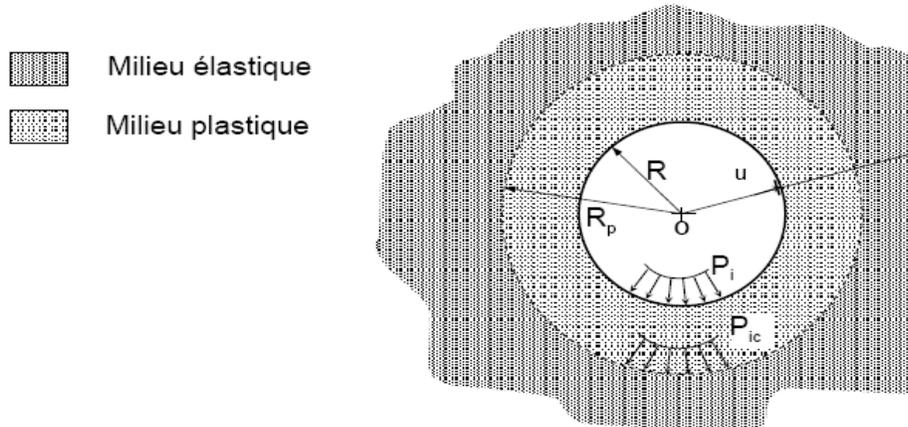


Figure. 3.7 Hypothèse du milieu plastique

Le tableau ci-dessous résume tous les composants du soutènement pour chaque section :

Tableau 3.13 Récapitulatif des soutènements

Section			Béton projeté (E :mm)	Cintre		Boulon		
N°	Géologie	Class		Type	Espt (m)	Milieu Plastique (m)	Langueur Boulon (L : m)	Espt L (m)
1	(Ma)	V	150	HEB	1	2,16	3	1
2	(M)	V	200	HEB	1	3,29	4	1
3	(M)	V	250	HEB	1	3,40	4	0,7
4	(G)	IV	300	Réticulé	1	2,87	3	1,5
5	(Ga)	V	200	HEB	1	2,55	3	0,7
6	(Ma)	V	200	HEB	1	0,31	1	0,7
7	(Aa)	V	150	Réticulé	1	0,59	1	1,5

Conclusion

Le processus de creusement est très varié suivant la nature géologique et géotechnique des terrains traversés. Le tunnel Ganntas sera construit généralement sur un massif rocheux médiocre ayant des caractéristiques mécaniques faibles, donc la technique de creusement se fait par la méthode de demi-section, au moyen d'une machine à attaque ponctuelle (BRH). L'exécution de creusement consiste de deux étapes, initialement l'excavation de la demi-section supérieure (calotte et stross), ensuite pose de soutènement provisoire choisit. Idem pour la deuxième étape est constitué de creusement de la demi-section inférieure (contre-voûte) avec soutènement immédiat. Le pas d'avancement de l'opération est estimé 1m.

La conception du soutènement a une influence directe sur l'importance et la répartition des efforts que devra supporter. La méthode convergence-confinement de dimensionnement permet la compréhension et la sélection des facteurs qui déterminer le soutènement. Le soutènement provisoire est constitué de cintre HEB180 et cintre réticulé, boulons d'ancrage réparti, d'une longueur varie entre 1 à 4m, diamètre de 25mm, et couche du béton projeté varie de 15 à 30cm, avec un pré-soutènement éventuel (voûte parapluie), dans les sections où les déplacements élastiques sont importants.

CHAPITRE 4

Calcul Et Modélisation Du Revêtement Définitif

4.1 Introduction

Les revêtements de tunnel sont réalisés soit en béton coffré non armé ou bien en béton coffré armé. L'épaisseur du revêtement peut varier très rapidement d'un point à l'autre suivant l'importance des sections. Pour des raisons constructives (qualité à la mise en œuvre du béton coffré, tolérances d'exécution) et compte tenu du retour d'expérience. Un revêtement en béton coffré doit avoir une épaisseur minimale en fonction de l'ouverture du tunnel généralement de 30 cm pour les tunnels de diamètre inférieure à 10 m, et de 40 cm pour les tunnels de diamètre supérieur à 10 m.

Les méthodes de vérification des revêtements reposent sur la comparaison des sollicitations appliquées et des sollicitations admissibles, les sollicitations appliquées pouvant être déterminées selon différentes procédures de calcul et à partir d'hypothèses de combinaisons d'actions. Parmi les charges que le revêtement aura à supporter sont principalement, le poids propre du revêtement et les contraintes normales et tangentielles au contact avec le terrain, résultant d'une interaction entre le revêtement et le terrain.

La détermination des efforts exercés au contact entre le terrain et le revêtement (ou le soutènement et le revêtement) est un problème très complexe, abordé de différentes manières par les méthodes de calcul usuelles. L'interaction entre le terrain et le revêtement se traduit différemment le long du périmètre d'une section. En effet, dans certaines zones, le terrain exerce des poussées radiales sur le revêtement, en fonction de la déformation relative terrain/revêtement et de l'état de plasticité du terrain. [13]

La vérification du revêtement consiste à comparer les sollicitations calculées aux sollicitations admissibles. Il s'agit d'une vérification à l'état limite ultime. Les revêtements étant de manière générale réalisés en béton non armé. On a utilisé la méthode des éléments finis qui s'avère l'une des méthodes les plus utilisées de nos jours, la méthode est applicable grâce à plusieurs logiciels mis à la disposition des ingénieurs, l'un des plus récents est le PLAXIS, et c'est celui qu'on va utiliser pour mener à bien l'étude du revêtement du tunnel.

4.2 Présentation du logiciel PLAXIS

PLAXIS est un programme d'éléments finis spécialement conçu pour réaliser les analyses en 2D de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis, basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudié.

PLAXIS est destiné pour fournir un instrument à l'analyse pratique à être utilisée par les ingénieurs et géotechniciens qui n'est pas nécessairement des spécialistes numériques. L'équipe de développement et de recherche de PLAXIS a adressé cette édition en concevant robuste et solide théoriquement des procédures quantitatives, qui sont renfermées dans une coquille logique et facile à utiliser pour adopter les calculs des constructions mécanique.

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux, depuis le modèle élasto plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique.

Les modèles d'élément finis peuvent être plans (Plane strain), soit axisymétriques (Axisymétric). Les modèles en déformations planes sont utilisés pour des structures ayant une section plus ou moins uniforme, avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniforme, ou les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction Z sont intégralement prises en compte. Les modèles axisymétriques sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale plus ou moins uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central, et des états de contraintes et de déformations identiques selon les directions radiales. Dans notre exemple on utilise le modèle en déformation plane et par défaut la modélisation sera faite avec des éléments triangulaires à 15 nœuds et avec une gravité terrestre g fixée à 9.8m/s^2 . [14].

4.3 Définition d'un modèle d'éléments finis sur le logiciel PLAXIS

La génération du modèle d'élément finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste des points, des lignes et des couches. Les points et les lignes sont définis par l'utilisateur, et les couches sont générées par le programme. En plus ces composants de base, des éléments de structure et des conditions spéciales peuvent être ajoutés au modèle géométrique pour simuler le soutènement des tunnels, les plaques, l'interaction sol/structure ou les chargements.

Le modèle géométrique est introduit dans le logiciel PLAXIS par des commandes utilisant les lignes géométrique pour définir les limites du modèle, ainsi qu'on utilise les fixations pour les conditions aux limites. Pour le revêtement et le soutènement, PLAXIS dispose d'un menu « plaque » ou élément plaque. Le logiciel intègre aussi un menu « tunnel » afin de tracer la géométrie exacte de la section du tunnel. Après la définition de la géométrie, on devra saisir les paramètres relatifs aux matériaux puis, assigner ces jeux de données aux éléments géométriques, lorsque le modèle géométrique est entièrement défini, et lorsque les propriétés de tous les éléments géométriques ont été

affectées, le modèle géométrique est terminé et le maillage peut être généré. Un résumé des fonctions essentielles est donné comme suit.

4.3.1 Les couches du terrain

Les limites des couches constituant le sous-sol sont dessinées à l'aide des lignes géométrique de l'outil « geometry line », leurs paramètres sont introduit dans le PLAXIS par l'option « Materiel sets ». Dans cette étude on a choisit d'utiliser le critère de Mhor-Coulmomb, ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young E , le coefficient de poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement φ , et l'angle de dilataance Ψ .

4.3.2 Propriétés mécaniques des matériaux



Cliquer sur l'icône « Material Set » pour insérer les propriétés mécaniques des différentes couches de terrain, ainsi que celles du revêtement du tunnel. Les propriétés mécaniques pour les différents matériaux sont énumérées dans les tableaux 1 à 3. Avec un modèle élastique linéaire pour décrire la loi de comportement des différents matériaux. Le comportement mécanique est supposé drainé puisque nous nous intéressons aux déformations à long terme.

4.3.3 Le tunnel



PLAXIS offre une option qui facilite la création des tunnels circulaires ou non circulaires composés d'arcs successifs. Cliquer sur l'icône « Tunnel » dans la barre des outils. Une fenêtre apparaît avec 3 options pour la création de la forme du tunnel, sélectionner type NATM tunnel (Figure 4.1).

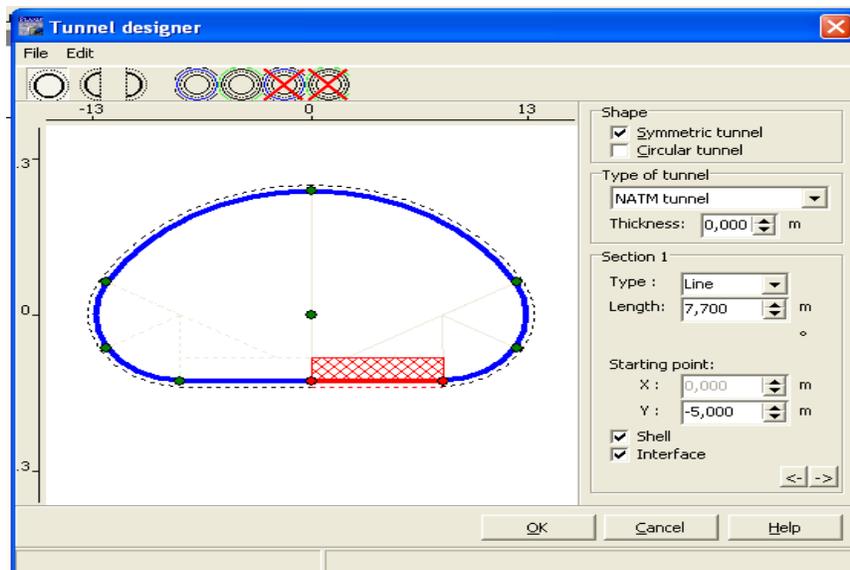


Figure 4.1 Géométrie du tunnel

Après l'insertion du tunnel dans le modèle géométrique, on définit les caractéristiques de l'élément plaque qui constitue le tunnel (figure 4.2).

Les plaques sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées dans le terrain et ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives. Les plaques peuvent être utilisées pour modéliser l'influence de murs, plaques coques ou soutènements. Dans un modèle géométrique, les plaques sont des « lignes bleues ».

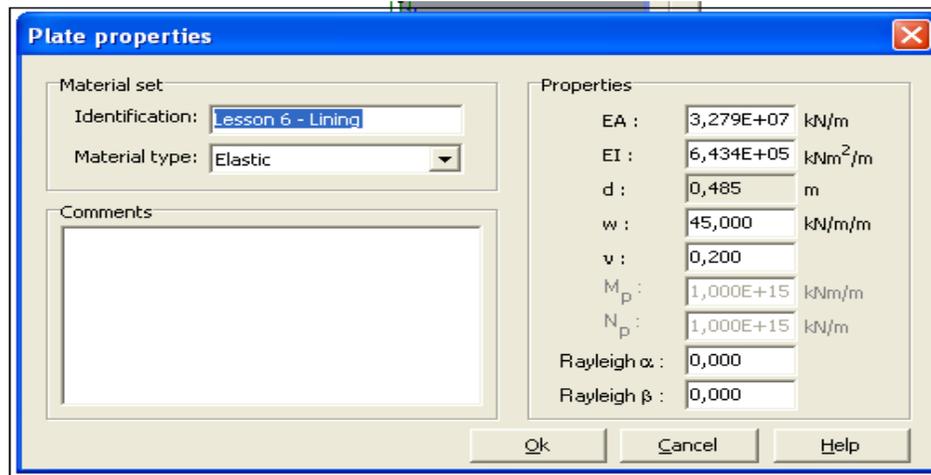


Figure 4.2 Propriétés des plaques

4.3.4 Génération du maillage d'éléments finis



Les paramètres et les données sont introduits dans le modèle (sols, plaque), l'option « mesh » permet de générer le maillage d'éléments finis avec des options pour raffiner le maillage. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

4.3.5 Conditions hydrauliques



L'étude hydrogéologique a montré qu'il n'y a pas une nappe bien déterminée sous le niveau du terrain naturel. Le logiciel PLAXIS permet de dessiner le niveau aquifère, et le degré de saturation dans le massif, et peut aussi représenter le champ de pression interstitielle autour du tunnel. Les distributions de pressions interstitielles complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions, des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques.

4.3.6 Contraintes initiales



Les contraintes initiales dans le sol sont influencées par le poids de terrain et par l'histoire de sa formation. Cet état de contrainte est caractéristique généralement par une contrainte effective verticale initiale, et autre contrainte horizontale calculé par le coefficient de pression des terres au repos k_0 ($\sigma'_{h0} = k_0 \sigma'_{v0}$). La valeur par défaut de k_0 est obtenue par la formule de Jaky ($k_0 = 1 - \sin\phi$). Le logiciel utilise donc la formule de Jaky pour la génération des valeurs de k_0 . Cette opération est suivie par la phase de génération des contraintes initiales, le calcul pour chaque nœud d'éléments finis permet de localiser les champs de contrainte initiales et totales ainsi qu'effectives, aussi les contraintes moyennes sont calculées.

4.3.7 La phase de calcul



Après la définition du modèle d'élément finis, on peut faire le calcul par déformation plastique. Le calcul est fait en une seule phase grâce à l'activation de tout le revêtement et le soutènement dans cette phase. Le processus de calcul de PLAXIS peut être aussi divisé en étapes de calcul. Dans le programme de calcul on choisit de faire un calcul de contrainte/déplacement. Pour cela le choix doit être fait sur la représentation des points de contrainte dans le modèle d'élément finis. Après la génération des points de contraintes, PLAXIS a besoin de point choisis par l'utilisateur.

PLAXIS calculera les contraintes et les déformations dans ces points précis. Dans notre cas, les points choisis sont représentés sur le revêtement. Au cours de l'exécution rapide du revêtement et le soutènement, les calculs sont faits en une seule phase dans cette étude, alors le revêtement recevra toutes les charges et les surpressions en même temps. On remarque une déformation sur les deux tubes du tunnel. [14]

4.4. Calcul du revêtement définitif

Les deux tubes du tunnel sont constitués du soutènement provisoire et le revêtement définitif. Logiciel Plaxis permet de modéliser le revêtement et le soutènement comme un élément plaque d'une section équivalente d'épaisseur calculé automatiquement par le logiciel, avec les deux paramètres, rigidité à la compression EA_{finale} et rigidité à la flexion EI_{finale} .

Le soutènement provisoire contribue à la reprise des efforts à long terme, la rigidité finale égale à la rigidité du revêtement définitif augmentée par la rigidité du soutènement provisoire, soit :

$$EA_{finale} = EA_{soutènement} + EA_{revêtement}$$

$$EI_{finale} = EI_{soutènement} + EI_{revêtement}$$

4.4.1 Calcul de la rigidité à la compression et à la flexion du Soutènement provisoire

Matériaux du soutènement sont : béton projeté et cintre HEB180.

Caractéristiques du béton projeté et cintre :

E : module de Young (pour le béton = 24900 MPa, pour cintre = $2,1 \cdot 10^8$ MPa)

A : la section (pour le béton = 0.15 m², pour le cintre = $165,3 \cdot 10^{-4}$ m²)

I : moment d'inertie.

Béton $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Calcule de la rigidité à la compression du béton projeté avec le treille soudée d'après la formule suivante :

$$EA_{\text{béton}} = E \times A_{\text{eq}}$$

$$\text{Avec } A_{\text{eq}} = A_{\text{béton}} + A_{\text{trill}}$$

- Application numérique

Le Treillis soudés 8x8/150 mm, avec une section d'acier de 0,0003 m². Deux plaques de treillis soudés associé à béton projeté, donc $A_{\text{trill}} = 0,0003 \cdot 2 = 0,0006$ m²

$$A_{\text{eq}} = 0,15 + 0,0006 = 0,1506 \text{ m}^2$$

$$EA_{\text{béton}} = E \times A_{\text{eq}}$$

$$EA_{\text{béton}} = 24900 \cdot 10^3 \times 0,1506 = 37,50 \cdot 10^3 \text{ KN}$$

$$\mathbf{EA_{\text{béton}} = 37,50 \cdot 10^3 \text{ KN}}$$

La rigidité à la compression du cintre HEB180

$$EA_{\text{cintre}} = E \times A_{\text{cintre}} \rightarrow EA_{\text{cintre}} = 2,1 \cdot 10^8 \times 165,3 \cdot 10^{-4}$$

$$\mathbf{EA_{\text{cintre}} = 34,71 \cdot 10^5 \text{ KN}}$$

La rigidité à la compression du soutènement

$$EA_{\text{soutènement}} = EA_{\text{béton}} + EA_{\text{cintre}} \rightarrow EA_{\text{soutènement}} = 37,50 \cdot 10^3 + 34,71 \cdot 10^5$$

$$\mathbf{EA_{\text{soutènement}} = 35,09 \cdot 10^5 \text{ KN}}$$

La rigidité à la flexion du béton projeté avec treillis soudés

$$EI_{\text{béton}} = E \times I_{\text{eq}}$$

$$\text{Avec: } I_{\text{eq}} = I_{\text{béton}} + I_{\text{trill}}$$

$$I_{\text{eq}} = 2,87 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$EI_{\text{béton}} = E \times I_{\text{eq}}$$

$$EI_{\text{béton}} = 24900 \times 2,87 \cdot 10^{-4} = 7,14 \text{ MN m}^2$$

$$EI_{\text{béton}} = 7,14 \cdot 10^3 \text{ KN m}^2$$

La rigidité à la flexion du cintre HEB

$$EI_{\text{cintre}} = E \times I_{\text{cintre}} \rightarrow EI_{\text{cintre}} = 2,1 \cdot 10^8 \times 3,83 \times 10^{-5}$$

$$EI_{\text{cintre}} = 8,04 \cdot 10^6 \text{ KN m}^2$$

La rigidité à la flexion du soutènement

$$EI_{\text{soutènement}} = EI_{\text{béton}} + EI_{\text{cintre}}$$

$$EI_{\text{soutènement}} = 7,14 \times 10^3 + 8,04 \cdot 10^6$$

$$EI_{\text{soutènement}} = 8,047 \cdot 10^6 \text{ KN m}^2$$

4.4.2 Calcul de la rigidité à la compression et à la flexion du revêtement définitif

Le revêtement est réalisé par le béton coffré, le bétonnage de la voûte s'effectue en une seule phase en utilisant un coffrage métallique. Les parties de la section du tunnel sont comme suit :

- Calotte (Voûte)
- Stross (piédroit)
- Radier (Contre voûte)

L'épaisseur choisie du tunnel est de 30 cm de béton coffré non armé.

La section du revêtement $A = 0,30\text{m} \times 1\text{m} = 0,30 \text{ m}^2$

La rigidité à la compression pour le revêtement.

$$EA_{\text{revêtement}} = E \times A = 24900 \cdot 10^3 \times 0,30$$

$$EA_{\text{revêtement}} = 74,70 \cdot 10^5 \text{ KN}$$

La rigidité à la flexion du revêtement

$$EI_{\text{revêtement}} = \frac{E \times a^3}{12} = \frac{24900000 \times 0,3^3}{12}$$

$$EI_{\text{revêtement}} = 56,025 \times 10^3 \text{ KN.m}^2$$

La rigidité à la compression finale EA_{finale} et à la flexion finale EI_{finale}

$$EA_{\text{finale}} = 35,09 \cdot 10^5 + 74,70 \cdot 10^5$$

$$\mathbf{EA_{\text{finale}} = 109,75 \times 10^5 \text{ kN}}$$

$$EI_{\text{finale}} = 8,04 \times 10^6 + 56,025 \times 10^3$$

$$\mathbf{EI_{\text{finale}} = 8,09 \cdot 10^6 \text{ KN.m}^2}$$

Avec les valeurs du radier

$$EA_{\text{finale}} = (109,75 \times 10^5) + (24900000 \times 0,4) = 2,09 \cdot 10^7$$

$$\mathbf{EA_{\text{finale}} = 2,09 \cdot 10^7 \text{ KN}}$$

$$EI_{\text{finale}} = 8,04 \cdot 10^6 + \frac{24900000 \times 0,4^3}{12}$$

$$\mathbf{EI_{\text{finale}} = 8.17 \cdot 10^6 \text{ KN m}^2}$$

4.4.3 Le poids du revêtement

Le poids du revêtement définitif s'ajoute aussi au poids du soutènement provisoire.

La calotte et le stross :

$$W_{\text{soutènement}} = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}$$

$$W_{\text{revêtement}} = 25 \times 0,3 = 7 \text{ KN/m}$$

$$\mathbf{W_{\text{finale}} = 3,75 + 7,5 = 11,25 \text{ KN/m}}$$

Le radier :

$$W_{\text{soutènement}} = 25 \times 0,15 = 3.75 \text{ KN/m}$$

$$W_{\text{revêtement}} = 25 \times 0,4 = 10 \text{ KN/m}$$

$$\mathbf{W_{\text{finale}} = 3,75 + 10 = 13,75 \text{ KN/m}}$$

4.5 Modélisation de la section 1 marne altérée

Le modèle numérique est représenté par la coupe géologique et les reconnaissances géotechniques du tracé (Figure 4.3). Les deux tubes du tunnel sont trouvés à faible profondeur (50m) au point kilométrique PK (102+800). L'écartement entre les deux tubes est 26 m.

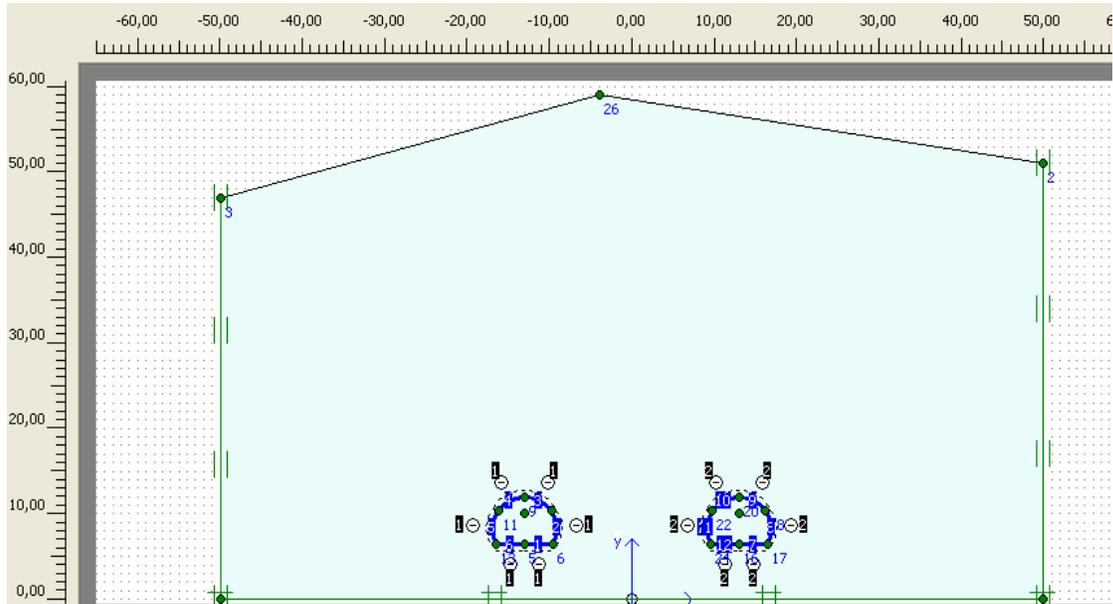


Figure 4.3 Modèle géométrique du tunnel

Les éléments introduits dans cette section.

- ❖ La rigidité à la compression $EA=2.09 \cdot 10^7$ KN
- ❖ La rigidité à la flexion $EI= 8.17 \cdot 10^6$ KN m²
- ❖ Le poids de la plaque $W=25$ KN/m.
- ❖ Le coefficient de poisson $\nu= 0.20$

4.5.1 Génération du maillage

La figure suivante montre la génération du maillage du modèle en forme triangle. (Figure 4.4)

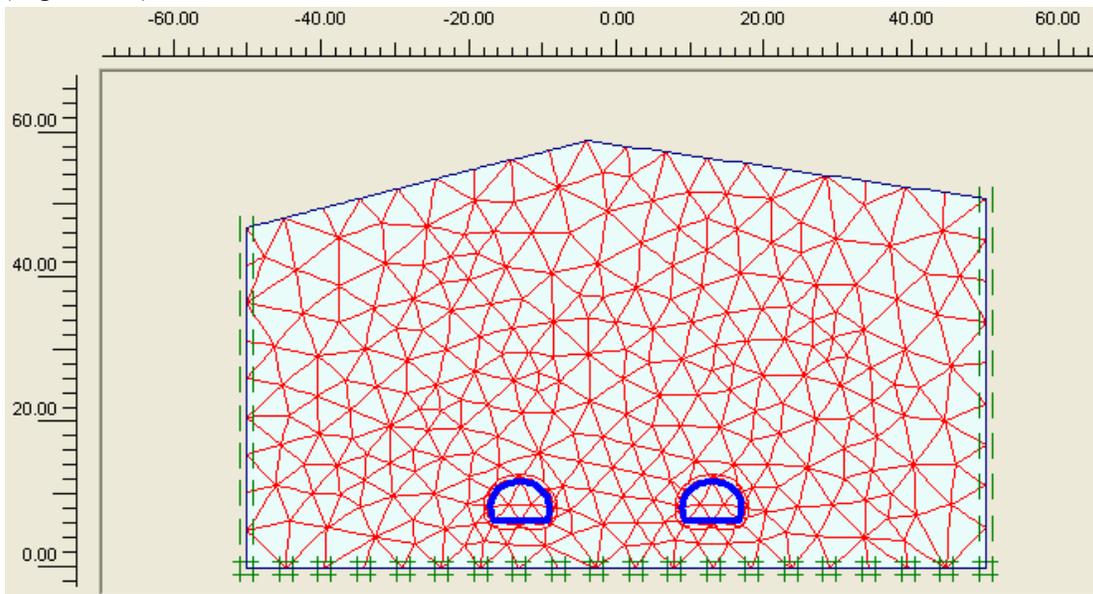


Figure 4.4 Maillage du modèle

4.5.2 Présentation de l'état de la nappe

Le niveau de la nappe phréatique par rapport à la surface est nul, la formation rocheuse de la section est sèche. (Figure 4.5)

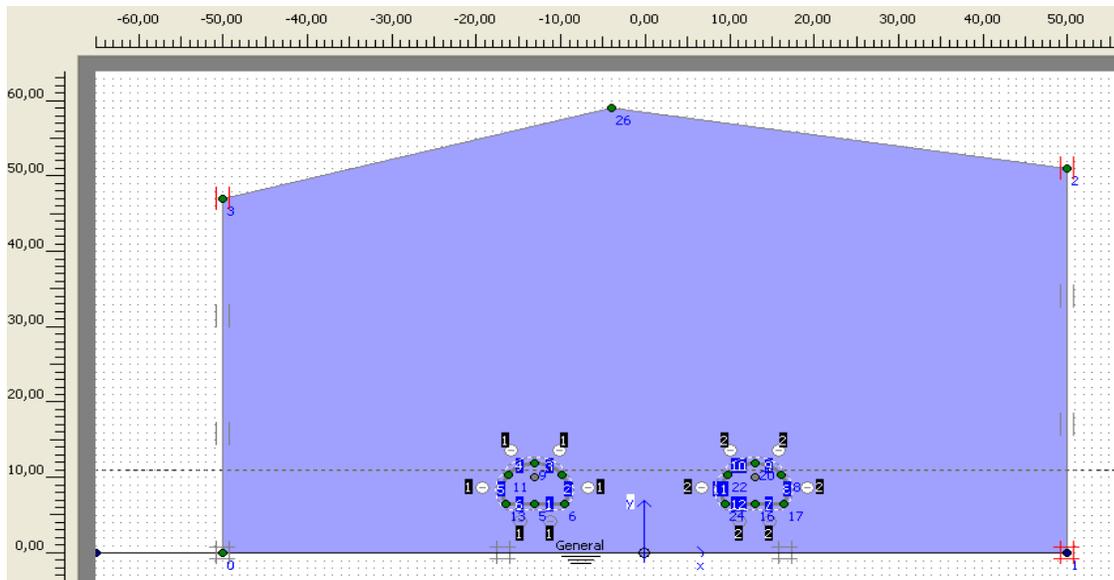


Figure 4.5 Niveau de la nappe

4.5.3 Contraintes initiales

Le calcul pour chaque nœud d'éléments finis permet de localiser les champs de contrainte effective initiale (Figure 4.6).

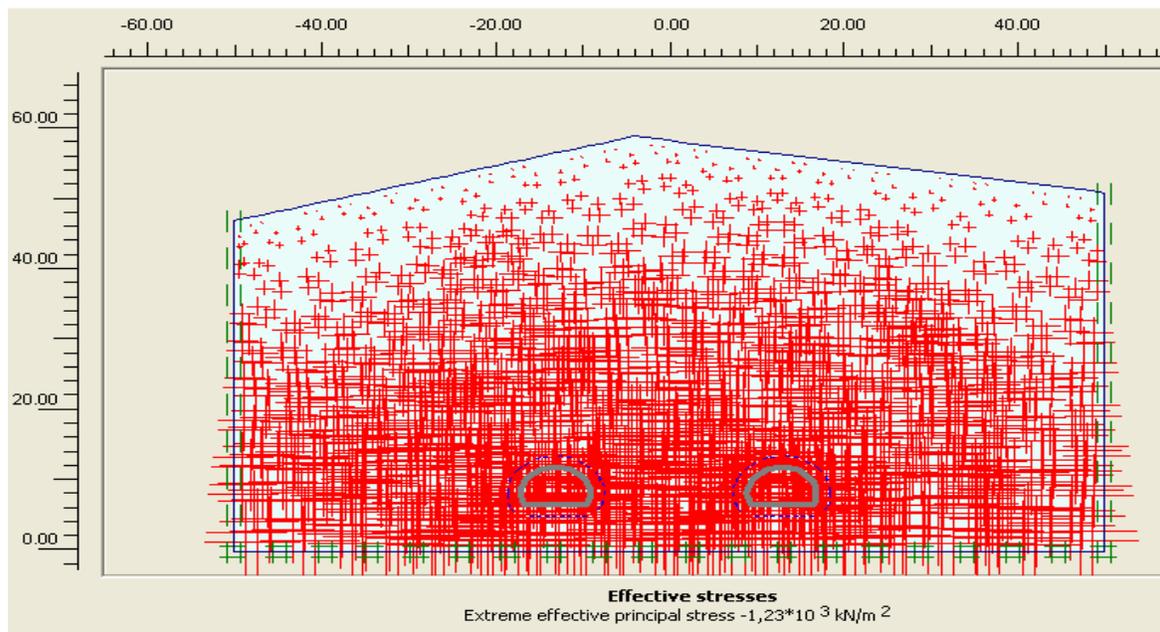


Figure.4.6 Contraintes effectives initiales

La contrainte effective est plus grande au niveau des tubes de tunnel est égal à $1.23 \cdot 10^3$ Kpa.

4.5.4 Contraintes totales

On remarque une concentration de contraintes au niveau des pénétrations, entre et au dessous les deux tubes, présentant une valeur maximale de $1.67 \cdot 10^3$ Kpa. (Figure 4.7) Donc la plus grande concentration de points plastique est au niveau des radiers, des pénétrations qui sont les points critiques.

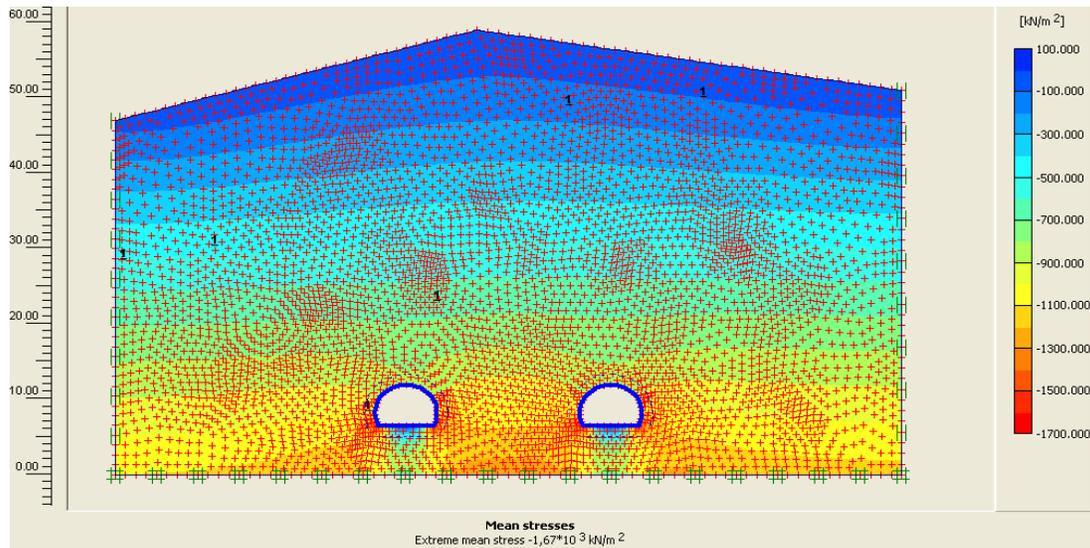


Figure 4.7 Contraintes totales

4.5.5 Déformation du tunnel

On remarque dans la figure suivante la déformation du maillage du modèle et la déformation totale du tunnel. (Figure 4.8).

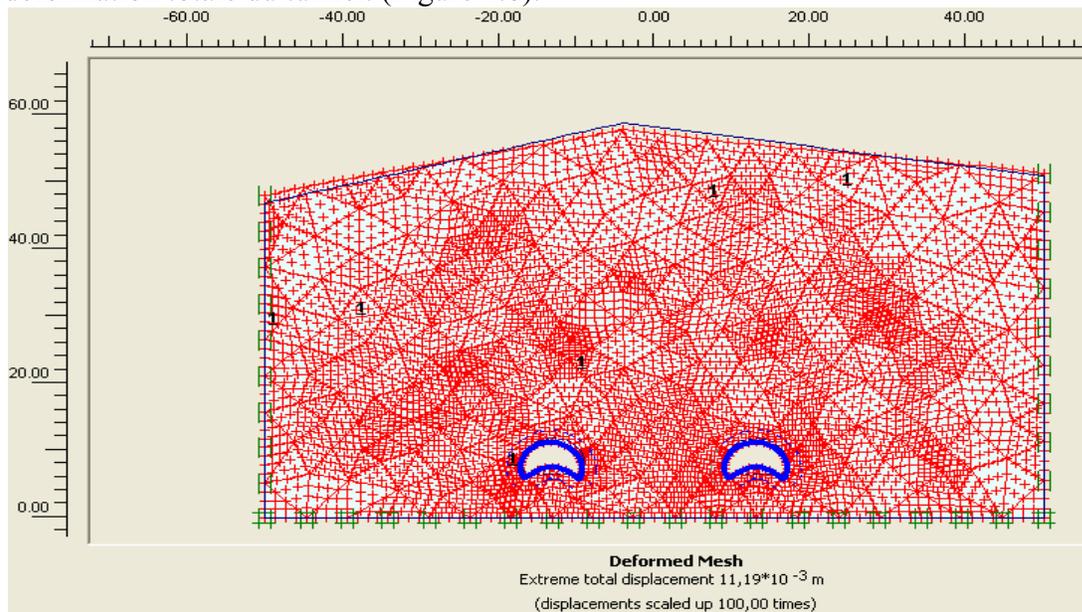


Figure 4.8 Déformation du tunnel (échelle 100 fois)

4.5.5.1 Déformation du tube droit

Les figures suivantes représentent les sens de déplacement des parois du tube droit, de la valeur maximale enregistrée est 10,11 mm.

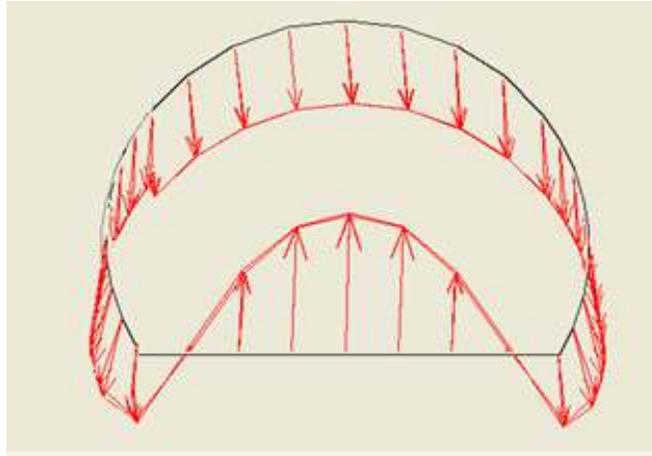


Figure.4.9 Sens de déformation tube droit

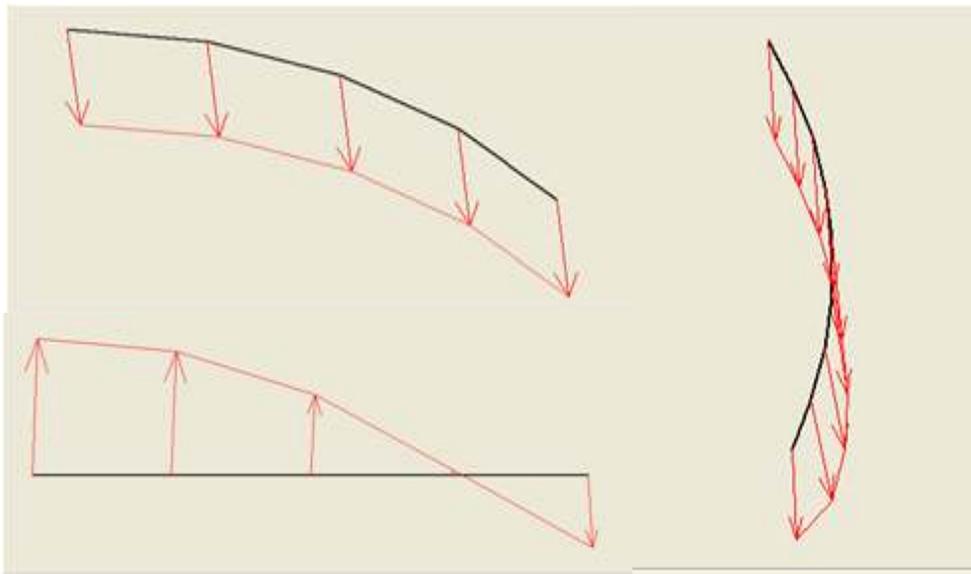


Figure. 4.10 Déplacement de la voûte, piédroit et radier tube droit

On remarque que la voûte se déplace dans le sens vertical en forme flèche, la déformation maximale est situ en clé de la voûte est égale à 6,33 mm. D'autre part le déplacement vertical un peu incliné sur les piédroits de la valeur maximale est égale à 6,50 mm. On remarque que la réaction du terrain sous le radier le pousse vers le haut et elle à tendance de le soulever dont résulte un déplacement vertical et maximum d'une valeur égale à 10,11 mm.

4.5.5.2 Déformation du tube gauche

Les figures suivantes représentent les sens de déplacement des parois du tube gauche de la valeur maximale enregistrée est 10,15 mm.

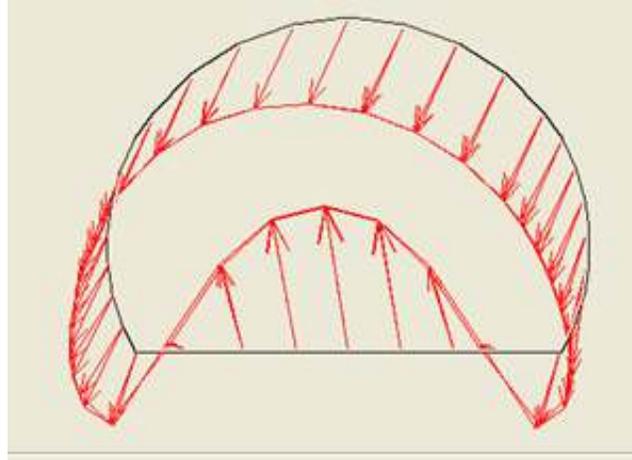


Figure.4.11 Sens de déformation tube gauche

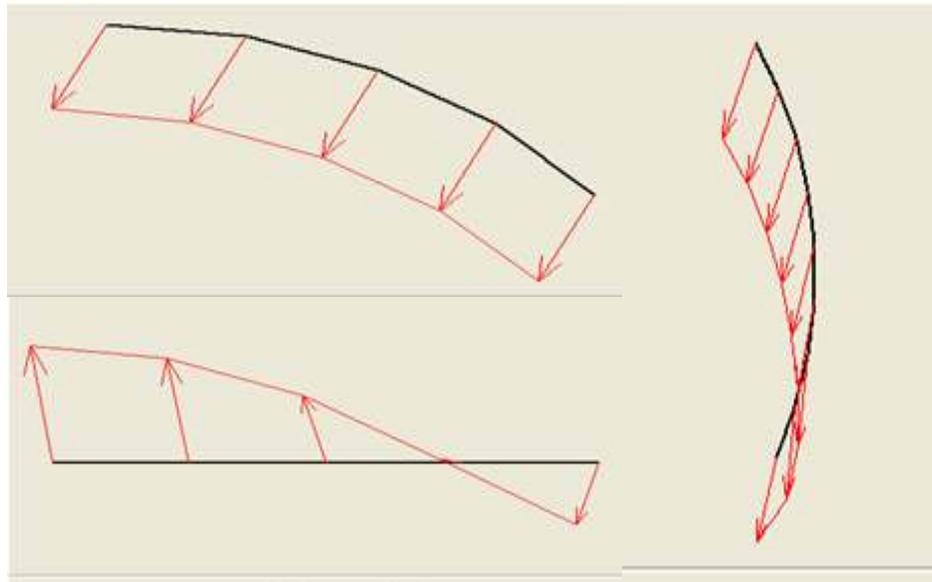


Figure. 4.12 Déplacement de la voûte, piédroit et radier tube gauche

On remarque que la voûte se déplace dans le sens vertical incliné vers la gauche, la déformation maximale est situ en clé de la voûte est égale à 6,35 mm. D'autre part le déplacement vertical un peu incliné sur les piédroits de la valeur maximale est égale à 6,23 mm. On remarque que la réaction du terrain sous le radier le pousse vers le haut et elle à tendance de le soulever dont résulte un déplacement vertical et maximum d'une valeur égale à 11,19 mm.

Les résultats des déformations des autres sections 2 jusqu'à 7 sont dans l'annexe D, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau (4.1). Les coupes utilisées pour le tunnel avec une section d'environ 50 m² sont trouvées dans l'annexe E.

Tableau 4.1 Récapitulation des déplacements

Type de roches	Classe	Déplacement Voûte (mm)		Déplacement Piédroit (mm)		Déplacement Radier (mm)		Déplacement Maximale (mm)	
		Tube D	Tube G	Tube D	Tube G	Tube D	Tube G	Tube D	Tube G
Section 1 (Ma)	V	6.33	6.35	6.50	6.23	10.11	10.15	10.11	10.15
Section 2 (M)	V	3.49	3.52	3.38	3.50	6.83	6.86	6.83	6.86
Section 3 (M)	V	10.99	10.73	10.00	10.08	21.93	21.26	21.93	21.26
Section 4 (G)	IV	15.69	15.57	20.47	19.15	26.51	26.24	26.51	26.24
Section 5 (Ga)	V	10.46	10.35	10.51	10.60	21.80	21.85	21.80	21.85
Section 6 (Ma)	V	11.61	11.15	11.36	11.90	25.37	25.52	25.37	25.52
Section 7 (Aa)	V	13.21	13.69	12.11	12.29	26.54	26.44	26.54	26.44

Selon les recommandations AFTES, pour les tunnels de diamètre inférieur à 10m, l'épaisseur du revêtement définitif (béton non armé) est 30 cm pour la calotte et stross, et 40cm pour le radier. D'après les règles et normes générales de conception et de dimensionnement, le déplacement toléré pour un tunnel de 50 m² et inférieur à 30 mm. D'après (le tableau 4.1), les résultats obtenus par le logiciel Plaxis montrent que tous les déplacements des parois du tunnel sont inférieur à 30 mm, ce qui prouve que l'épaisseur du revêtement définitif choisi est suffisante.

Conclusion

Après les modélisations faites avec le logiciel Plaxis pour les différentes formations rocheuses. On peut conclure que :

- Les déplacements horizontaux sont plus grands que les déplacements verticaux.
- La variation des caractéristiques mécaniques de la roche affectent les déplacements dans le revêtement, idem pour la couverture qui augmente la contrainte initiale du massif rocheux.
- Les effets de l'écoulement et le rabattement de la nappe phréatique engendrent des déplacements et des efforts importants.
- Les essais sur modèles numériques sont nécessaires afin de comprendre les phénomènes qui se produisent dans le terrain lors du creusement des ouvrages souterrains.
- Les modélisations bidimensionnelles permettent l'étude du comportement d'une section courante de tunnel, la réalisation est moins coûteuse et beaucoup plus rapide
- Les résultats obtenus des modélisations montrent que tous les déplacements des parois du tunnel sont inférieurs (<30mm), alors la coque du revêtement définitif avec le soutènement est rigide.
- La distance de l'écartement entre les deux tubes (26m) est acceptable, car il n'y a pas d'influence entre les deux tubes, le plus grand rayon plastique du tracé est (4m).

Conclusion générale

Le tunnel est classé parmi les grands ouvrages d'art dans le génie civil, caractérisé par le mode de construction qui est pas absolu, en raison du manque de la connaissance exacte des conditions de la nature du sous-sol et les résultats des études préliminaires, qui sont les études géologiques, géophysiques et hydrogéologiques du site. Le tunnel peut devenir très coûteux lorsque qu'il est long et percé dans une roche dure ou au contraire dans une roche friable.

Ce mémoire présent l'étude du tunnel ferroviaire bitube GANNTAS, franchissant trois formations rocheuses principales, marne, grés et l'argile. Les études mettent à exécution selon les normes françaises sur la construction et la sécurité du projet, par les recommandations d'A.F.T.E.S (Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain).

La conception du tunnel est composée en premier lieu de la méthode de creusement (attaque ponctuelle type demi-section), exécuté par la machine brise-roche. Ensuit un soutènement provisoire constitue du béton projeté, boulon d'ancrage repartie et cintre lourd (HEB180), et léger (réticulé) avec des barres de la voûte parapluie. Après la stabilisation, un revêtement définitif est mis en place, compose d'un béton coffré non armé d'épaisseur de 30cm.

Annexe A

A.1 Les termes techniques du tunnel

La figure A.1 présente une coupe transversale et longitudinale d'un tunnel à la proximité du front de taille. Le sol se déforme à deux côtés : au front de taille on parle d'extrusion et en parois on parle de convergence.

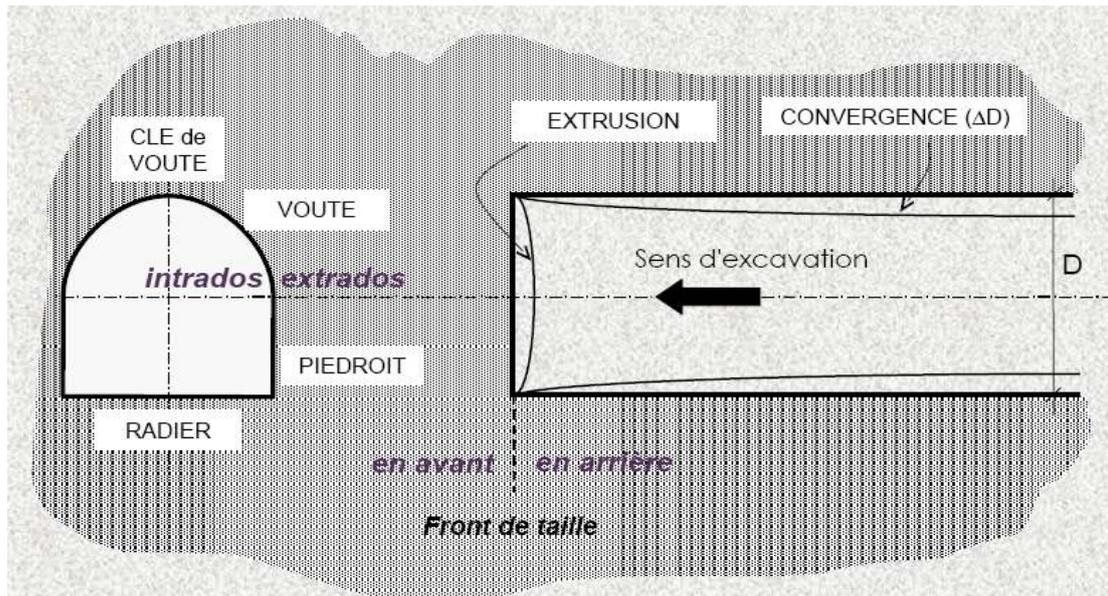


Figure A-1 Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille.

- **Extrusion** : déformation au front de taille.
 - **Convergence** : rétrécissement diamétral d'une section de tunnel.
 - **Intradós** : portion intérieure (d'un arc, d'une voûte)
 - **Extradós** : face externe convexe (d'une voûte ou d'un arc)
- On trouvera ci-dessous une liste de quelques termes utilisés en travaux souterrains.
- **Blindage** : enfilage de plaques métalliques ou de planches en bois entre les cintres de soutènement. Le blindage sert souvent de coffrage perdu lorsqu'il est accompagné d'un remplissage béton, il a également un rôle structurel de maintien.
 - **Bouclier** : système de protection et de soutènement d'un tunnelier constitué le plus souvent d'un tube métallique épais à peu près du diamètre de la section excavée.
 - **Cintre** : profilé métallique normalisé (IPE, HEA, HEB...) cintré selon la géométrie du tunnel et qui sert à soutenir le terrain.

- **Confinement** : application d'une pression sur les parois d'un tunnel, par le biais d'un soutènement principalement, dans le but de limiter les convergences et le déconfinement du terrain.
- **Débouffrage** : venue d'eau et/ou de matériaux meubles violente et inattendue suite à l'excavation du front de taille.
- **Déconfinement** : réorganisation des contraintes autour du tunnel, de part et d'autre du front de taille. On dit que le terrain est entièrement déconfiné lorsqu'il a atteint son équilibre final.
- **Exhaure** : évacuation des eaux qui s'infiltrent naturellement dans le tunnel ou qui sont utilisées pour les besoins du chantier.
- **Injection** : terme générique désignant les techniques de substitution et de comblement des vides dans les terrains par un coulis durcissant. Les injections ont deux utilités : augmenter la résistance et/ou étancher.
- **Marinage** : évacuation des marins issus de l'excavation.
- **Marins** : déblais formés par l'excavation d'un pas d'avancement.
- **Pas d'avancement** : longueur de terrain excavée en une seule phase.
- **Plan de tir** : plan du front de taille où figurent les trous de forage, les différents retards et microretards de détonateurs, les lignes de tir pour les tirs séquentiels ainsi que les quantités d'explosifs utilisées.
- **Rameau** : galerie reliant deux ouvrages souterrains.
- **Stross** : partie inférieure d'un tunnel dans une excavation par demi-sections (section inférieure).
- **Tunnelier** : machine pleine section destinée à réaliser des tunnels, pouvant aller du creusement à la pose du revêtement final. On parle aussi de TBM (Tunnel Boring Machine).
- **Volée** : pas d'avancement d'un tunnel creusé à l'explosif. La volée correspond à la longueur de forage des trous pour les explosifs.
- **Vousoir** : écaille de béton armé préfabriquée. Plusieurs voussoirs forment un anneau, et plusieurs anneaux forment le revêtement de certains tunnels. [1].

Méthodes de classification des masses rocheuses fracturées

A.2 Le Rock Quality Designation Index (Deere, 1967)

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

$$RQD = \frac{100 * \text{longueur total des morceaux} > 10\text{cm}}{\text{longueur total des morceaux}}$$

Palmström (1982) a suggéré que le *RQD* puisse être lié et déduit du nombre de discontinuités par unité de volume. Il a proposé la relation suivante, qui serait valable pour des roches sans argile et utilisable lorsqu'aucun forage n'est disponible mais que des traces de discontinuités sont visibles en surface :

$$RQD = 115 - 3,3J_v$$

Où J_v est la densité volumique des joints, c'est-à-dire la somme du nombre de joints par m³, pour toutes les familles de discontinuités présentes (*ISRM*, 1978). Ce paramètre permet de déterminer les dimensions des blocs dans un système rocheux fracturé.

A.3 Le Tunnelling Quality Index (Barton, 1974)

Le *Tunnelling Quality Index (NGI rock mass classification)*, ou Q , a été introduit par Barton, Lien et Lunde en 1974. Sur la base d'analyses d'un grand nombre de cas d'excavations souterraines, cet indice permet de rendre compte de la qualité de surface des discontinuités, afin d'en déduire le comportement mécanique de la masse rocheuse.

Les valeurs numériques de l'indice Q varient sur une base logarithmique de 0,001 à 1 000, d'après la formule suivante :

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

Où *RQD* est le *Rock Quality Designation index*,

J_n est un nombre caractérisant l'ensemble formé par les familles de joints,

J_r caractérise la rugosité des joints,

J_a caractérise l'altération des joints,

J_w est le facteur de réduction hydraulique des joints,

SRF est le facteur de réduction des contraintes (*Stress Reduction Factor*)

Chacun de ces paramètres peut être estimé à partir des Tableaux 1, 2 et 3.

Annexe A

Tableau A.1 : Classification de Barton : paramètres individuels pour le calcul de l'indice Q, d'après Barton et al, 1974.

DESCRIPTION	VALUE	NOTES	
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	RQD		
A. Very poor	0 – 25	1. Where <i>RQD</i> is reported or measured as ≤ 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate <i>Q</i> . 2. <i>RQD</i> intervals of 5, i.e. 100, 95, 90, etc. are sufficiently accurate	
B. Poor	25 – 50		
C. Fair	50 – 75		
D. Good	75 – 90		
E. Excellent	90 – 100		
2. JOINT SET NUMBER	J_n		
A. Massive, no or few joints	0.5 – 1.0	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$ 2. For portals use $(2.0 \times J_n)$	
B. One joint set	2		
C. One joint set plus random	3		
D. Two joint sets	4		
E. Two joint sets plus random	6		
F. Three joint sets	9		
G. Three joint sets plus random	12		
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15		
J. Crushed rock, earthlike	20		
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER	J_r		
a. Rock wall contact		1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m 2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength	
b. Rock wall contact before 10 cm shear			
A. Discontinuous joints	4		
B. Rough and irregular, undulating	3		
C. Smooth undulating	2		
D. Slickensided undulating	1.5		
E. Rough or irregular, planar	1.5		
F. Smooth, planar	1.0		
G. Slickensided, planar	0.5		
c. No rock wall contact when sheared			
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)		
J. Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)		
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a		ϕ_r
a. Rock wall contact		1. Values of ϕ_r , the residual friction angle, are intended as an appropriate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present	
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75		
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0		25 – 35
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0		25 – 30
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0		20 – 25
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite, etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1 – 2 mm or less)	4.0		8 – 16

Annexe A

Tableau A.2 : Classification de Barton : paramètres individuels pour le calcul de l'indice Q, d'après Barton et al, 1974. (Suite)

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
5. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ_r
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
F. Sandy particles, clay-free, disintegrated rock, etc.	4.0	25 – 30
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16 – 24
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12 – 16
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water	8.0 – 12.0	6 – 12
d. No rock wall contact when sheared		
I. Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see Gn H and J for clay conditions)	6.0 – 12.0	6 – 24
J. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0	
K. Thick continuous zones or bands of clay (see G, H and J for clay conditions)	6.0 – 24.0	
6. JOINT WATER REDUCTION	J_w	Approx. water pressure (kgf/cm ²)
I. Dry excavation or minor inflow i.e. <5 l/m locally	1.0	< 1.0
J. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0 – 2.5
K. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5 – 10.0
L. Large inflow or high pressure	0.33	> 10
M. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2 – 0.1	
N. Exceptionally high inflow or pressure	0.1 – 0.05	> 10
7. STRESS REDUCTION FACTOR		SRF
a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated		
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)		10.0
B. Single weakness zones containing clay, or chemical disintegrated rock (excavation depth < 50 m)		5.0
C. Single weakness zones containing clay, or chemical disintegrated rock (excavation depth > 50 m)		2.5
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)		7.5
E. Single shear zone in competent rock (clay free), (depth of excavation < 50 m)		5.0
F. Single shear zone in competent rock (clay free), (depth of excavation > 50 m)		2.5
G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube', (any depth)		5.0
		1. Reduce these values of SRF by 25 – 50% but only if the relevant shear zones influence do not intersect the excavation

Annexe A

Tableau A.3 : Classification de Barton : paramètres individuels pour le calcul de l'indice Q, d'après Barton et al, 1974. (Fin)

DESCRIPTION	VALUE		NOTES
8. STRESS REDUCTION FACTOR			
b. Competent rock, rock stress problems			
	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5
J. Medium stress	200 – 10	13 – 0.66	1.0
K. High stress, very light structure (usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability)	10 – 5	0.66 – 0.33	0.5 – 2
L. Mild rockburst (massive rock)	5 – 2.5	0.33 – 0.16	5 – 10
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10 – 20
c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock under influence of high rock pressure			
N. Mild squeezing rock pressure			5 – 10
O. Heavy squeezing rock pressure			10 – 20
d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water			
P. Mild squeezing rock pressure			5 – 10
R. Heavy squeezing rock pressure			10 – 15
ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES			
When making estimates of the rock mass Quality (<i>Q</i>), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables.			
1. When borehole core is available, <i>RQD</i> can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to <i>RQD</i> for the case of clay free rock masses. $RQD = 115 - 3.3J_v$ (approx.), where J_v = total number of joints per m^3 ($0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$).			
2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding, etc. if strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating J_n .			
3. The parameters J_r and J_a (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of J_r / J_a is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J_r / J_a should be used when evaluating <i>Q</i> . The value of J_r / J_a should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.			
4. When a rock mass contains clay, the factor <i>SRF</i> appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.			
5. The compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.			

Le *Tunnelling Quality Index Q* peut alors être considéré comme une fonction de seulement trois paramètres, qui sont une mesure directe :

1. de la taille des blocs (RQD/J_n),
2. de la résistance au cisaillement inter-blocs (J_r/J_a).
3. des contraintes actives globales et hydrauliques (J_w/SRF).

A.4 Le Rock Mass Rating (Bieniawski, 1976)

Bieniawski a publié en 1976 les détails d'une classification des masses rocheuses intitulée *Geomechanics Classification or the Rock Mass Rating (RMR) system*. Depuis la version originale, certaines modifications ont été apportées.

Désormais, plusieurs variantes de la classification de Bieniawski sont disponibles. Les versions 1976 et 1989 sont les plus couramment utilisées.

La classification de Bieniawski prévoit l'évaluation de différents paramètres pour chacun desquels un coefficient numérique est attribué suivant le barème présenté dans le Tableau 4. La somme de ces coefficients détermine la valeur du *RMR*, qui peut varier entre 0 et 100.

Les six paramètres suivants sont nécessaires pour estimer la résistance à la compression d'un massif rocheux en utilisant le système *RMR* :

1. la résistance à la compression uniaxiale de la roche,
2. la valeur de l'indice *RQD* pour la masse rocheuse,
3. l'espacement des discontinuités,
4. l'état des discontinuités,
5. les conditions hydrauliques, et
6. l'orientation des discontinuités.

Annexe A

Tableau A 4 : Détails de la classification RMR, d'après Bieniawski (1989).

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS								
Parameter		Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred	
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa		5 - 25 MPa
	Rating	15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality <i>RQD</i>	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating	20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities	> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating	20	15	10	6	5		
4	Condition of discontinuities (See F)	Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
		Rating	30	25	20	10	0	
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125	
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5	
	General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating	15	10	7	4	0		
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)								
Strike and dip orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable		
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12		
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25		
	Slopes	0	-5	-25	-50			
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS								
Rating	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21			
Class number	I	II	III	IV	V			
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock			
D. MEANING OF ROCK CLASSES								
Class number	I	II	III	IV	V			
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span			
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100			
Friction angle of rock mass (deg)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15			
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions								
Discontinuity length (persistence)	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m			
Rating	6	4	2	1	0			
Separation (aperture)	None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm			
Rating	6	5	4	1	0			
Roughness	Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided			
Rating	6	5	3	1	0			
Infilling (gouge)	None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm			
Rating	6	4	2	2	0			
Weathering	Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed			
Rating	6	5	3	1	0			
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**								
Strike perpendicular to tunnel axis			Strike parallel to tunnel axis					
Drive with dip - Dip 45 - 90°	Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°			
Very favourable	Favourable		Very unfavourable		Fair			
Drive against dip - Dip 45-90°	Drive against dip - Dip 20-45°		Dip 0-20 - Irrespective of strike°					
Fair	Unfavourable		Fair					

* Some conditions are mutually exclusive . For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A.4 directly.

** Modified after Wickham et al (1972).

A.5. Les recommandations A.F.T.E.S

Le groupe de travail n° 1 d'Association Française des Travaux en Souterrains – AFTES - (géologie-géotechnique) a établi en 1978 un texte de recommandation pour la description des massifs rocheux, en s'inspirant des définitions proposées par la Société Internationale de Mécanique des roches – SIMR- .

L'AFTES vise à définir des paramètres quantifiables que puissent recouvrir toutes les qualités du rocher, ainsi qu'un mode de quantification qui soit le plus universel possible. On classe ces paramètres en trois groupes, Classification géologiques, hydrogéologiques et Géotechniques. Les onze (11) paramètres de classification correspondant sont : l'altération du massif rocheux, l'intervalle entre les discontinuités, l'orientation des discontinuités, le nombre de familles des discontinuités, l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille, la charge hydraulique, la perméabilité, l'indice de continuité, la résistance à la compression simple, l'état des contraintes naturelles, en fonction du rapport (la résistance à la compression uniaxiale de la roche sur la contrainte principale majeure), le module de déformabilité.

Aussi, elle (groupe de travail n° 7 – soutènement et revêtement -) établi un texte de recommandation portant sur le choix d'un type de soutènement en galerie à partir de la description du massif rocheux.

➤ **Recommandation pour la description du massif rocheux**

- **Classification géologiques**
- **Classification selon l'état d'altération du massif rocheux.**

Tableau A-1 : classification selon l'état d'altération du massif rocheux

Classe	Description	Terminologie
AM1	Pas de signe visible d'altération ou très légères traces d'altération limitées aux surfaces des discontinuités principales	Sain
AM2	Les surfaces des discontinuités principales sont altérées mais la roche n'est que très légèrement altérées	Légèrement altéré
AM3	L'altération s'étend à toute la masse rocheuse, mais la roche n'est pas friable	Moyennement altéré
AM4	L'altération s'étend à toute la masse rocheuse, et la roche est en grande partie friable	Très altéré
AM5	La roche est entièrement décomposées et très friable. Cependant, la texture et la structure de la roche sont conservées	Complètement altéré

Note 1 : dans le cas de roches altérées contenant un fort pourcentage de minéraux argileux, le matériau peut présenter de la plasticité plutôt que de la friabilité.

Note 2 : lorsque cela est possible, on précisera s'il s'agit d'une altération essentiellement météorique ou d'une altération d'origine profonde, hydrothermale.

Annexe A

- **Classification selon l'intervalle entre les discontinuités**

Cette classification c'est uniquement pour un massif rocheux mais pour notre cas on à une stratification des coches sédimentaire.

Tableau A-2 : Classification selon l'intervalle Entre les discontinuités

classe	Intervalle entre les discontinuités	Densité de discontinuité dans le massif rocheux
ID1	> 200 cm	Très faible
ID2	60 à 200 cm	Faible
ID3	20 à 60 cm	Moyenne
ID4	6 à 20 cm	Forte
ID5	< 6 cm	Très forte

- **Classification selon l'orientation des discontinuités**

Tableau A-3 : Classification selon l'orientation des discontinuités

ORIENTATION DES DISCONTINUITES				CONDITION DU CREUSEMENT	
Classe		Angle entre pendage et axe d'avancement du creusement, λ°	Pendage β°		
OR1		quelconque	0 à 20°	En bancs subhorizontaux	
OR2	a	0 à 30°	20 à 90°	En travers blanc	(a) avec le pendage
	b				(b) contre le pendage
OR3		30 à 65°	20 à 90°	Conditions intermédiaires	
OR4	a	65 à 90°	20 à 60°	En direction	(a) pendage moyen
	b		60 à 90°		(b) pendage fort

Annexe A

- **Classification selon le nombre de familles de discontinuités**

Tableau A-4 : Classification selon le nombre de familles De discontinuités

Classe		Description
N1		Pas de discontinuité ou quelques discontinuités diffuses
N2	a	Une famille principale
	b	Une famille principale et des discontinuités diffuses
N3	a	Deux familles principales
	b	Deux familles principales et des discontinuités diffuses
N4	a	Trois (et plus) familles principales
	B	Trois (et plus) familles principales et des discontinuités diffuses
N5		Nombreuses discontinuités sans hiérarchisation ni constance dans la réparation

- **Classification selon l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille**

Pour chaque des familles, l'AFTES donne une classification selon l'espacement des discontinuités (S) et dans le cas des massifs stratifiés selon l'épaisseur des bancs (E).

Tableau A-5 : Classification selon l'intervalle entre les Discontinuités de chaque famille

Espacement	Epaisseur	(S) ou (E) en [cm]	Espacement des discontinuités d'une famille	Epaisseur Des bancs
S1	E1	> 200	Discontinuités très espacées	Bancs très épais
S2	E2	60 à 200	Discontinuités espacées	Bancs épais
S3	E3	20 à 60	Discontinuités espacées	Bancs moyennement épais
S4	E4	6 à 20	Discontinuités rapprochées	Bancs minces
S5	E5	< 6	Discontinuités très rapprochées	Bancs très minces

➤ Classification hydrogéologiques

- Classification selon la charge hydraulique

Tableau A-6 : Classification selon la charge hydraulique

Classe	Charge hydraulique H en [m] au-dessus du radier de l'ouvrage souterrain	Terme descriptif
H1	< 10 m	Faible
H2	10 à 100 m	Moyenne
H3	> 100 m	Forte

- Classification selon la perméabilité

Tableau A-7 : Classification selon la perméabilité

Classe	Perméabilité K en [m/s]	Terme descriptif
K1	< 10^{-8} m/s	Très faible à faible
K2	10^{-8} à 10^{-6} m/s	Faible à moyenne
K3	10^{-6} à 10^{-4} m/s	Moyenne à forte
K4	> 10^{-4} m/s	Forte à très forte

Selon les cas, on retient la perméabilité de la matrice ou la perméabilité due aux discontinuités comme la plus représentative du massif.

➤ Classification Géotechniques

- Classification selon l'indice de continuité I_c

Tableau A-8 : Classification selon l'indice de continuité I_c

Classe	Indice de continuité de la roche I_c [%]	Densité de fissures, pores et minéraux altérés	Qualité
Ic1	100 à 90	Nulle	Très haute
Ic2	90 à 75	Faible	Haute
Ic3	75 à 50	Moyenne	Moyenne
Ic4	50 à 25	Elevée	Basse
Ic5	25 à 0	Très élevée	Très basse

L'indice de continuité I_c est utilisé pour déterminer la micro-fissuration d'une roche, où :

$$I_c = \frac{100V_l}{V_l^*} \quad [\text{Sans unité}]$$

Avec :

V_l : Vitesse de propagation des ondes longitudinales mesurées sur carotte. [m/s]

Annexe A

V_i^* : Vitesse de propagation théorique de la roche compacte, laquelle peut, en première. [m/s]
Approximation être prise égale aux valeurs données dans le tableau suivant. Plus I_c est faible et plus la roche est affectée par des discontinuités qui favorisent le travail des outils.

Tableau A-9 : Valeurs maximales de la vitesse du son sur échantillon (D'après recommandation du groupe n° 4 de l'AFTES)

Type de roche	V_i^* [m/s]
Gabbros (roches silicatées, basiques)	7000
Basaltes	6500 à 7000
Calcaires	6000 à 6500
Quartzites	6000
Granites et roches granitiques	500 à 6000

- **Classification selon la résistance à la compression simple**

Tableau A-10 : Classification selon la résistance à la compression simple

classe	Description	Résistance R_c en [MPa]
R1	Roche de résistance très élevée	> 200
R2a	Roche de résistance élevée	200 à 120
R2b		120 à 60
R3a	Roche de résistance moyenne	60 à 40
R3b		40 à 20
R4	Roche de faible résistance	20 à 6
R5a	Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés	6 à 0,5
R5b		< 0,5
R6a	Sols plastiques ou peu consolidés	
R6b		

Où :

R_c : la résistance à la compression uniaxiale de la roche.

σ_0 : la contrainte principale majeure dans le plan de l'ouvrage considéré.

$$\sigma_0 = \sum \delta h_i \times H_i + \delta_{\text{eau}} \times H_{\text{eau}}$$

Annexe A

- **Classification selon l'état des contraintes naturelles en fonction du rapport R_c/σ_0**

Tableau A-11 : Classification selon l'état des contraintes naturelles en fonction du rapport R_c/σ_0

Classe	Rapport R_c/σ_0	Description de l'état des contraintes naturelles
CN1	> 4	Faible
CN2	4 à 2	Moyen
CN3	< 2	Fort

- **Classification selon Le module de déformabilité**

Tableau A-12 : Classification selon Le module de déformabilité

classe	Module $E_{(t)}$ en [MPa]	description
DM1	> 30 000	Très faible déformation
DM2	30 000 à 10 000	Faible déformation
DM3	10 000 à 3000	Moyenne déformation
DM4	3000 à 1000	Forte déformation
DM5	< 1000	Très forte déformation

$E_{(t)}$, est déterminé par l'essai à la plaque. La déformabilité est déterminée à partir de la mesure des déplacements de différents points du rocher sous l'influence d'une charge appliquée par l'intermédiaire d'une plaque rigide. L'examen de la forme des courbes effort-déplacement des cycles de chargement-déchargement est sans doute encore plus important et plus utile que les valeurs des modules de déformation tirées de l'essai ; l'essai à la plaque étant un essai de chargement et non pas de déchargement, il ne peut renseigner sur le comportement du rocher antérieur à l'essai, qui est en fait le seul à avoir une signification pour le projet du tunnel. Cet essai, relativement coûteux, doit donc être réalisé à bon escient avec comme but l'étude de nombreux critères, autres que les simples modules.

➤ Recommandation pour choix du soutènement

Ces recommandations énumèrent les principaux critères (relatifs au terrain encaissant, à l'ouvrage et à son mode d'exécution ainsi qu'à son environnement) qui doivent être pris en compte pour effectuer le choix des soutènements.

Pour chaque critère, un tableau indique, pour chaque type de soutènement, en fonction de la valeur du paramètre qui caractérise le critère en question, si le soutènement considéré est :

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

La superposition des résultats relatifs à chacun des critères doit permettre de sélectionner le type de soutènement le plus approprié.

• Tableau portant sur le critère relatif aux comportements mécaniques

Tableau A-13 : recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction du comportement mécanique de massif

comportement mécanique	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons				Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux			
			Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Piaques métal assemblées	béton	Injection			Air comprimé	Congélation		
R1	•		•		✗			✗	✗	✗	✗		✗	✗		
R2a	•		•		✗			✗	✗	✗	✗		✗	✗		
R2b		•	•	•	✗			✗	✗	✗	✗		✗	✗		
R3a		•	•	•	✗		•	✗	✗	✗	✗		✗	✗		
R3b		•		•	✗		•		✗	✗	✗					
R4	✗	•	✗			•	•									
R5a	✗	•	✗			•	•	•								
R5b	✗		✗	✗		•	•	•	•	•	•	•	•	•		
R6a	✗	✗	✗	✗	✗	Enf	Enf	Enf	Bcl		•	•				
R6b	✗	✗	✗	✗	✗	Enf Blf	Enf Blf	Enf Blf	Bcl Blf	Blf	•	•				•

LEGENDE

Enf : avec enfilage

Blf : avec blindage de front

Bcl : avec bouclier

Annexe A

• Tableau portant sur le critère relatif aux discontinuités

Tableau A-14 : recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités

Discontinuités (cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage) 1 - Matériaux rocheux (R1 à R4)			pas de soutènement	béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		tubes perforés	bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux			
Nombre de familles	Orientation	Espacement (1)			à ancrage ponctuel	à ancrage repart	barres foncées	lourds	légers coulisants	plaques métal assemblées	béton			injection	air comprimé	congélation	
N1			●							X	X						
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3	●							X	X			X			
N2 N3 ou N4	Quelconque	S1			●					X	X			X			
		S2			●	●				X	X			X			
		S3		●	Gr	Gr					X						X
		S4	X	●	Gr ou Bp	Gr ou Bp		Bl ou Bp	Bl ou Bp					X			X
		S5	X	●	X	Bp		Bl ou Bp	Bl ou Bp				X				X
N5			X	●	X	Ep		Bl ou Bp	Bl ou Bp	●		X	●	X		X	

2/ sols (R5 et R6) sans objet.

Note : (1) Pour la famille la plus dense.

(2) Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes.

LEGENDE

Gr : avec grillage continu Bp : avec béton projeté Bl : avec blindage bois ou métallique

• Tableau portant sur le critère relatif aux discontinuités (a)

Tableau A-14 a : recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités

Discontinuités (cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage) 1 - Matériaux rocheux (R1 à R4)			Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux			
Nombre de familles	Orientation	Espacement (1)			à ancrage ponctuel	à ancrage repart	Barres foncées	Lourds	Légers coulisants	Plaques métal assemblées	béton			injection	Air comprimé	Congélation	
quelconque N1 à N4	quelconque	S1			●	●				X	X			X			
		S2			Gr	Gr				X	X			X			
		S3	X	●	Gr	Gr		Bl	Bl		X						X
		S4 ou S5	X	●	X	Bp		Bl ou Bp	Bl ou Bp					X			X
N5			X	●	X	Ep		Bl ou Bp	Bl ou Bp	●		X			X		

2/ sols (R5 et R6) sans objet.

Note : (1) Pour la famille la plus dense.

(2) Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes.

LEGENDE

Gr : avec grillage continu Bp : avec béton projeté Bl : avec blindage bois ou métallique

Annexe A

• Tableau portant sur le critère relatif aux discontinuités (b)

Tableau A-14b : recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités

Discontinuités (cas de l'excavation mécanique) 1 - roche (R1 à R4)			Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons				Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
Nombre de familles	Orientation	Espacement (1)			Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissons	Plaqueur en acier assemblés	béton	Injection			Air comprimé	Congélation	
N1			•														
N2	Or2 or Or3	S1 à S3															
N2		S1 S2			•												
N3		S3			•	•				•							
N4		S4		•	Gr ou Bp	Gr ou Bp				•							
N4		S5	×	•	Gr ou Bp	Gr ou Bp				•							
N5			×	•	×	Gr ou Bp				Bl ou Bp	Bl ou Bp						

2/ sols (R5 et R6) sans objet.

Note : (1) Pour la famille la plus dense.

(2) Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes.

LEGENDE

Gr : avec grillage continu Bp : avec béton projeté Bl : avec blindage bois ou métallique

• Tableau portant sur le critère relatif à la climatologie et gonflement

Tableau A-15 : recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du Soutènement en fonction de l'Altérabilité

ALTERABILITE	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons				Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux				
			Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissons	Plaqueur en acier assemblés	béton	Injection			Air comprimé	Congélation			
Terrain susceptible de délitage	×	•	Gr ou Bp	Gr ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	•	•								
Terrain susceptible de dissolution ⁽¹⁾	×	•	×	×	×	Bl	Bl	•	•								•
Terrain gonflant	×	• ⁽²⁾	×		Bp	Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp									
Autre terrain																	

Note : (1) s'il existe un risque effectif (écoulement d'eau)

(2) le béton est recommandé uniquement s'il n'y a pas écoulement d'eau.

LEGENDE

Gr : avec grillage continu Bp : avec béton projeté Bl : avec blindage bois ou métallique

Annexe A

• Tableau portant sur le critère relatif aux l'Hydrogéologie

Tableau A-16 : recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du Soutènement en fonction de l'Hydrogéologie

Hydrogéologie			Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		VOUSSOIR		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
						Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaque en étal assem blées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Sec																	
Roches R1 à R4	H1	K1 K2 ou K3			Gr	•	•	×	•	•					×		
			K4			•	•	×	•	•					•		
	H2 or H3	K1 ou K2			Gr	•	•	×	•	•					×		
		K3 ou K4				•	•	×	•	•					•		
Sol R5 et R6	H1 H2 ou H3	K1 ou K2	×	×	Gr	×	×	×	•	•	•	•			×		
		K3	×	×	Gr	×	×	×	•	•	•	•			•	•	•
	K4	×	×	Gr	×	×	×	•	•	•	•			•	•	•	
				×	×	Gr	×	×	Blf	Blf	Blf	Bcl	Blf	Blf	•	•	•

Note : (1) Ou bentonite (préférable avec très grande perméabilité)

LEGENDE

Gr : avec grillage continu Enf : avec enfilage
Blf : avec blindage de front Bcl : avec bouclier

• Tableau portant sur le critère relatif aux couvertures de roche/sols

Tableau A-17 : recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du Soutènement en fonction de la couverture de roche/sols

Couverture Roche / sols			Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		VOUSSOIR		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
						Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaque en étal assem blées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Roches R1 à R4	couverture < D		×			×	×	×	•	•				×		×	
	CN1	•				×	×	×						×			
	CN2	×				×	×	×						×			
	CN3	×		×	•	•	×	×	•	•	•	•	•	×			
Sols R5 et R6	couverture < 1,5D		×	×	×	×	×	×	•	•	•	•	•	•	•		
	σ modéré		×	×	×	×	×	×	•	•	•	•	•	•	•		
	$\sigma > 10$ MPa		×	×	×	×	×	Sf	Sf	Sf	Sf	•	Sf	•	•		

LEGENDE Sf : avec soutènement du front

Annexe A

- **Tableau portant sur le critère relatif aux dimensions de la galerie**

Tableau A-19 : recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du Soutènement en fonction de la dimension de la galerie.

Dimension de la galerie	Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
				Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissois	Plaque en acier assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
D < 2,50 m			X	X	X	X		•	•			•			
2,5 m < D < 10 m												(1)			
D > 10 m			Bo	•	•		X	Bo/Rev				X			

Note : (1) habituellement n'y va pas avec D plus grand que 4 m.

LEGENDE

Bo : avec boulonnage obligatoire.

Rev : avec mise en place rapprochée du revêtement définitif.

- **Tableau portant sur le critère relatif à l'environnement**

Tableau A-20 : recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du Soutènement en fonction de l'environnement

Environnement	Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
				Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissois	Plaque en acier assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
sensibilité à l'établissement (construction proche)	X		Ci, Pm	Bp	Bp	Bp	Act	X	Enf	Bcl	Inj				

LEGENDE

Ci: avec Cintres;

Pm: mechanical pre-splitting (for R2b to R5q ground);

Bp: avec béton projeté;

Act: active ribs (with jacks) (and if necessary expanding chocks);

Enf : avec enfilage ;

Bcl : avec bouclier ;

Inj : avec injection de bourrage.

ANNEXE B

Documentations des sondages carottés

- **Sondage SC 2**

La position de sondage 17.5m à droite du V1K103+142.5
Les coordonnées X(m) 468918.98 Y(m) 332742.27 Z(m) 423.46

Tableau B.1. Rapport du sondage SC2

Nombre de la couche	Nature de la couche	Profondeur de la couche (m)	Epaisseur de la couche (m)	Description géologique
(1)	Argile marneuse	0.80	0.80	- Argile marneuse : gris-brunâtre, raide. - inclusion environ de 10% de gravier-sableux, dont la terre végétale de 0 à 0.2m.
(2)	Marne	10.60	9.80	- Marne : gris-jaunâtre. - agglutination en argile -structure de plaquette. la roche est altérée en forme de moitié. Roche moitié terrain - altération complète.
(3)	Marne	27.00	16.40	- Marne : livide. - agglutination en argile - construction en plaquette, la diaclase est développée relative. La roche complète relative et friable après le frappement. - la carotte est en forme de pilier court. - altération intense.
(4)	Marne	48.00	21.00	- marne : livide, construction en argile - structure de plaquette, avec 2-3 cm de grés dans certaines parties, la carotte est complète relative en forme de pilier long. - altération faible, RQD de 72%.

ANNEXE B

• Sondage SC 3

La position de sondage 267.5m à gauche du V1K103+819.9

Les coordonnées X(m) 468853.24 Y(m) 331986.21 Z(m) 494.30.

Tableau B.2. Rapport du sondage SC 3

Nombre de la couche	Nature de la couche	Profondeur de la couche (m)	Epaisseur de la couche (m)	Description géologique
(1)	Argile marneuse	1.30	1.30	- argile marneuse : gris-brunâtre, raide.- inclusion environ de 10% degrés et de fragment de marne, la terre végétale sur la terre supérieur de 0 à 0.25m.
(2)	Argile marneuse	5.90	4.60	- argile marneuse : gris-jaunâtre, raide, visible des taches bruns-rouges de Fe-Mn, mélange un peu de fragment de marne et de gravier sableux.
(3)	Argile marneuse	18.00	12.10	- argile marneuse : gris livide, raide. -inclusion nombreux de fragment de marne, sur certains parties inclusion un peu de sable fin, dont le profondeur de 6.5 à 8m ; il y a le retassure en forage de 3 à 17m visible des grands fragment d'arête de grés.
(4)	Marne	32.00	14.0	- marne : gris. - construction en argile. - structure de plaquette, la diaclase développée relative, la carotte brisée relative, en forme de fragment et de pilier court - altération intense.
(5)	Grés	35.60	3.60	- Grés : gris, -agglutination calcaire - construction en fragment la roche complète relative, la carotte en forme de pilier - Altération faible RQD est 31%
(6)	Marne	40.00	4.40	Marne : gris, construction en argile, structure de plaquette, la roche complète relative, la carotte en forme de pilier. -altération faible RQD de 10%

ANNEXE B

- **Sondage SC4**

La position 475.2m à gauche du V1K108+013.5

Les coordonnées X(m) 465755.72 Y(m) 329036.75 Z(m) 414.20.

Tableau B.3 Rapport du sondage SC4

Nombre de la couche	Nature de la couche	Profondeur de la couche (m)	Epaisseur de la couche (m)	Description géologique
(1)	Marne	2.00	2.00	-marne : bariolage, agglutination en argile, structure de plaquette, altération complète, dont de 0 à 0.15m de terre végétale, mélange la plaquette de grés.
(2)	Marne	11.00	9.00	-marne : gris-jaunâtre, agglutination en argile, structure de plaquette, la diaclase développée relative, la roche brisée, la carotte en forme de fragment et de pilier court, altération intense.
(3)	Marne	24.20	13.20	-marne: gris-verdâtre, agglutination en argile, structure de plaquette, la diaclase sans développée, la roche complète relative, la carotte en forme de pilier court, altération faible, RQD de 10%.
(4)	Grés	26.20	2.00	-grés : bariolage, construction en fragment, la roche est complète relative, la carotte en forme de pilier court, altération faible, RQD de 48%.
(5)	Marne	27.00	0.80	-marne :gris-verdâtre, agglutination en argile, la diaclase sans développée, la roche est complète relative, altération faible, RQD de 50%.
(6)	Grés	32.20	5.20	Grés : bariolage, construction en claste, la roche complète relative, altération faible RQD de 80%
(7)	Marne	35.00	2.00	Marne :gris-verdâtre, agglutination en argile, la diaclase sans développée, altération faible RQD de 50%.

ANNEXE B

- **Sondage SC 5**

La position 17.5m à droite du V1K108+945.6

Les coordonnées X(m) 464719.94 Y(m) 328839.95 Z(m) 414.20

Tableau B.4 Rapport du sondage SC5

Nombre de la couche	Nature de la couche	Profondeur de la couche (m)	Epaisseur de la couche (m)	Description géologique
(1)	Terre végétale	1.00	1.00	-terre végétale : gris-brunâtre, raide, des racines de plante visible.
(2)	Argile marneuse	5.00	4.00	-argile marneuse : gris-brunâtre, raide, des tache noir de Fe-Mn et des concrétions calcaire visible.
(3)	Sol de roche massive	7.30	2.30	-sol de roche massive : jaun-brunâtre, composant principalement de fragment de grés altération intense, humide, consolidation moyenne, triage mauvaise en forme d'arête.
(4)	Argile marneuse	9.00	1.70	-argile marneuse : brique, raide, inclusion un peu de gravier gréseux.
(5)	marne	10.00	1.00	-marne :gris-brunâtre, agglutination en argile, altération complète.
(6)	Grés	13.00	3.00	Grés : jaune-brunâtre, agglutination en argile, construction en grain moyen, structure en bloc, altération complète, De forme de sol sableux
(7)	Grés	15.80	2.80	Grés : jaune-brunâtre, agglutination en argile, construction de bloc, altération intense donc de 14 à 14.2m de marne.
(8)	Marne	38.00	22.20	Marne :gris-brunâtre, agglutination en argile, construction en plaquette, la roche est compète relative, alté faible RQD de 5%.
(9)	Grés	38.50	0.50	Grés : jaune-brunâtre, agglutination en argile, construction en grain moyen, alté faible RQD de 40%.
(10)	Marne	39.30	0.80	Marne : livide, agglutination en argile, la roche brisée, alté faible de 5%.

ANNEXE B

(11)	Grés	41.00	1.70	Grés : jaune-brunâtre, agglutination en argile, construction en grain moyen, la roche brisée, altération faible RQD de 10%.
(12)	Marne	42.00	1.00	Marne : livide, agglutination en argile, structure de plaquette, altération faible, RQD de 10%.
(13)	Grés	43.20	1.20	Grés : jaune-brunâtre, agglutination en argile, structure en bloc, la roche brisée, altération faible RQD de 15%.
(14)	Marne	45.30	2.10	Marne : livide, agglutination en argile, structure de plaquette, des quartz et de gravier sur certains parties, la carotte en forme de pilier, alté faible RQD de 10%.
(15)	Marne	46.10	0.80	Marne : livide, agglutination en argile, structure de plaquette la carotte en forme de pilier, alté faible RQD de 10%.
(16)	Grés	47.70	1.60	Grés : jaune-brunâtre, agglutination en argile, structure en bloc, la roche brisé, la carotte en forme pilier, alté faible RQD de 11%.
(17)	Marne	54.40	6.70	Marne : livide, agglutination en argile, structure de plaquette, altération faible, RQD de 11%.
(18)	Grés	56.70	2.30	Grés : jaune-brunâtre, agglutination en argile, construction en grain moyen, structure en bloc, la roche brisée, RQD de 20%.
(19)	Marne	59.00	2.30	Marne : livide, agglutination en argile, structure plaquette, la roche brisée, la carotte en forme de pilier, altération faible, RQD de 18%.

ANNEXE B

- **Sondage SC 6**

La position 12.3m à droite du V1K109+413.3

Les coordonnées X(m) 464323.08 Y(m) 32609.90 Z(m) 367.99

Tableau B.5 Rapport du sondage SC6

Nombre de la couche	Nature de la couche	Profondeur de la couche (m)	Epaisseur de la couche (m)	Description géologique
(1)	Argile marneuse	1.50	1.50	- Argile marneuse : gris-brunâtre, raide. - mélange un peu de gravier sableux, dont de terre végétale de 0 à 0.3m.
(2)	Argile marneuse	13.60	12.10	- argile marneuse : jaune-brunâtre – gris-jaunâtre, raide, visible et des taches brun-rouge de Fe-Mn sur certains parties.
(3)	Sol de roche massive	15.40	1.80	- sol de roche massive, bariolage, composant principalement de fragment de grés et concrétion calcaire, remblai des argiles, humide, consolidation moyenne.
(4)	Marne	17.00	1.60	- marne : livide, agglutination en argile, structure de plaquette, altération complète, la roche est alrétée en forme de moitié roche moitié terrain.

ANNEXE B

- **Sondage SC 7**

La position 17.5 m à droite du V1K 105+203

Les coordonnées X(m) 465853.86 Y(m) 331221.38 Z(m)

Tableau B.6 Rapport du sondage SC 7

Nombre de la couche	Nature de la couche	Profondeur de la couche (m)	Epaisseur de la couche (m)	Description géologique
(1)	Marne	23	-	- Formation principalement marneuse, altérée, plastique, de couleur grisâtre
(2)	Marne	61	-	- Formation principalement marneuse, altérée, plastique, de couleur grisâtre

- **Sondage SC 8**

La position 28.4m à droite du V1K107+494

Les coordonnées X(m) 465853.86 Y(m) 329745.74 Z(m) 629.46

Tableau B.7. Rapport du sondage SC8.

Nombre de la couche	Nature de la couche	Profondeur de la couche (m)	Epaisseur de la couche (m)	Description géologique
(1)	Argile	6.80	6.80	-argile :structure meuble, sables sporadiques compris, très lisses à l'état humidité, fortement effervescentes en ajout d'acide chlorhydrique, plastiques, dures. Entre 1.7-4.5m, jaunes claire. entre 4.5-6.8m jaunes grisâtres, très sèches et fissurées, gonflantes.
(2)	Marnes	20.90	14.10	-marnes : totalement altérées, grises foncées, composées essentiellement, sol altérées forme de terre, clastes résiduels visibles, fortement effervescents en ajout d'acide chlorhydrique dilué, exhalant l'odeur d'argile, entre 11.10-1.15m, 19.20-19.30m et 20.0-20.10m, des grés minces.

ANNEXE B

(3)	Grés	27.00	6.10	-grés :fortement altérés, jaunes grisâtres sombres, en granules de feldspath et de quartz, agglutination calcaire, structure sableuse, tectonique lamellaire, diaclase développée et ringente en majorité, remplie d'argiles dans les fissures, effervescents en ajout d'acide chlorhydrique dilué en surface des carottés, les strates entre 23.6-24.6m et 25.0-25.3 sont des marnes.
(4)	Grés	60.00	33.00	-faiblement altérés, jaunes grisâtres sombres, en granules de feldspath et de quartz, agglutination calcaire, structure sableuse, RQD=33, entre 27.00-47.0m ; en jaune grisâtre fissuration faible,, 49-50m comportent des marnes les carottes sont désagrégés.
(5)	Marnes	89.00	29.00	-faiblement altérées, composées essentiellement de sialites et de calites, sols fragiles, fracturés en contact par marteau, les carottes en colonne sont faciles à être désagrégés diaclase non développée, les carottes sont en fragment et clastes , les couches entre 60.30 à 84.80m sont des intercalées de grés.
(6)	Grés	93.00	4.00	Grés :faiblement altérés, jaunes grisâtres, en granules de feldspath et de quartz ; agglutination calcaire, structure sableuse, altération et fissuration développée, écartement de diaclases faible.
(7)	Grés	136.00	43.00	Grés :faiblement altérés en granules de feldspath et de quartz agglutinée calcaire, l'écartement de diaclases faible à moyenne, les couches entre 99 à 130m sont des marnes.
(8)	Marne	166.40	30.40	Marne : gris faiblement altérées composées essentiellement de sialites et de calcites, l'odeur d'argile sols fragiles , les carottes en colonne sont faciles à être

ANNEXE B

				désagrégé, entre 142.7-155.0m ² des traces de végétaux noirs sont évidents, entre 144.4 à 165.0m sont intercalées de grés.
(9)	Grés	191.30	24.90	Grés :faiblement altérés, gris, en granules de feldspath et de quartz, agglutinée calcaire, roche dure, RQD=40entre 166.4-181.0m écartement de stratifications et de diaclases moyen, entre 188.4 – 189.5m des marnes.
(10)	Marne	282.00	90.70	Marne :faiblement altérées, composées des sialites et calcites, écartement de stratifications important, diaclases tectoniques développées, roches en taches noires et traces de végétaux, sol fragiles, RQD=31, entre 222.0 à 276.0m intecalages de grés.
(11)	Grés	293.00	1.00	Faiblement altérés, gris, en granules de feldspath et de quatrz, avec des marnes, agglutination calcaire, diaclase tectonique développée, écartement des diaclases important, sols fragiles RQD= 34, entre 283.9 – 285.90m des marnes.

ANNEXE B

Figure B.1 Sondage SC 01



Profondeur 0 – 10m



Profondeur 15-20m

ANNEXE B

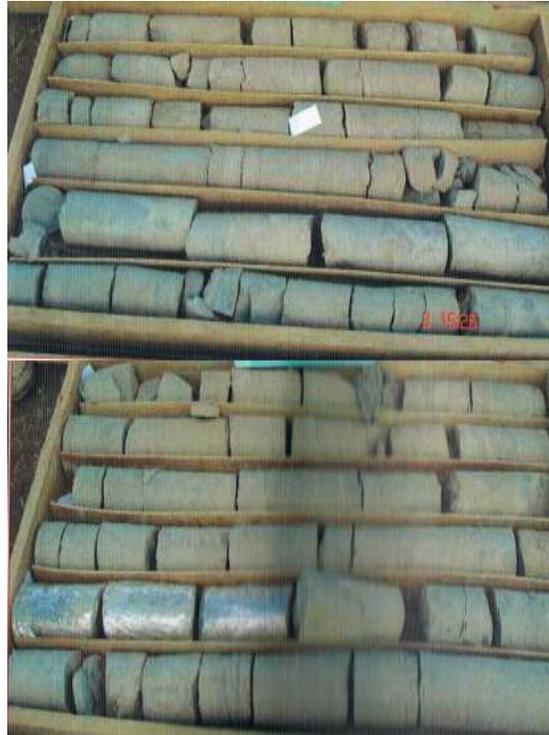
Figure B.2 Sondage SC 02



Profondeur 0 – 10m



Profondeur 10– 25m



Profondeur 31– 48m

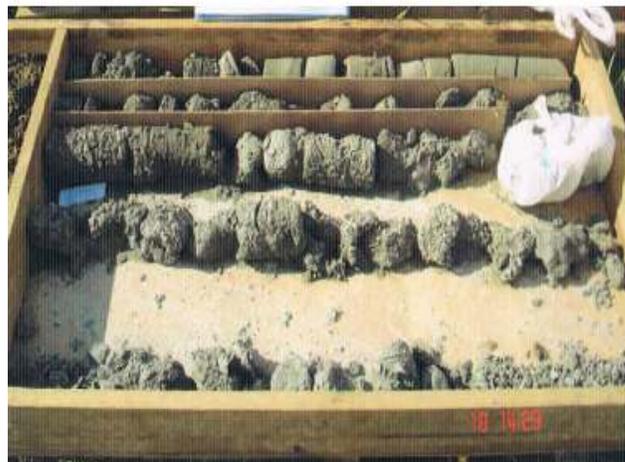
Figure B.3 Sondage SC 03



Profondeur 0– 15m



Profondeur 15– 27m

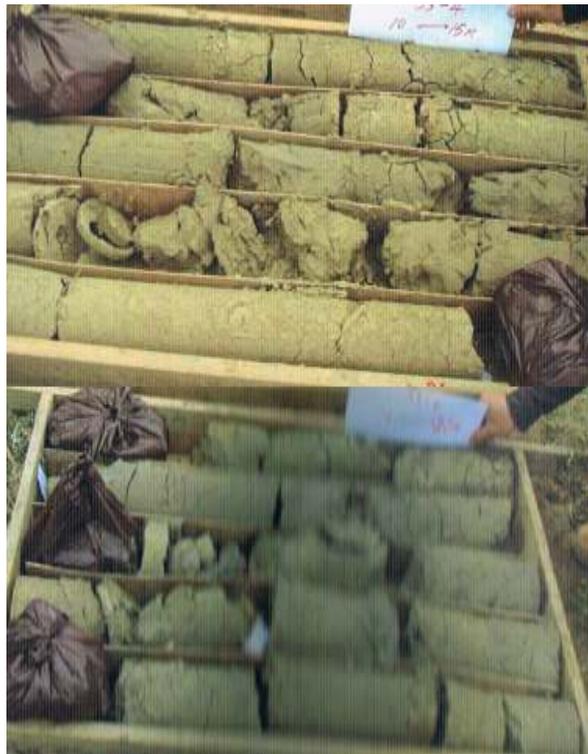


Profondeur 30– 40m

Figure B.4 Sondage SC 04



Profondeur 0– 5m



Profondeur 10– 20m



Profondeur 20– 35m

Figure B.5 Sondage SC 05



Profondeur 0– 5m



Profondeur 5– 15m



Profondeur 20– 35m



Profondeur 35– 50m



Profondeur 57-59 m

Figure B.6 Sondage SC 06



Profondeur 0 – 5m



Profondeur 5 – 17m

Figure B.7 Sondage SC 08



Profondeur 0-4m



Profondeur 4-8m



Profondeur 12-16m



Profondeur 16-20m



Profondeur 32-36



Profondeur 55-60



Profondeur 60-65m

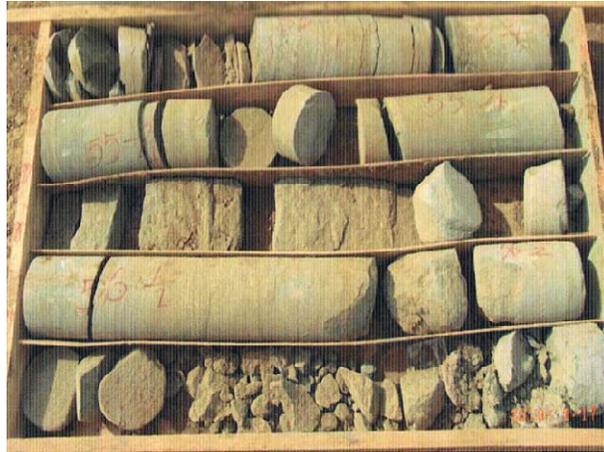


Profondeur 65-70m



Profondeur 70-75m

ANNEXE B



Profondeur 95-100m



Profondeur 100-105m



Profondeur 110-115m



Profondeur 115-200m



Profondeur 125-130m



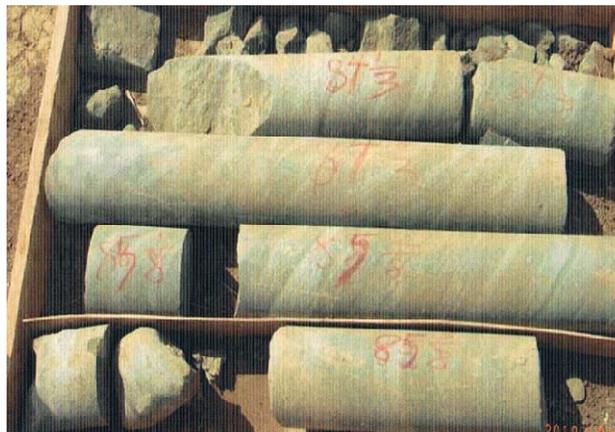
Profondeur 130-135m



Profondeur 170-175m



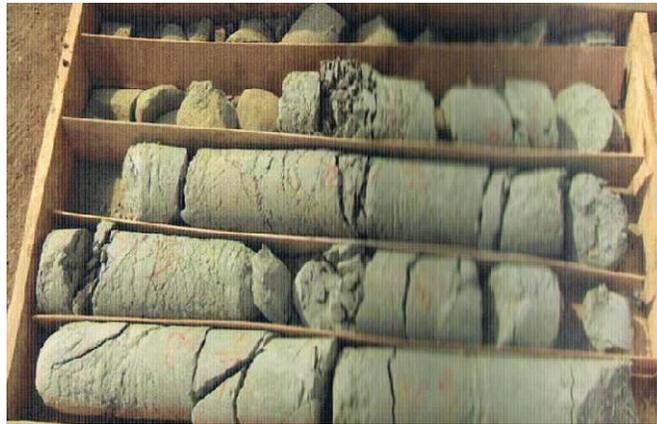
Profondeur 175-180m



Profondeur 180-185m



Profondeur 185-190m



Profondeur 190-195m



Profondeur 218-224m



Profondeur 240m



Profondeur 260-266m

ANNEXE C

C.1. Classification de Bieniawski (R.M.R)

Tableau C-1. : Soutènement de la Marne

Classe de la roche (RMR)	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrage (1)		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complètement d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complètement de soutènement	Type	Espacement
V	1-1.5 m	Treillis soudé	200 mm	150 mm	Treillis soudé boutons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0.7 m

(1) diamètre des boulons : 25mm, scellement réparti à la résine

Tableau C.2 : Soutènement du Grès

Classe de la roche (RMR)	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrage (1)		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complètement d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complètement de soutènement	Type	Espacement
IV	1-1.5 m	Treillis soudé	150 mm	100 mm	Treillis soudé boulons de 1.5 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50 mm de béton projeté	0.7 à 1.5 m

(1) diamètre des boulons : 25mm, scellement réparti à la résine

ANNEXE C

Tableau C.3 : Soutènement du Grés altéré

Classe de la roche (RMR)	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrage (1)		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complètement d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complètement de soutènement	Type	Espacement
V	1-1.5 m	Treillis soudé	200 mm	150 mm	Treillis soudé boutons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0.7 m

(1)diamètre des boulons : 25mm, scellement réparti à la résine

Tableau C.4 : Soutènement de l'argile altérée

Classe de la roche (RMR)	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrage (1)		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complètement d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complètement de soutènement	Type	Espacement
V	1-1.5 m	Treillis soudé	200 mm	150 mm	Treillis soudé, boulons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0.7 m

(1)diamètre des boulons : 25mm, scellement réparti à la résine

ANNEXE C

C.2. Classification d'après les recommandations d'AFTES

Tableau III.5 : Synthèse des résultats de classification avec le soutènement proposé pour la marne.

Comportements mécanique		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoir		Tube perforés	Bouclier ou pousse	Injections	Procédés spéciaux	
				Ancre pontuel	Ancre repart	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métal assemblées	Béton				Air comprimé	Congélatio
Critères	classe														
1) comportement mécanique	R4	×	•	×			•	•							
2) Discontinuités	N2 - S4	×	•	Gr ou Bp	Bl ou Bp	×	Bl ou Bp	Bl ou Bp			×		×		×
3) Altérabilité	Délitage	×	•	Gr ou Bp	Gr ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	•	•					
4) Hydrologie	H1 K1		Dr	•	•	×	•	•					×		
5) Couverture	CN3	×	×	•	•	×	×	Sf	Sf	Sf	Sf	×			
6) Dimension de la galerie	2.5<D<10 m											(1)			
Synthèse		×	×	×	•	×	×	•	•	•	Sf	×	×	×	×

Donc le soutènement est le suivant : boulons d'ancrage repart, cintres léger ou coulissant avec (grillage continue ou béton projeté), tube perforé avec soutènement du front.

ANNEXE C

Tableau C.6 : Synthèse des résultats de classification avec le soutènement proposé pour le Grés.

Comportements mécanique		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoir		Tube perforés	Bouclier ou pousse	Injections	Procédés spéciaux	
				Ancrege ponctuel	Ancrege reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coullissants	Plaques métal assemblées	Béton				Air comprimé	Congélatio
Critères	classe														
1) comportement mécanique	R3b		•	•	✗		•		✗	✗	✗				
2) Discontinuités	N2-S2-OR2	•			✗					✗	✗	✗	✗	✗	
3) Altérabilité	délitage	✗	•	Gr ou Bp	Gr ou Bp	Gr ou Bp	Gr ou Bp	• Gr ou Bp	•	•					
4) Hydrologie	H2 – K3		✗			✗	•						•		
5) Couverture	CN2	✗				✗					✗				
6) Dimension de la galerie	2.5<D<10 m											(1)			
Synthèse		✗	✗	Gr ou Bp	• r ou Bp	✗	• Gr ou Bp	Bl • Bo Rev	•	✗	✗	✗	✗	✗	✗

Donc le soutènement est le suivant : boulons d'ancrage reparti, cintres lourds ou légers (avec de grillage continue ou béton projeté).

ANNEXE C

Tableau C.7 : Synthèse des résultats de classification avec le soutènement proposé pour le Grés altéré.

Comportements mécaniques		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoir		Tube perforés	Bouclier ou pousse	Injections	Procédés spéciaux	
				Ancre pontuel	Ancre reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulisants	Plaques métal assemblées	Béton				Air comprimé	Congélation
Critères	classe														
1) comportement mécanique	R4	×	•	×			•	•							
2) Discontinuités	Sans objet														
3) Altérabilité	Délitage	×	•	Gr ou Bp	Gr ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	•	•	•					
4) Hydrologie	H2 K3		×			×	•						•		
5) Couverture	σo modéré	×		×		×						×			
6) Dimension de la galerie	2.5<D<10 m											(1)			
Synthèse		×	×	×	Gr ou Bp	×	•	•	•	•		•	•		

Donc le soutènement est le suivant : boulon d'ancrage reparti et cintres lourds ou légers (avec grillage continue ou béton projeté).

ANNEXE C

Tableau C.8 : Synthèse des résultats de classification avec le soutènement proposé pour l'argile marneuse.

Comportements mécaniques		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoir		Tube perforés	Bouclier ou pousse	Injections	Procédés spéciaux	
				Ancre pontuel	Ancre repart	Barres foncées	Lourds	Légers coulisants	Plaques métal assemblées	Béton				Air comprimé	Congélation
Critères	classe														
1) comportement mécanique	R5a	X	•	X	•		•	•	•						
2) Discontinuités	Sans objet														
3) Gonflement	Gonflante	X	• (2)	X	Bp	Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp		•					
4) Hydrologie	H2 K3	X	X	X	X	X	Eng	Eng	• Eng	• Eng		•	•	•	•
5) Couverture	σo modéré	X	X	X	X	X						X			
6) Dimension de la galerie	2.5<D<10 m											(1)			
Synthèse		X	•	X	• ir ou Bp	X	• Bl ou Bp	• l ou Bp	•	•		X (1)			

Donc le soutènement est le suivant : béton projeté, boulons d'ancrage reparté, cintres lourds ou légers avec béton projeté et enfilage.

C.3. Calcul analytique du soutènement provisoire

C.3.1. Calcul analytique et numérique pour la section 2 (marne)

Le tableau suivant résume les paramètres de la roche, le tunnel et le béton.

Tableau.C.9. Paramètres de la roche, le tunnel et le béton

Géométrie du tunnel et terrain		Valeur	Unité
h	Couverture	100.000	m
R	Rayon	3.50	m
Paramètre de la roche			
C	Cohésion	300.000	kN /m ²
φ	Angle de frottement	21.000	°
γ	Poids volumique	21.000	KN/m ³
v	Coefficient de poisson	0.30	
E	Module d'élasticité	800 000.000	kN /m ²
R _c	Resistance à la compression	7500.000	kN /m ²
Paramètre du béton			
E	Module d'élasticité	24900.000	kN /m ²
R _c	Resistance à la compression	20 000.000	kN /m ²
v	Coefficient de poisson	0.200	
e	Epaisseur	0.20	m

Calcul la contrainte initial au poids des terres

$$\sigma_0 = \gamma h \rightarrow \sigma_0 = 21 \times 100 \rightarrow \sigma_0 = 2,1 \text{ MPa}$$

Courbe caractéristique de la roche (convergence)

Si $\sigma_0 \leq R_c/2 \rightarrow$ comportement élastique, le creusement n'entraîne que des déformations élastiques.

ANNEXE C

$$2,1 \leq \frac{7,5}{2} \rightarrow 2,1 \leq 3,75 \text{ Mpa}$$

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

$$u_{\text{élas}} = \frac{1+\nu}{E} R \sigma_0, \sigma_0 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$u_{\text{élas}} = \frac{1+0,3}{800} 3,50 \cdot 2,1 = 0,0113 \text{ m}$$

$$\mathbf{u_{\text{élas}} = 11,03 \text{ mm}}$$

- Calcule du taux de déconfinement par l'expression suivante :

$$\lambda_d = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left(\frac{m_0 R}{m_0 R + d} \right)^2 \right)$$

Avec α et m_0 sont deux constantes de la méthode convergence-confinement par M. PANET. On prendra respectivement 0.25 et 0.75 (voire chapitre 1) et R le rayon d'excavation. $R = 3.50 \text{ m}$, d est le pas d'avancement $d = 1 \text{ m}$.

$$\lambda_d = 1 \left(1 - \left(\frac{0,75 \cdot 3,50}{0,75 \cdot 3,50 + 1} \right)^2 \right)$$

$$\mathbf{\lambda_d = 0,49}$$

- Calcul de la valeur de la pression fictive P_i :

$$P_i = (1 - \lambda_d) \sigma_0$$

$$P_i = (1 - 0,49) 2,1$$

$$\mathbf{P_i = 1,07 \text{ Mpa}}$$

Calcule du rayon plastique R_p

$$R_p = \left[\frac{4 \lambda_{ic}}{(1 - \lambda_d) (k_p - 1)} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}}$$

Avec :

$$\lambda_{ic} = \frac{1}{(k_p + 1)} \left(k_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0} \right), \text{ taux de déconfinement à la fin de la phase élastique.}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, k_p = \frac{1 + \sin 21}{1 - \sin 21} = 2,18$$

$$\lambda_{ic} = \frac{1}{(2,18 + 1)} \left(2,18 - 1 + \frac{7,5}{2,1} \right)$$

$$\lambda_{ic} = 0,57$$

ANNEXE C

$$\rightarrow R_p = 3,5 \left[\frac{4 \cdot 0,57}{(1-0,49)(2,18-1)} \right]^{\frac{1}{2,18-1}}$$

$R_p = 6,79 \text{ m}$

Courbe caractéristique du soutènement (confinement)

Convergence du terrain à la paroi au moment de la mise en place du soutènement :

$$u_{s_0} > 0.265u_{\text{élast}}$$

$$u_{s_0} > 0.265 \times 11,03 \rightarrow u_{s_0} > 2.92 \text{ mm}$$

Les cintres :

Le choix de type de cintre destiné pour la section 2 (marne) est cintre lourd HEB180

$$\text{Section du cintre : } A_s = 165,3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{Résistance de l'acier : } \sigma_0 = 240000 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Module de young : } E = 2.1 \cdot 10^8 \text{ Mpa}$$

$$\text{Espacement des cintres : } a = 1 \text{ m}$$

Raideur du cintre :

$$K_c = \frac{E \cdot A_s}{a \cdot R} \rightarrow K_c = \frac{2.1 \cdot 10^8 \cdot 165,3 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 3.5}$$

$K_c = 9.91 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$

Pression maximale du soutènement :

$$P_c^{\text{max}} = \frac{A_s \cdot \sigma_0}{R \cdot a} \rightarrow P_c^{\text{max}} = \frac{165,3 \cdot 10^{-4} \cdot 240}{3.5 \cdot 1}$$

$P_c^{\text{max}} = 1.13 \text{ Mpa}$

Béton projeté :

Raideur du béton projeté :

$$k_b = \frac{E_b \times e}{(1 - \nu^2)R} = \frac{24900 \times 0.20}{(1 - 0.20^2) \times 3.50}$$

$k_b = 1473.37 \text{ Mpa}$

Pression maximale du soutènement :

$$P_b^{\text{max}} = \frac{\sigma_b \times e}{R} = \frac{20 \times 0.20}{3.50} \rightarrow P_b = 0.89 \text{ MPa}$$

ANNEXE C

La théorie d'homogénéisation

$$\Delta E_{\text{hom}} = 210000 \times \frac{4,91 \times 10^{-4}}{1 \times 1} \times \frac{3.50}{6,79}$$

$$\Delta E_{\text{hom}} = 53,14 \text{ MPa}$$

$$\Delta C_{\text{hom}} = \frac{150 \times 10^{-3}}{2 \times 1 \times 1} \times \frac{3.50}{6,79}$$

$$\Delta C_{\text{hom}} = 0.0386 \text{ MPa}$$

- Le module d'élasticité de la roche

$$E_{\text{roche}} = E + \Delta E_{\text{hom}} \rightarrow E_{\text{roche}} = 800 + 53.14$$

$$E_{\text{roche}} = 853.14 \text{ MPa}$$

- La cohésion de la roche

$$C_{\text{roche}} = C + \Delta C_{\text{hom}} \rightarrow C_{\text{roche}} = 0,300 + 0,0386$$

$$C_{\text{roche}} = 0,3386 \text{ MPa}$$

Vérification du soutènement

Calcul de la pression vertical agissant sur le soutènement

Methode de Terzaghi

$$B = b + 2 m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow B = 7 + 2 \cdot 4 \operatorname{tg} (34.5) = 12.44 \text{ m}$$

La couverture $H = 100 \text{ m}$

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

$$C = 338 \text{ KN/m}^2, \varphi = 21^\circ, \gamma_h = 21 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_v = \frac{(12.44 \cdot 21 - 2 \cdot 338)}{2 \cdot 1 \operatorname{tg} 21} \left[1 - e^{\frac{-(2 \cdot 1 \cdot 100 \cdot \operatorname{tg} 21)}{12.44}} \right]$$

$$\sigma_v = 495.95 \text{ KN/m}^2$$

La poussée horizontale est donnée par :

$$\sigma_h = 0.3\gamma (0.5m + H_p) \quad , \quad H_p = b / 2 \sin \varphi = 19.53 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0.3 \cdot 21 (0.5 \cdot 4 + 19.53)$$

$$\sigma_h = 135.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_v < P < (P_c^{\max} + P_b^{\max}) \rightarrow 0,495 \text{ MPa} < (1.13 + 0.89) \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow 0,495 < 2,02 \text{ MPa Vérifié}$$

ANNEXE C

Calcul numérique

- Insertion des données

Propriétés	Unités	Etude 1		
Rayon du tunnel R	m	3.50000	s (Fracturation)	0
Hauteur surface H	m	100.00000	m résiduel	0
Propriétés élastiques du sol			s résiduel	0
ρ	kg/m ³	2100.0000	Soutènement	
E	MPa	853.140	Épaisseur	mm 250.0000
ν		0.3000	E	MPa 24900.000
Propriétés élastoplastiques du sol			ν	0.1800
Type de loi		Mohr-Coulomb	Rc	MPa 20.000
C	MPa	0.338	Pose du soutènement	
φ	deg	21.0000	Méthode de calcul de Ud	Méthode élastique
ψ	deg	18.0000	Coefficient m0	0.7500
C résiduel	MPa	0	Coefficient α	0.2500
Rci (Rupture)	MPa	0	λp	0
m (Forme)		0	Distance au front de taille	m 1.00000

Figure C.1 Tableau de données C-lambda pour la section 2

- Résultats numériques et graphiques

La figure C.2 représente le tableau des résultats de la méthode de convergence confinement pour la marne altérée.

Propriétés	Unités	Etude 1	A la pose du soutènement	
Etat initial			Méthode de calcul	Méthode élastique
Contrainte initiale P0	MPa	2.060	Pression: Pp	MPa 0.848
Droite élastique			Déplacement: Ud	mm 6.5700
Déplacement Uélas	mm	10.8287	Déplacement relatif: Ud/R	mm/m 1.8771
Déplacement relatif Uélas/R	mm/m	3.0939	Rayon plastique relatif: Rpp/R	1.0758
Courbe de convergence			Rigidité Ks	MPa 1838.127
Pression limite: Pic	MPa	0.997	Coefficient de déconfinement λ	0.5885
Déplacement: Uic	mm	5.5884	A l'équilibre	
Déplacement relatif: Uic/R	mm/m	1.5967	Pression: Pe	MPa 0.710
Coef de déconfinement λc		0.5161	Déplacement: Ue	mm 7.9230
Tunnel non soutenu			Déplacement relatif: Ue/R	mm/m 2.2637
Déplacement: Uinf	mm	38.0519	Rayon plastique relatif: Rpe/R	1.1573
Déplacement relatif: Uinf/R	mm/m	10.8720	Effort normal soutènement: Ne	N 2.40e+006
Rayon plastique relatif: Rpinf/R		1.9427		

Figure C.2. Tableau de résultats C-lambda pour la section 2

ANNEXE C

La figure C.3. Représente les résultats de la méthode de convergence confinement pour la marne sous forme graphique

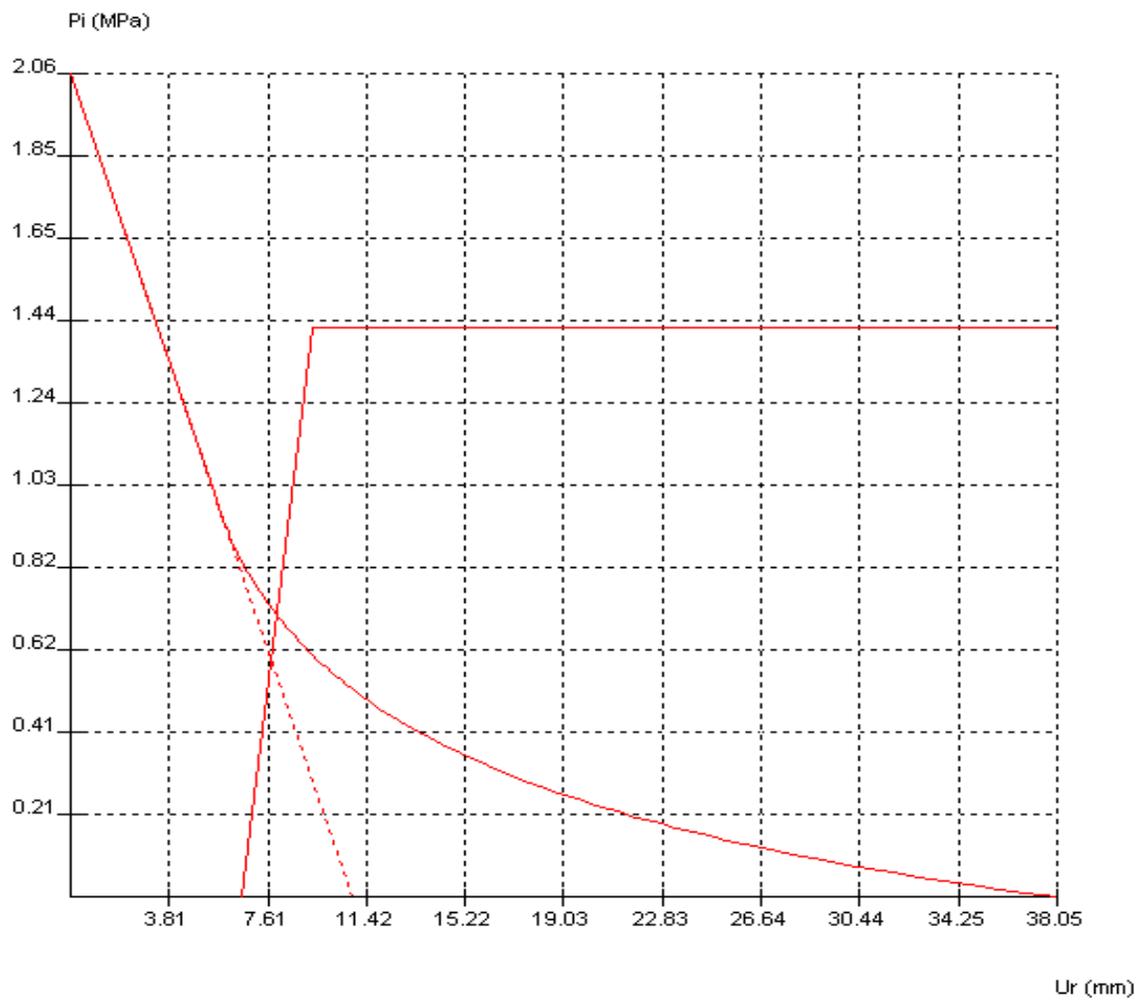


Figure C. 3 : Courbe de convergence confinement pour la marne section 2

ANNEXE C

C.3.2. Calcule analytique et numérique pour la section 3 (marne)

Tableau.C-10. Paramètres de la roche, le tunnel et le béton

Géométrie du tunnel et terrain		Valeur	Unité
h	Couverture	200.000	m
R	Rayon	3.50	m
Paramètre de la roche			
C	Cohésion	300.000	kN /m ²
φ	Angle de frottement	21.000	°
γ	Poids volumique	21.000	KN/m ³
v	Coefficient de poisson	0.30	
E	Module d'élasticité	800 000.000	kN /m ²
R _c	Resistance à la compression	7500.000	kN /m ²
Paramètre du béton			
E	Module d'élasticité	24900.000	kN /m ²
R _c	Resistance à la compression	20 000.000	kN /m ²
v	Coefficient de poisson	0.200	
e	Epaisseur	0.250	m

Calcul de la contrainte initial au poids des terres

$$\sigma_0 = \gamma h \rightarrow \sigma_0 = 21 \times 300 \rightarrow \sigma_0 = 6,30 \text{ MPa}$$

Courbe caractéristique de la roche (convergence)

Le tunnel traverse la section 3 (marne)

Si $\sigma_0 \leq R_c/2 \rightarrow$ comportement élastique, le creusement n'entraîne que des déformations élastiques.

ANNEXE C

$$6.3 \leq 7.5/2 \rightarrow 6.3 < 3.75 \text{ Mpa}$$

Donc le massif ne reste pas dans le domaine élastique jusqu'à la convergence totale du terrain.

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

$$u_{\text{élas}} = \frac{1+\nu}{E} R \sigma_0, \sigma_0 = 6.3 \text{ Mpa}$$

$$u_{\text{élas}} = \frac{1+0.3}{800} 3.50 \cdot 6.3 = 0.0306 \text{ m}$$

$$\mathbf{u_{\text{élas}} = 30.69 \text{ mm}}$$

Calcule du taux de déconfinement par l'expression suivante :

$$\lambda_d = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left(\frac{m_0 R}{m_0 R + d} \right)^2 \right)$$

Avec α et m_0 sont deux constantes de la méthode convergence-confinement par M. PANET. On prendra respectivement 0.25 et 0.75 (voire chapitre 1) et R le rayon d'excavation. R = 3.50 m, d est le pas d'avancement d = 1 m.

$$\lambda_d = 1 \left(1 - \left(\frac{0.75 \cdot 3.50}{0.75 \cdot 3.50 + 1} \right)^2 \right)$$

$$\mathbf{\lambda_d = 0.49}$$

Calcul de la valeur de la pression fictive P_i :

$$P_i = (1 - \lambda_d) \sigma_0$$

$$P_i = (1 - 0.49) 6.3$$

$$\mathbf{P_i = 3.21 \text{ Mpa}}$$

Calcule du rayon plastique R_p

$$R_p = \left[\frac{4 \lambda_{ic}}{(1 - \lambda_d) (k_p - 1)} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}}$$

Avec :

$$\lambda_{ic} = \frac{1}{(k_p + 1)} \left(k_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0} \right), \text{ taux de déconfinement à la fin de la phase élastique.}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, k_p = \frac{1 + \sin 21}{1 - \sin 21} = 2,18$$

$$\lambda_{ic} = \frac{1}{(2,18 + 1)} \left(2,18 - 1 + \frac{7,5}{6,3} \right)$$

$$\lambda_{ic} = 0,38$$

$$\rightarrow R_p = 3,5 \left[\frac{4 \cdot 0,38}{(1 - 0,49) (2,18 - 1)} \right]^{\frac{1}{2,18 - 1}}$$

$$\mathbf{R_p = 6,90 \text{ m}}$$

ANNEXE C

Courbe caractéristique du soutènement (confinement)

Convergence du terrain à la paroi au moment de la mise en place du soutènement :

$$u_{S_0} > 0.265u_{élast}$$

$$u_{S_0} > 0.265 \times 30.69 \rightarrow u_{S_0} > 8.13 \text{ mm}$$

Les cintres :

Le choix de type de cintre destiné pour la section 3 (marne) est cintre lourd HEB180

$$\text{Section du cintre : } A_s = 165.3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{Résistance de l'acier : } \sigma_0 = 240000 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Module de young : } E = 2.1 \cdot 10^8 \text{ Mpa}$$

$$\text{Espacement des cintres : } a = 1 \text{ m}$$

Raideur du cintre :

$$K_c = \frac{E \cdot A_s}{a \cdot R} \rightarrow K_c = \frac{2.1 \cdot 10^8 \cdot 165.3 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 3.5}$$

$$K_c = 9.91 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$$

Pression maximale du soutènement :

$$P_c^{\max} = \frac{A_s \cdot \sigma_0}{R \cdot a} \rightarrow P_c^{\max} = \frac{165.3 \cdot 10^{-4} \cdot 240}{3.5 \cdot 1}$$

$$P_c^{\max} = 1.13 \text{ Mpa}$$

Béton projeté :

Raideur du béton projeté :

$$k_b = \frac{E_b \times e}{(1 - \nu^2)R} = \frac{24900 \times 0.25}{(1 - 0.18^2) \times 3.50}$$

$$k_b = 1838.45 \text{ Mpa}$$

Pression maximale du soutènement :

$$P_b^{\max} = \frac{\sigma_b \times e}{R} = \frac{20 \times 0.25}{3.50}$$

$$P_b = 0.75 \text{ MPa}$$

ANNEXE C

La théorie d'homogénéisation

$$\Delta E_{\text{hom}} = 210000 \times \frac{4,91 \times 10^{-4}}{0,70 \times 0,70} \times \frac{3,50}{6,90}$$

$$\Delta E_{\text{hom}} = \mathbf{106.73 \text{ MPa}}$$

$$\Delta C_{\text{hom}} = \frac{150 \times 10^{-3}}{2 \times 0,70 \times 0,70} \times \frac{3,50}{6,90}$$

$$\Delta C_{\text{hom}} = \mathbf{0.0776 \text{ MPa}}$$

- Le module d'élasticité de la roche

$$E_{\text{roche}} = E + \Delta E_{\text{hom}} \rightarrow E_{\text{roche}} = 800 + 106.7$$

$$E_{\text{roche}} = \mathbf{906.70 \text{ MPa}}$$

- La cohésion de la roche

$$C_{\text{roche}} = C + \Delta C_{\text{hom}} \rightarrow C_{\text{roche}} = 0,300 + 0,0776$$

$$C_{\text{roche}} = \mathbf{0,3974 \text{ MPa}}$$

Vérification du soutènement

Calcul de la pression vertical agissant sur le soutènement

Methode de Terzaghi

$$B = b + 2 \text{ m tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow B = 7 + 2 \cdot 4 \text{ tg} (34.5) = 12.44 \text{ m. La couverture } H = 300 \text{ m}$$

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

$$C = 397 \text{ KN/m}^2, \varphi = 21^\circ, \gamma_h = 21 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_v = \frac{(12.44 \cdot 21 - 2 \cdot 397)}{2 \cdot 1 \text{ tg} 21} \left[1 - e^{-\frac{(2 \cdot 1 \cdot 300 \cdot \text{tg} 21)}{12.44}} \right]$$

$$\sigma_v = \mathbf{693.94 \text{ KN/m}^2}$$

La poussée horizontale est donnée par :

$$\sigma_h = 0.3\gamma (0.5\text{m} + H_p) \quad , \quad H_p = b / 2 \sin \varphi = 19.53\text{m}$$

$$\sigma_h = 0.3 \cdot 21 (0.5 \cdot 4 + 19.53)$$

$$\sigma_h = \mathbf{135.63 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_v < P < (P_c^{\text{max}} + P_b^{\text{max}}) \rightarrow 0.693 \text{ MPa} < (1.13 + 0.75) \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \mathbf{0.693 < 1.88 \text{ MPa Vérifié}}$$

ANNEXE C

Calcul numérique

- Insertion des données

Propriétés	Unités	Etude 1		
Rayon du tunnel R	m	3.50000	m résiduel	0
Hauteur surface H	m	300.00000	s résiduel	0
Propriétés élastiques du sol			Soutènement	
ρ	kg/m ³	2100.0000	Epaisseur	mm 250.0000
E	MPa	906.700	E	MPa 24900.000
ν		0.3000	ν	0.1800
Propriétés élastoplastiques du sol			Rc	MPa 20.000
Type de loi		Mohr-Coulomb	Pose du scutènement	
C	MPa	0.397	Méthode de calcul de Ud	Principe de similit
φ	deg	21.0000	Coefficient mD	0.7500
ψ	deg	18.0000	Coefficient α	0.2500
C résiduel	MPa	0	λp	0
Rci (Rupture)	MPa	0	Distance au front de taille	m 1.00000
m (Forme)		0		
s (Fracturation)		0		

Figure C.4 Tableau de données C-lambda pour la section 3

- Résultats numériques et graphiques

Propriétés	Unités	Etude 1	A la pose du soutènement	
Etat initial			Méthode de calcul	Principe de similituc
Contrainte initiale P0	MPa	6.180	Pression: Pp	MPa 0.644
Droite élastique			Déplacement: Ud	mm 180.4183
Déplacement Uélas	mm	30.1107	Déplacement relatif: Ud/R	mm/m 51.5481
Déplacement relatif Uélas/R	mm/m	8.6031	Rayon plastique relatif: Rpp/R	2.4795
Courbe de convergence			Rigidité Ks	MPa 1838.127
Pression limite: Pic	MPa	3.595	Coefficient de déconfinement λ	0.8957
Déplacement: Uic	mm	12.5964	A l'équilibre	
Déplacement relatif: Uic/R	mm/m	3.5990	Pression: Pe	MPa 0.640
Coef de déconfinement λc		0.4183	Déplacement: Ue	mm 181.6373
Tunnel non soutenu			Déplacement relatif: Ue/R	mm/m 51.8964
Déplacement: Uinf	mm	654.6165	Rayon plastique relatif: Rpe/R	2.4850
Déplacement relatif: Uinf/R	mm/m	187.0333	Effort normal soutènement: Ne	N 2.16e+006
Rayon plastique relatif: Rpinf/R		3.8254		

Figure C.5. Tableau de résultats C-lambda pour la section 3

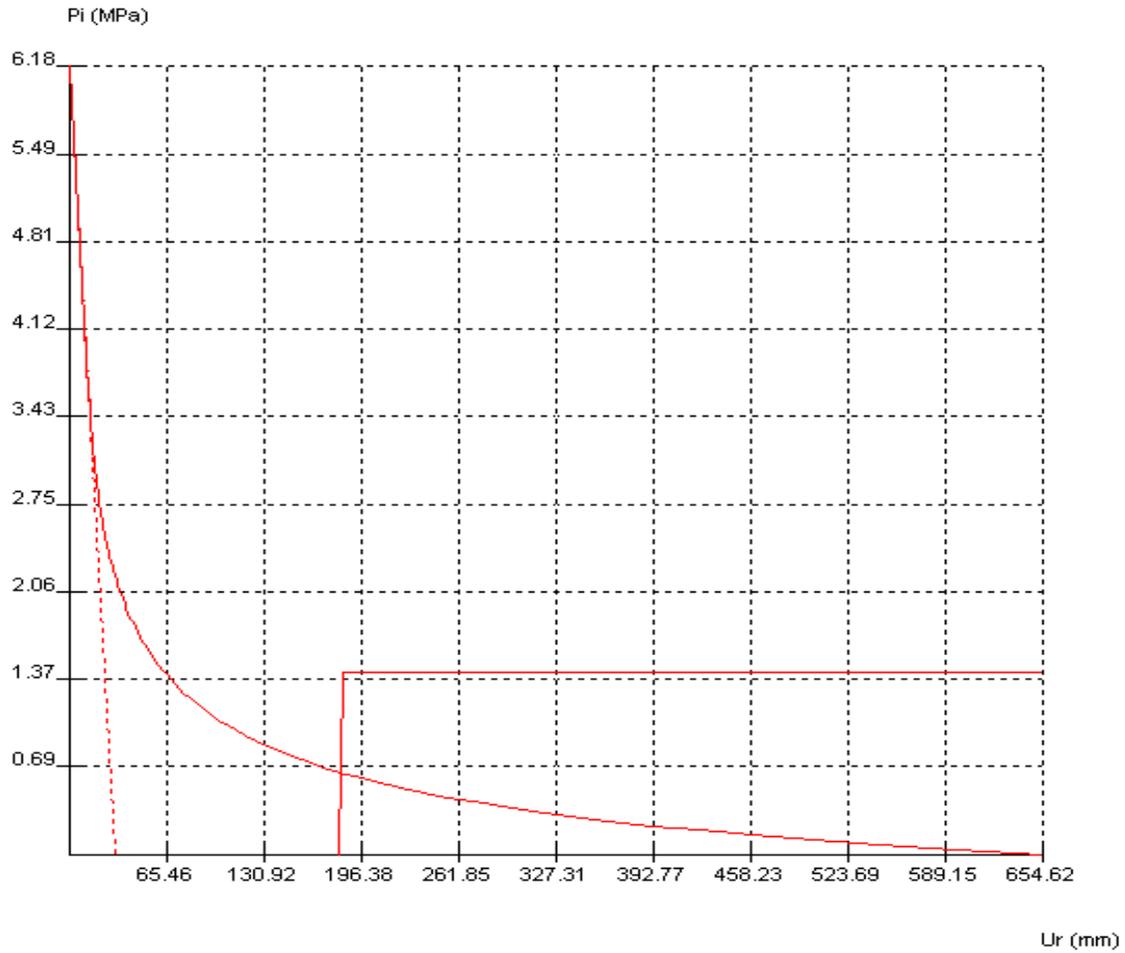


Figure C.6 : Courbe de convergence confinement pour la marne section 3

ANNEXE C

C.3.3. Calcul analytique et numérique pour la section 4 (Grés)

Tableau.C-11. Paramètres de la roche, le tunnel et le béton

Géométrie du tunnel et terrain		Valeur	Unité
h	Couverture	390.000	m
R	Rayon	3.50	m
Paramètre de la roche			
C	Cohésion	400.000	kN /m ²
φ	Angle de frottement	30.000	°
γ	Poids volumique	23.000	KN/m ³
v	Coefficient de poisson	0.25	
E	Module d'élasticité	1000 000.000	kN /m ²
R _c	Resistance à la compression	30000.000	kN /m ²
Paramètre du béton			
E	Module d'élasticité	24900.000	kN /m ²
R _c	Resistance à la compression	20 000.000	kN /m ²
v	Coefficient de poisson	0.200	
e	Epaisseur	0.30	m

Calcul de la contrainte initial au poids des terres

$$\sigma_0 = \gamma h \rightarrow \sigma_0 = 23 \times 390 \rightarrow \sigma_0 = 8,97 \text{ MPa}$$

Courbe caractéristique de la roche (convergence)

Si $\sigma_0 \leq R_c/2 \rightarrow$ comportement élastique, le creusement n'entraîne que des déformations élastiques.

$$8.97 \leq 30/2 \rightarrow 8.97 < 15 \text{ MPa}$$

ANNEXE C

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

$$u_{\text{élas}} = \frac{1+\nu}{E} R \sigma_0, \sigma_0 = 8.97 \text{ Mpa}$$
$$u_{\text{élas}} = \frac{1+0.25}{1000} 3.50 \cdot 8.97 = 0.0378 \text{ m}$$

$$\mathbf{u_{\text{élas}} = 37.89 \text{ mm}}$$

Calcul du taux de déconfinement par l'expression suivante :

$$\lambda_d = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left(\frac{m_0 R}{m_0 R + d} \right)^2 \right)$$

Avec α et m_0 sont deux constantes de la méthode convergence-confinement par M. PANET. On prendra respectivement 0.25 et 0.75 (voire chapitre 1) et R le rayon d'excavation. R = 3.50 m, d est le pas d'avancement d = 1 m.

$$\lambda_d = 1 \left(1 - \left(\frac{0.75 \cdot 3.50}{0.75 \cdot 3.50 + 1} \right)^2 \right)$$

$$\mathbf{\lambda_d = 0.49}$$

Calcul de la valeur de la pression fictive P_i :

$$P_i = (1 - \lambda_d) \sigma_0$$

$$P_i = (1 - 0.49) 8.97$$

$$\mathbf{P_i = 4.574 \text{ Kpa}}$$

Calcul du rayon plastique R_p

$$R_p = \left[\frac{4 \lambda_{ic}}{(1 - \lambda_d) (k_p - 1)} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}}$$

Avec :

$$\lambda_{ic} = \frac{1}{(k_p + 1)} \left(k_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0} \right), \text{ taux de déconfinement à la fin de la phase élastique.}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, k_p = \frac{1 + \sin 30}{1 - \sin 30} = 3$$

$$\lambda_{ic} = \frac{1}{(3 + 1)} \left(3 - 1 + \frac{30}{6.3} \right)$$

$$\lambda_{ic} = 0.51$$

$$\rightarrow R_p = 3.5 \left[\frac{4 \cdot 0.51}{(1 - 0.51) (3 - 1)} \right]^{\frac{1}{2.18 - 1}}$$

$$\mathbf{R_p = 6.37 \text{ m}}$$

ANNEXE C

Courbe caractéristique du soutènement (confinement)

Convergence du terrain à la paroi au moment de la mise en place du soutènement :

$$u_{s_0} > 0.265u_{élast}$$

$$u_{s_0} > 0.265 \times 37.89 \rightarrow u_{s_0} > 10.04mm$$

Les cintres :

Le choix de type de cintre destiné pour la section 4 (grés) est cintre léger (réticulé)

$$\text{Section du cintre : } A_s = 114.32 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{Résistance de l'acier : } \sigma_0 = 240000 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Module de young : } E = 2.1 \cdot 10^8 \text{ Mpa}$$

$$\text{Espacement des cintres : } a = 1\text{m}$$

Raideur du cintre :

$$K_c = \frac{E \cdot A_s}{a \cdot R} \rightarrow K_c = \frac{2.1 \cdot 10^8 \cdot 114.32 \cdot 10^{-4}}{1.35}$$

$$K_c = 6.85 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$$

Pression maximale du soutènement :

$$P_c^{\max} = \frac{A_s \cdot \sigma_0}{R \cdot a} \rightarrow P_c^{\max} = \frac{114.32 \cdot 10^{-4} \cdot 240}{3.5 \cdot 1}$$

$$P_c^{\max} = 0.78 \text{ Mpa}$$

Béton projeté :

Raideur du béton projeté :

$$k_b = \frac{E_b \times e}{(1 - \nu^2)R} = \frac{24900 \times 0.30}{(1 - 0.18^2) \times 3.50}$$

$$k_b = 2206.14 \text{ MPa}$$

Pression maximale du soutènement :

$$P_b^{\max} = \frac{\sigma_b \times e}{R} = \frac{20 \times 0.30}{3.50}$$

$$P_b = 0.76 \text{ MPa}$$

ANNEXE C

La théorie d'homogénéisation

$$\Delta E_{\text{hom}} = 2,1 \cdot 10^5 \times \frac{4,91 \times 10^{-4}}{1,5 \times 1,5} \times \frac{3,50}{6,37}$$

$$\Delta E_{\text{hom}} = 25,17 \text{ MPa}$$

$$\Delta C_{\text{hom}} = \frac{150 \times 10^{-3}}{2 \times 1,5 \times 1,5} \times \frac{3,50}{6,37}$$

$$\Delta C_{\text{hom}} = 0,0183 \text{ MPa}$$

- Le module d'élasticité de la roche

$$E_{\text{roche}} = E + \Delta E_{\text{hom}} \rightarrow E_{\text{roche}} = 1000 + 25,17$$

$$E_{\text{roche}} = 1025,17 \text{ MPa}$$

- La cohésion de la roche

$$C_{\text{roche}} = C + \Delta C_{\text{hom}} \rightarrow C_{\text{roche}} = 0,400 + 0,0183$$

$$C_{\text{roche}} = 0,4183 \text{ MPa}$$

D) Vérification du soutènement

Calcul de la pression vertical agissant sur le soutènement

Methode de Terzaghi

$$B = b + 2 m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow B = 7 + 2 \cdot 4 \operatorname{tg} (29) = 11,55 \text{ m}$$

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

$$C = 418 \text{ KN/m}^2, \varphi = 30^\circ, \gamma_h = 23 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_v = \frac{(11,55 \cdot 30 - 2 \cdot 418)}{2 \cdot 1 \operatorname{tg} 30} \left[1 - e^{-\frac{(2 \cdot 1 \cdot 390 \cdot \operatorname{tg} 30)}{1155}} \right]$$

$$\sigma_v = 423 \text{ KN/m}^2$$

La pression horizontale agissant sur le soutènement en demi-section supérieur donné par : $\sigma_h = 0,3\gamma (0,5m + H_p)$, $H_p = b / 2 \sin\varphi = 21,40\text{m}$

$$\sigma_h = 0,3 \cdot 30 (0,5 \cdot 4 + 21,40)$$

$$\sigma_h = 210,63 \text{ KN/m}^2$$

$$P < \sigma_v < (P_c^{\max} + P_b^{\max}) \rightarrow 0,423 \text{ MPa} < (0,78 + 0,76) \text{ MPa}$$

$$\rightarrow 0,423 < 1,54 \text{ MPa Vérifié}$$

ANNEXE C

Calcul numérique

- Insertion des données

Propriétés	Unités	Etude 1		
Rayon du tunnel R	m	3.50000	s (Fracturation)	0
Hauteur surface H	m	390.00000	m résiduel	0
Propriétés élastiques du sol			s résiduel	0
Soutènement				
ρ	kg/m ³	2300.0000	Epaisseur	mm 300.0000
E	MPa	1025.170	E	MPa 24900.000
ν		0.3000	ν	0.1800
Propriétés élastoplastiques du sol			Rc	MPa 20.000
Type de loi		Mohr-Coulomb	Pose du soutènement	
C	MPa	0.418	Méthode de calcul de Ud	Principe de similit
ϕ	deg	30.0000	Coefficient m0	0.7500
ψ	deg	27.0000	Coefficient α	0.2500
C résiduel	MPa	0	λ_p	0
Rci (Rupture)	MPa	0	Distance au front de taille	m 1.00000
m (Forme)		0		

Figure C.7 : Tableau de données C-lambda pour la section 4

- Résultats numériques et graphiques

Propriétés	Unités	Etude 1	A la pose du soutènement	
Etat initial			Méthode de calcul	Principe de
Contrainte initiale P0	MPa	8.800	Pression:Pp	MPa 0.695
Droite élastique			Déplacement:Ud	mm 175.7612
Déplacement Uélas	mm	38.6602	Déplacement relatif:Ud/R	mm/m 50.2175
Déplacement relatif Uélas/R	mm/m	11.0458	Rayon plastique relatif:Rpp/R	1.8244
Courbe de convergence			Rigidité Ks	MPa 2205.752
Pression limite:Pic	MPa	4.031	Coefficient de déconfinement λ	0.9210
Déplacement:Uic	mm	20.9509	A l'équilibre	
Déplacement relatif:Uic/R	mm/m	5.9860	Pression:Pe	MPa 0.690
Coef de déconfinement λ_c		0.5419	Déplacement:Ue	mm 176.8569
Tunnel non soutenu			Déplacement relatif:Ue/R	mm/m 50.5306
Déplacement:Uinf	mm	617.7412	Rayon plastique relatif:Rpe/R	1.8273
Déplacement relatif:Uinf/R	mm/m	176.4975	Effort normal soutènement:Ne	N 2.31e+006
Rayon plastique relatif: Rpinf/R		2.5422		

Figure C.8. Tableau de résultats C-lambda pour la section 4

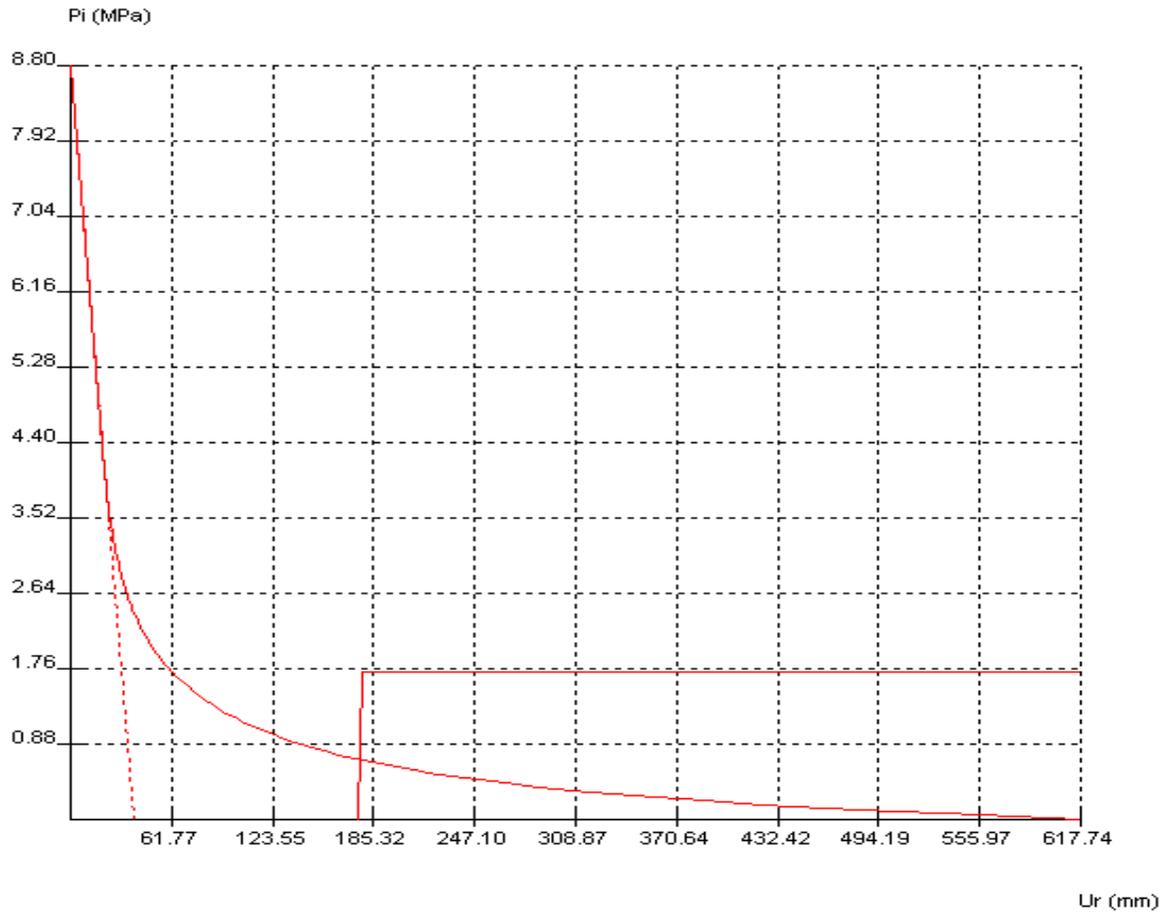


Figure C.9 : Courbe de convergence confinement pour la marne section 4

ANNEXE C

C.3.4. Calcul analytique et numérique pour la section 5 (Grés altéré)

Tableau.C-12. Paramètres de la roche, le tunnel et le béton

Géométrie du tunnel et terrain		Valeur	Unité
h	Couverture	200.000	m
R	Rayon	3.50	m
Paramètre de la roche			
C	Cohésion	200.000	kN /m ²
φ	Angle de frottement	21.000	°
γ	Poids volumique	21.000	KN/m ³
v	Coefficient de poisson	0.30	
E	Module d'élasticité	400 000.000	kN /m ²
R _c	Resistance à la compression	18500.000	kN /m ²
Paramètre du béton			
E	Module d'élasticité	24900.000	kN /m ²
R _c	Resistance à la compression	20 000.000	kN /m ²
v	Coefficient de poisson	0.200	
e	Epaisseur	0.20	m

Calcul de la contrainte initial au poids des terres

$$\sigma_0 = \gamma h \rightarrow \sigma_0 = 22 \times 200 \rightarrow \sigma_0 = 4,40 \text{ MPa}$$

Courbe caractéristique de la roche (convergence)

Le tunnel traverse la section 5 (Grés altéré)

Si $\sigma_0 \leq R_c/2 \rightarrow$ comportement élastique, le creusement n'entraîne que des déformations élastiques.

$$4.4 \leq 18.5/2 \rightarrow 4.4 < 9.25 \text{ MPa}$$

ANNEXE C

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

$$u_{\text{élas}} = \frac{1+\nu}{E} R \sigma_0, \sigma_0 = 4.4 \text{ Mpa}$$
$$u_{\text{élas}} = \frac{1+0.25}{400} 3.50 \cdot 4.4 = 0.0441 \text{ m}$$

$$\mathbf{u_{\text{élas}} = 44.18 \text{ mm}}$$

Calcule du taux de déconfinement par l'expression suivante :

$$\lambda_d = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left(\frac{m_0 R}{m_0 R + d} \right)^2 \right)$$

Avec α et m_0 sont deux constantes de la méthode convergence-confinement par M. PANET. On prendra respectivement 0.25 et 0.75 (voire chapitre 1) et R le rayon d'excavation. $R = 3.50 \text{ m}$, (d) c'est le pas d'avancement $d = 1 \text{ m}$.

$$\lambda_d = 1 \left(1 - \left(\frac{0.75 \cdot 3.50}{0.75 \cdot 3.50 + 1} \right)^2 \right)$$

$$\mathbf{\lambda_d = 0.49}$$

Calcul de la valeur de la pression fictive P_i :

$$P_i = (1 - \lambda_d) \sigma_0$$

$$P_i = (1 - 0.49) 4.4$$

$$\mathbf{P_i = 2.24 \text{ MPa}}$$

Calcule du rayon plastique R_p

$$R_p = \left[\frac{4 \lambda_{ic}}{(1 - \lambda_d) (k_p - 1)} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}}$$

Avec :

$$\lambda_{ic} = \frac{1}{(k_p + 1)} \left(k_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0} \right), \text{ taux de déconfinement à la fin de la phase élastique.}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, k_p = \frac{1 + \sin 28}{1 - \sin 28} = 1.88$$

$$\lambda_{ic} = \frac{1}{(1.88 + 1)} \left(1.88 - 1 + \frac{18.25}{6.3} \right)$$

$$\lambda_{ic} = 0.52$$

$$\rightarrow R_p = 3.5 \left[\frac{4 \cdot 0.52}{(1 - 0.52) (1.88 - 1)} \right]^{\frac{1}{1.88 - 1}}$$

$$\mathbf{R_p = 6.05 \text{ m}}$$

ANNEXE C

Courbe caractéristique du soutènement (confinement)

Convergence du terrain à la paroi au moment de la mise en place du soutènement :

$$u_{S_0} > 0.265u_{élast}$$

$$u_{S_0} > 0.265 \times 44.18 \rightarrow u_{S_0} > 11.70mm$$

Les cintres :

Le choix de type du cintre destiné pour la section 5 (grés altéré) est cintre lourd HEB180

$$\text{Section du cintre : } A_s = 165.3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{Résistance de l'acier : } \sigma_0 = 240000 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Module de young : } E = 2.1 \cdot 10^8 \text{ Mpa}$$

$$\text{Espacement des cintres : } a = 1\text{m}$$

Raideur du cintre :

$$K_c = \frac{E \cdot A_s}{a \cdot R} \rightarrow K_c = \frac{2.1 \cdot 10^8 \cdot 165.3 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 3.5}$$

$$K_c = 9.91 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$$

Pression maximale du soutènement :

$$P_c^{\max} = \frac{A_s \cdot \sigma_0}{R \cdot a} \rightarrow P_c^{\max} = \frac{165.3 \cdot 10^{-4} \cdot 240}{3.5 \cdot 1}$$

$$P_c^{\max} = 1.13 \text{ Mpa}$$

Béton projeté :

Raideur du béton projeté :

$$k_b = \frac{E_b \times e}{(1 - \nu^2)R} = \frac{24900 \times 0.20}{(1 - 0.18^2) \times 3.50}$$

$$k_b = 1470.76 \text{ MPa}$$

Pression maximale du soutènement :

$$P_b^{\max} = \frac{\sigma_b \times e}{R} = \frac{20 \times 0.20}{3.50}$$

$$P_b = 0.64 \text{ MPa}$$

ANNEXE C

La théorie d'homogénéisation

$$\Delta E_{\text{hom}} = 2,1 \cdot 10^5 \times \frac{4,91 \times 10^{-4}}{0,70 \times 0,70} \times \frac{3,50}{6,05}$$

$$\Delta E_{\text{hom}} = \mathbf{121.73 \text{ MPa}}$$

$$\Delta C_{\text{hom}} = \frac{150 \times 10^{-3}}{2 \times 0,7 \times 0,7} \times \frac{3,50}{6,05}$$

$$\Delta C_{\text{hom}} = \mathbf{0.0885 \text{ MPa}}$$

- Le module d'élasticité de la roche

$$E_{\text{roche}} = E + \Delta E_{\text{hom}} \rightarrow E_{\text{roche}} = 400 + 121.73$$

$$E_{\text{roche}} = \mathbf{521.73 \text{ MPa}}$$

- La cohésion de la roche

$$C_{\text{roche}} = C + \Delta C_{\text{hom}} \rightarrow C_{\text{roche}} = 0.200 + 0.0885$$

$$C_{\text{roche}} = \mathbf{0,2885 \text{ MPa}}$$

D) Vérification du soutènement

Calcul de la pression vertical agissant sur le soutènement

Methode de Terzaghi

$$B = b + 2 m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow B = 7 + 2 \cdot 4 \operatorname{tg} (30) = 11.61 \text{ m}$$

La couverture $H = 200 \text{ m}$

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

$$C = 288 \text{ KN/m}^2, \varphi = 28^\circ, \gamma_h = 22 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_v = \frac{(11.61 \cdot 30 - 2 \cdot 288)}{2 \cdot 1 \operatorname{tg} 30} \left[1 - e^{\frac{-(2 \cdot 1 \cdot 200 \cdot \operatorname{tg} 30)}{11.61}} \right]$$

$$\sigma_v = \mathbf{212.78 \text{ KN/m}^2}$$

La poussée horizontale est donnée par :

$$\sigma_h = 0.3\gamma (0.5m + H_p) \quad , \quad H_p = b / 2 \sin \varphi = 18.75m$$

$$\sigma_h = 0.3 \cdot 28 (0.5 \cdot 4 + 18.75)$$

$$\sigma_h = \mathbf{174.30 \text{ KN/m}^2}$$

$$P < \sigma_v < (P_c^{\max} + P_b^{\max}) \rightarrow 0.212 \text{ MPa} < (1.13 + 0.64) \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow \mathbf{0.212 < 1.77 \text{ Vérifié}}$$

ANNEXE C

Calcul numérique

- Insertion des données

Propriétés	Unités	Etude 1	s (Fracturation)	0
Rayon du tunnel R	m	3.50000	m résiduel	0
Hauteur surface H	m	200.00000	s résiduel	0
Propriétés élastiques du sol			Soutènement	
ρ	kg/m ³	2200.0000	Epaisseur	mm 200.0000
E	MPa	521.730	E	MPa 24900.000
ν		0.2500	ν	0.1800
Propriétés élastoplastiques du sol			Rc	MPa 20.000
Type de loi		Mohr-Coulomb	Pose du soutènement	
C	MPa	0.288	Méthode de calcul de Ud	Principe de similit
ϕ	deg	28.0000	Coefficient m0	0.8400
ψ	deg	25.0000	Coefficient α	0.2700
C résiduel	MPa	0	λp	0
Rci (Rupture)	MPa	0	Distance au front de taille	m 1.00000
m (Forme)		0		

Figure C.10 : Tableau de données C-lambda pour la section 5

- Résultats numériques et graphiques

Propriétés	Unités	Etude 1	A la pose du soutènement	
Etat initial			Méthode de calcul	Principe de d
Contrainte initiale P0	MPa	4.316	Pression:Pp	MPa 0.422
Droite élastique			Déplacement:Ud	mm 149.9025
Déplacement Uélas	mm	43.3483	Déplacement relatif:Ud/R	mm/m 42.8293
Déplacement relatif Uélas/R	mm/m	12.3852	Rayon plastique relatif:Rpp/R	1.7300
Courbe de convergence			Rigidité Ks	MPa 1470.501
Pression limite:Pic	MPa	2.028	Coefficient de déconfinement λ	0.9023
Déplacement:Uic	mm	22.9843	A l'équilibre	
Déplacement relatif:Uic/R	mm/m	6.5670	Pression:Pe	MPa 0.419
Coef de déconfinement λc		0.5302	Déplacement:Ue	mm 150.8991
Tunnel non soutenu			Déplacement relatif:Ue/R	mm/m 43.1140
Déplacement:Uinf	mm	479.0018	Rayon plastique relatif:Rpe/R	1.7331
Déplacement relatif:Uinf/R	mm/m	136.8577	Effort normal soutènement:Ne	N 1.42e+006
Rayon plastique relatif: Rpinf/R		2.3773		

Figure C.11 Tableau de résultats C-lambda pour la section 5

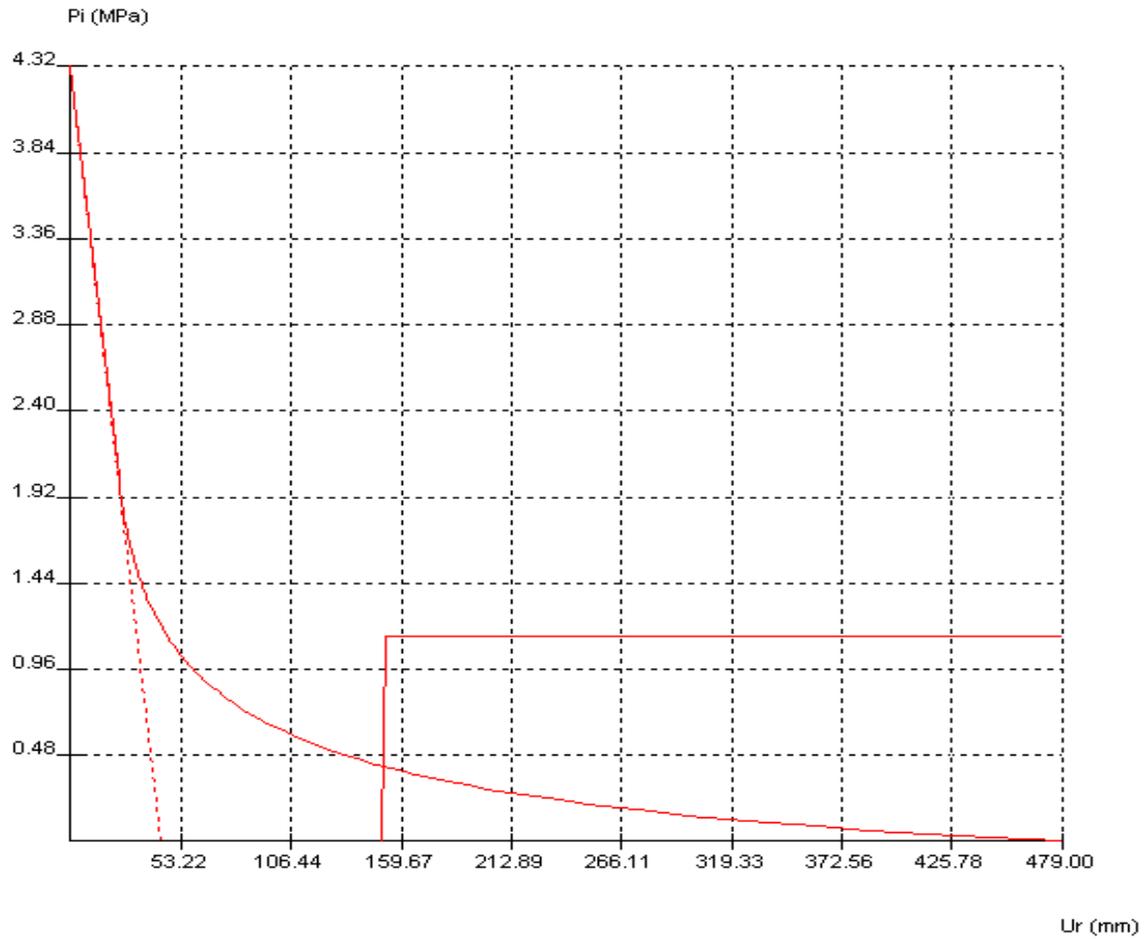


Figure C.12 : Courbe de convergence confinement pour la marne section 5

ANNEXE C

C.3.5. Calcule analytique et numérique pour la section 6 (Marne altérée)

Tableau.C-13. Paramètres de la roche, le tunnel et le béton

Géométrie du tunnel et terrain		Valeur	Unité
h	Couverture	100.000	m
R	Rayon	3.50	m
Paramètre de la roche			
C	Cohésion	200.000	kN /m ²
φ	Angle de frottement	21.000	°
γ	Poids volumique	21.000	KN/m ³
ν	Coefficient de poisson	0.30	
E	Module d'élasticité	300 000.000	kN /m ²
R _c	Resistance à la compression	3260.000	kN /m ²
Paramètre du béton			
E	Module d'élasticité	24900.000	kN /m ²
R _c	Resistance à la compression	20 000.000	kN /m ²
ν	Coefficient de poisson	0.200	
e	Epaisseur	0.20	m

Calcul de la contrainte initial au poids des terres

$$\sigma_0 = \gamma h \rightarrow \sigma_0 = 21 \times 100 \rightarrow \sigma_0 = 2,10 \text{ MPa}$$

Courbe caractéristique de la roche (convergence)

Si $\sigma_0 \leq R_c/2 \rightarrow$ comportement élastique, le creusement n'entraîne que des déformations élastiques.

$$\sigma_0 \leq R_c/2 \rightarrow 2.10 < 3.26/2 \rightarrow 2.10 < 1.63$$

ANNEXE C

Donc le massif ne reste pas dans le domaine élastique jusqu'à la convergence totale du terrain.

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

$$u_{\text{élas}} = \frac{1+\nu}{E} R \sigma_0, \sigma_0 = 2.1 \text{ Mpa}$$
$$u_{\text{élas}} = \frac{1 + 0.30}{300} 3.50 \cdot 2.1 = 0.0284 \text{ m}$$

$$\mathbf{u_{\text{élas}} = 28.46 \text{ mm}}$$

Calcul du taux de déconfinement par l'expression suivante :

$$\lambda_d = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left(\frac{m_0 R}{m_0 R + d} \right)^2 \right)$$

Avec α et m_0 sont deux constantes de la méthode convergence-confinement par M. PANET. On prendra respectivement 0.25 et 0.75 (voire chapitre 1) et R le rayon d'excavation. $R = 3.50 \text{ m}$, d est le pas d'avancement $d = 1 \text{ m}$.

$$\lambda_d = 1 \left(1 - \left(\frac{0.75 \cdot 3.50}{0.75 \cdot 3.50 + 1} \right)^2 \right)$$

$$\mathbf{\lambda_d = 0.49}$$

Calcul de la valeur de la pression fictive P_i :

$$P_i = (1 - \lambda_d) \sigma_0$$

$$P_i = (1 - 0.49) 2.1$$

$$\mathbf{P_i = 1.07 \text{ MPa}}$$

Calcul du rayon plastique R_p

$$R_p = \left[\frac{4 \lambda_{ic}}{(1 - \lambda_d) (k_p - 1)} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}}$$

Avec :

$$\lambda_{ic} = \frac{1}{(k_p + 1)} \left(k_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0} \right), \text{ taux de déconfinement à la fin de la phase élastique.}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, k_p = \frac{1 + \sin 21}{1 - \sin 21} = 2.18$$

$$\lambda_{ic} = \frac{1}{(2.18 + 1)} \left(2.18 - 1 + \frac{3.26}{2.1} \right)$$

$$\lambda_{ic} = 0.52$$

$$\rightarrow R_p = 3.50 \left[\frac{4 \cdot 0.52}{(1 - 0.52) (2.18 - 1)} \right]^{\frac{1}{1.88 - 1}}$$

$$\mathbf{R_p = 3,80 \text{ m}}$$

ANNEXE C

Courbe caractéristique du soutènement (confinement)

Convergence du terrain à la paroi au moment de la mise en place du soutènement :

$$u_{s_0} > 0.265u_{élast}$$

$$u_{s_0} > 0.265 \times 28.46 \rightarrow u_{s_0} > 7.54 \text{ mm}$$

Les cintres :

Le choix de type de cintre destiné pour la section 6 (marne altérée) est cintre lourd HEB180

$$\text{Section du cintre : } A_s = 165,3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{Résistance de l'acier : } R_a = 240000 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Module de Young : } E = 2,1 \cdot 10^8 \text{ Mpa}$$

$$\text{Espacement des cintres : } a = 1 \text{ m}$$

Raideur du cintre :

$$K_c = \frac{E \cdot A_s}{a \cdot R} \rightarrow K_c = \frac{2,1 \cdot 10^8 \cdot 165,3 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 3,5}$$

$$\mathbf{K_c = 9,91 \cdot 10^5 \text{ Mpa}}$$

Pression maximale du soutènement :

$$P_c^{\max} = \frac{A_s \cdot R_a}{R \cdot a} \rightarrow P_c^{\max} = \frac{165,3 \cdot 10^{-4} \cdot 240}{3,5 \cdot 1}$$

$$\mathbf{P_c^{\max} = 1.19 \text{ Mpa}}$$

Béton projeté :

Raideur du béton projeté :

$$k_b = \frac{E_b \times e}{(1 - \nu^2)R} = \frac{24900 \times 0.20}{(1 - 0.18^2) \times 3.50}$$

$$\mathbf{k_b = 1473.37 \text{ MPa}}$$

Pression maximale du soutènement :

$$P_b^{\max} = \frac{\sigma_b \times e}{R} = \frac{20 \times 0.20}{3.50} \rightarrow \mathbf{P_b = 0.91 \text{ MPa}}$$

ANNEXE C

La théorie d'homogénéisation

$$\Delta E_{\text{hom}} = 2,1 \cdot 10^5 \times \frac{4,91 \times 10^{-4}}{0,70 \times 0,70} \times \frac{3,50}{3,80}$$

$$\Delta E_{\text{hom}} = \mathbf{193,81 \text{ MPa}}$$

$$\Delta C_{\text{hom}} = \frac{150 \times 10^{-3}}{2 \times 0,7 \times 0,7} \times \frac{3,50}{3,80}$$

$$\Delta C_{\text{hom}} = \mathbf{0,140 \text{ MPa}}$$

- Le module d'élasticité de la roche

$$E_{\text{roche}} = E + \Delta E_{\text{hom}} \rightarrow E_{\text{roche}} = 300 + 193,81$$

$$E_{\text{roche}} = \mathbf{493,81 \text{ MPa}}$$

- La cohésion de la roche

$$C_{\text{roche}} = C + \Delta C_{\text{hom}} \rightarrow C_{\text{roche}} = 0,200 + 0,140$$

$$C_{\text{roche}} = \mathbf{0,214 \text{ MPa}}$$

Vérification du soutènement

Calcul de la pression vertical agissant sur le soutènement

Methode de Terzaghi

$$B = b + 2 m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow B = 7 + 2 \cdot 4 \operatorname{tg} (34,5) = 12,49 \text{ m}$$

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

$$C = 214 \text{ KN/m}^2, \varphi = 21^\circ, \gamma_h = 21 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_v = \frac{(12,49 \cdot 21 - 2 \cdot 214)}{2 \cdot 1 \operatorname{tg} 21} \left[1 - e^{-\frac{(2 \cdot 1 \cdot 100 \cdot \operatorname{tg} 21)}{12,49}} \right]$$

$$\sigma_v = \mathbf{215,84 \text{ KN/m}^2}$$

La poussée horizontale est donnée par :

$$\sigma_h = 0,3\gamma (0,5\text{m} + H_p) \quad , \quad H_p = b / 2 \sin \varphi = 19,53\text{m}$$

$$\sigma_h = 0,3 \cdot 21 (0,5 \cdot 4 + 19,53)$$

$$\sigma_h = \mathbf{135,63 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_v < P < (P_c^{\max} + P_b^{\max}) \rightarrow 0,215 \text{ MPa} < (1,19 + 0,91) \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow \mathbf{0,215 < 2,10 \text{ Vérifié}}$$

ANNEXE C

Calcul numérique

- Insertion des données

Propriétés	Unités	Etude 1	s (Fracturation)		0
Rayon du tunnel R	m	3.50000		m résiduel	0
Hauteur surface H	m	100.00000		s résiduel	0
Propriétés élastiques du sol			Soutènement		
ρ	kg/m ³	2100.0000	Epaisseur	mm	200.0000
E	MPa	493.810	E	MPa	24900.000
ν		0.3000	ν		0.1800
Propriétés élastoplastiques du sol			Rc	MPa	20.000
Type de loi		Mohr-Coulomb	Pose du soutènement		
C	MPa	0.214	Méthode de calcul de Ud		Méthode élas
ϕ	deg	21.0000	Coefficient m0		0.7500
ψ	deg	18.0000	Coefficient α		0.2500
C résiduel	MPa	0	λp		0
Rci (Rupture)	MPa	0	Distance au front de taille	m	1.00000
m (Forme)		0			

Figure C.13 : Tableau de données C-lambda pour la section 6

- Résultats numériques et graphiques

Propriétés	Unités	Etude 1	A la pose du soutènement	
Etat initial			Méthode de calcul	Méthode élasti
Contrainte initiale P0	MPa	2.060	Pression: Pp	MPa 0.867
Droite élastique			Déplacement: Ud	mm 16.9439
Déplacement Uélas	mm	27.9271	Déplacement relatif: Ud/R	mm/m 4.8411
Déplacement relatif Uélas/R	mm/m	7.9792	Rayon plastique relatif: Rpp/R	1.0961
Courbe de convergence			Rigidité Ks	MPa 1470.501
Pression limite: Pic	MPa	1.045	Coefficient de déconfinement λ	0.5789
Déplacement: Uic	mm	13.7670	A l'équilibre	
Déplacement relatif: Uic/R	mm/m	3.9334	Pression: Pe	MPa 0.794
Coef de déconfinement λc		0.4930	Déplacement: Ue	mm 18.8336
Tunnel non soutenu			Déplacement relatif: Ue/R	mm/m 5.3810
Déplacement: Uinf	mm	127.7199	Rayon plastique relatif: Rpe/R	1.1420
Déplacement relatif: Uinf/R	mm/m	36.4914	Effort normal soutènement: Ne	N 2.70e+006
Rayon plastique relatif: Rpinf/R		2.1488		

Figure C.14. Tableau de résultats C-lambda pour la section 6

ANNEXE C

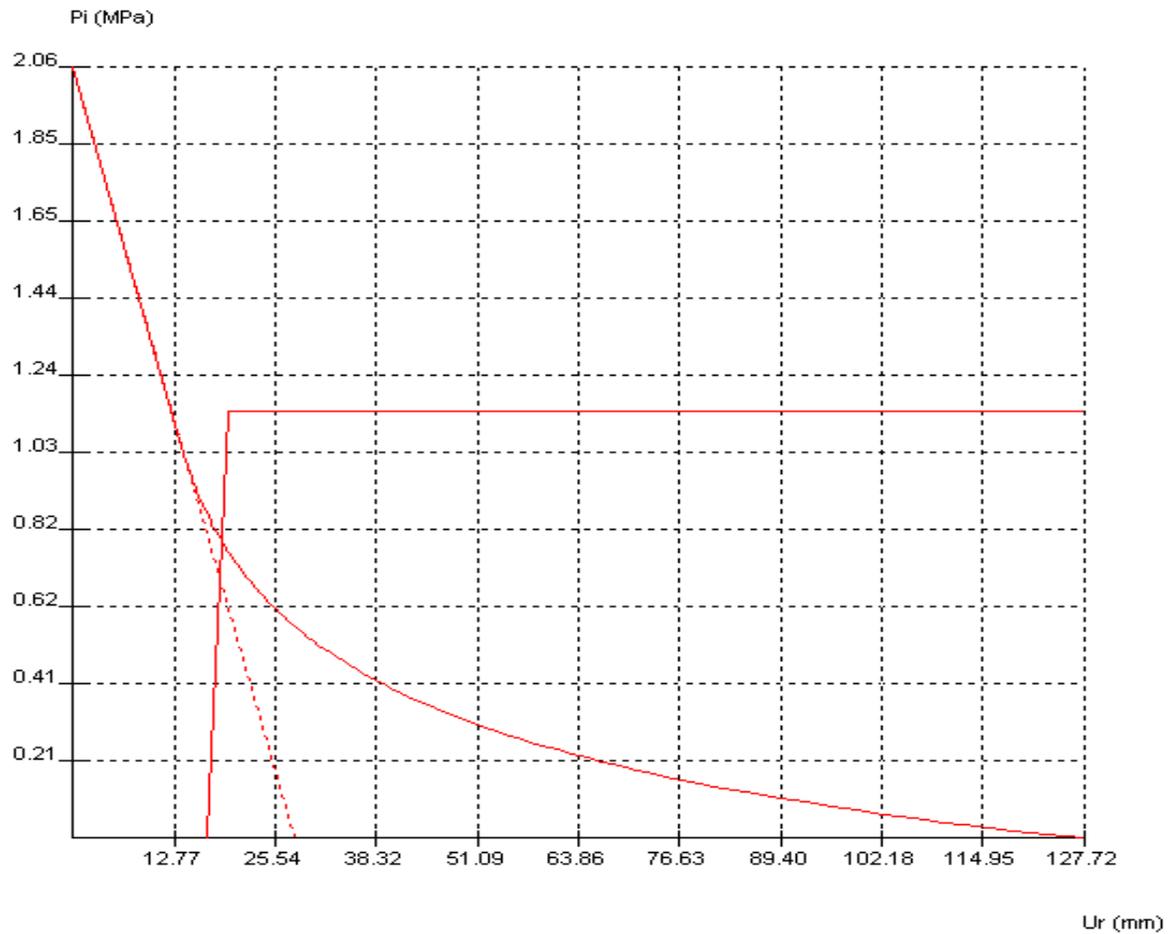


Figure C.15 : courbe de convergence confinement pour la marne altérée section 6.

ANNEXE C

C.3.6. Calcule analytique et numérique pour la section 7 (Argile altérée)

Tableau.C-14. Paramètres de la roche, le tunnel et le béton

Géométrie du tunnel et terrain		Valeur	Unité
h	Couverture	50.000	m
R	Rayon	3.50	m
Paramètre de la roche			
C	Cohésion	200.000	kN /m ²
φ	Angle de frottement	17.000	°
γ	Poids volumique	20.000	KN/m ³
v	Coefficient de poisson	0.30	
E	Module d'élasticité	100 000.000	kN /m ²
R _c	Resistance à la compression	3260.000	kN /m ²
Paramètre du béton			
E	Module d'élasticité	24900.000	kN /m ²
R _c	Resistance à la compression	20 000.000	kN /m ²
v	Coefficient de poisson	0.200	
e	Epaisseur	0.150	m

Calcul de la contrainte initial au poids des terres

$$\sigma_0 = \gamma h \rightarrow \sigma_0 = 20 \times 50 \rightarrow \sigma_0 = 1 \text{ MPa}$$

Courbe caractéristique de la roche (convergence)

Si $\sigma_0 \leq R_c/2 \rightarrow$ comportement élastique, le creusement n'entraîne que des déformations élastiques.

$$1 \leq \frac{3}{2} \rightarrow 1 < 1.5$$

ANNEXE C

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

$$u_{\text{élas}} = \frac{1+\nu}{E} R \sigma_0, \sigma_0 = 1 \text{ Mpa}$$
$$u_{\text{élas}} = \frac{1+0.30}{100} 3.50 \cdot 1 = 0.0335 \text{ m}$$

$$\mathbf{u_{\text{élas}} = 33.54 \text{ mm}}$$

Calcule du taux de déconfinement par l'expression suivante :

$$\lambda_d = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left(\frac{m_0 R}{m_0 R + d} \right)^2 \right)$$

Avec α et m_0 sont deux constantes de la méthode convergence-confinement par M. PANET. On prendra respectivement 0.25 et 0.75 (voire chapitre 1) et R le rayon d'excavation. R = 3.50 m, d est le pas d'avancement d = 1 m.

$$\lambda_d = 1 \left(1 - \left(\frac{0.75 \cdot 3.50}{0.75 \cdot 3.50 + 1} \right)^2 \right)$$

$$\mathbf{\lambda_d = 0.49}$$

Calcul de la valeur de la pression fictive P_i :

$$P_i = (1 - \lambda_d) \sigma_0$$

$$P_i = (1 - 0.49) 1$$

$$\mathbf{P_i = 0.51 \text{ MPa}}$$

Calcule du rayon plastique R_p

$$R_p = \left[\frac{4 \lambda_{ic}}{(1 - \lambda_d) (k_p - 1)} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}}$$

Avec :

$$\lambda_{ic} = \frac{1}{(k_p + 1)} \left(k_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0} \right), \text{ taux de déconfinement à la fin de la phase élastique.}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, k_p = \frac{1 + \sin 21}{1 - \sin 21} = 2,18$$

$$\lambda_{ic} = \frac{1}{(2.18 + 1)} \left(2.18 - 1 + \frac{3}{1} \right)$$

$$\lambda_{ic} = 0,65$$

$$\rightarrow R_p = 3,50 \left[\frac{4 \cdot 0,65}{(1 - 0,65) (2.18 - 1)} \right]^{\frac{1}{2.18 - 1}}$$

$$\mathbf{R_p = 4.09 \text{ m}}$$

ANNEXE C

Courbe caractéristique du soutènement (confinement)

Convergence du terrain à la paroi au moment de la mise en place du soutènement :

$$u_{S_0} > 0.265u_{élast}$$

$$u_{S_0} > 0.265 \times 33.54 \rightarrow u_{S_0} > 8.88mm$$

Les cintres :

Le choix de type du cintre destiné pour la section 7 (argile altérée) est cintre réticulé

$$\text{Section du cintre : } A_s = 14.32 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{Résistance de l'acier : } \sigma_0 = 240000 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Module de young : } E = 2.1 \cdot 10^8 \text{ Mpa}$$

$$\text{Espacement des cintres : } a = 1 \text{ m}$$

Raideur du cintre :

$$K_c = \frac{E \cdot A_s}{a \cdot R} \rightarrow K_c = \frac{2.1 \cdot 10^8 \cdot 114.32 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 3.5}$$

$$K_c = 6.85 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$$

Pression maximale du soutènement :

$$P_c^{\max} = \frac{A_s \cdot \sigma_0}{R \cdot a} \rightarrow P_c^{\max} = \frac{114.32 \cdot 10^{-4} \cdot 240}{3.5 \cdot 1}$$

$$P_c^{\max} = 0.78 \text{ Mpa}$$

Béton projeté :

Raideur du béton projeté :

$$k_b = \frac{E_b \times e}{(1 - \nu^2)R} = \frac{24900 \times 0.15}{(1 - 0.18^2) \times 3.50}$$

$$k_b = 1105.02 \text{ MPa}$$

Pression maximale du soutènement :

$$P_b^{\max} = \frac{\sigma_b \times e}{R} = \frac{15 \times 0.15}{3.50}$$

$$P_b = 0.48 \text{ MPa}$$

ANNEXE C

La théorie d'homogénéisation

$$\Delta E_{\text{hom}} = 2,1 \cdot 10^5 \times \frac{4,91 \times 10^{-4}}{1,5 \times 1,5} \times \frac{3,50}{4,09}$$

$$\Delta E_{\text{hom}} = \mathbf{39.21 \text{ MPa}}$$

$$\Delta C_{\text{hom}} = \frac{150 \times 10^{-3}}{2 \times 1,5 \times 1,5} \times \frac{3,50}{4,09}$$

$$\Delta C_{\text{hom}} = \mathbf{0.0285 \text{ MPa}}$$

- Le module d'élasticité de la roche

$$E_{\text{roche}} = E + \Delta E_{\text{hom}} \rightarrow E_{\text{roche}} = 100 + 39.21$$

$$E_{\text{roche}} = \mathbf{139.21 \text{ MPa}}$$

- La cohésion de la roche

$$C_{\text{roche}} = C + \Delta C_{\text{hom}} \rightarrow C_{\text{roche}} = 0.05 + 0.0285$$

$$C_{\text{roche}} = \mathbf{0,0528 \text{ MPa}}$$

D) Vérification du soutènement

Calcul de la pression vertical agissant sur le soutènement

Methode de Terzaghi

$$B = b + 2 m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow B = 7 + 2 \cdot 4 \operatorname{tg} (35) = 12.60 \text{ m}$$

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

$$C = 52.8 \text{ KN/m}^2, \varphi = 20^\circ, \gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_v = \frac{(12.60 \cdot 20 - 52.8)}{2 \cdot 1 \operatorname{tg} 20} \left[1 - e^{\frac{-(2 \cdot 1 \cdot 50 \cdot \operatorname{tg} 20)}{12.60}} \right]$$

$$\sigma_v = \mathbf{273.64 \text{ KN/m}^2}$$

La poussée horizontale est donnée par :

$$\sigma_h = 0.3\gamma (0.5\text{m} + H_p) \quad , \quad H_p = b / 2 \sin \varphi = 19.53\text{m}$$

$$\sigma_h = 0.3 \cdot 20 (0.5 \cdot 4 + 19.53)$$

$$\sigma_h = \mathbf{135.63 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_v < P < (P_c^{\max} + P_b^{\max}) \rightarrow 0.273 \text{ MPa} < (0.78 + 0.48) \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow \mathbf{0.273 < 1.26 \text{ Vérifié}}$$

ANNEXE C

Calcul numérique

- Insertion des données

Propriétés	Unités	Etude 1		
Rayon du tunnel R	m	3.50000	s (Fracturation)	0
Hauteur surface H	m	50.00000	m résiduel	0
Propriétés élastiques du sol			s résiduel	0
ρ	kg/m ³	2000.0000	Soutènement	
E	MPa	139.210	Epaisseur	mm 150.0000
ν		0.3000	E	MPa 24900.000
Propriétés élastoplastiques du sol			ν	0.1800
Type de loi		Mohr-Coulomb	Rc	MPa 20.000
C	MPa	0.053	Pose du soutènement	
φ	deg	20.0000	Méthode de calcul de Ud	Méthode élastiqu
ψ	deg	17.0000	Coefficient m0	0.7500
C résiduel	MPa	0	Coefficient α	0.2500
Rci (Rupture)	MPa	0	λp	0
m (Forme)		0	Distance au front de taille	m 1.00000

Figure C.16 : Tableau de données C-lambda pour la section 7

- Résultats numériques et graphiques

Propriétés	Unités	Etude 1	A la pose du soutènement	
Etat initial			Méthode de calcul	Méthode élas
Contrainte initiale P0	MPa	0.981	Pression:Pp	MPa 0.455
Droite élastique			Déplacement:Ud	mm 19.9655
Déplacement Uélas	mm	32.9073	Déplacement relatif:Ud/R	mm/m 5.7044
Déplacement relatif Uélas/R	mm/m	9.4021	Rayon plastique relatif:Rpp/R	1.1726
Courbe de convergence			Rigidité Ks	MPa 1102.876
Pression limite:Pic	MPa	0.574	Coefficient de déconfinement λ	0.5366
Déplacement:Uic	mm	13.6506	A l'équilibre	
Déplacement relatif:Uic/R	mm/m	3.9002	Pression:Pe	MPa 0.438
Coef de déconfinement λc		0.4148	Déplacement:Ue	mm 21.3555
Tunnel non soutenu			Déplacement relatif:Ue/R	mm/m 6.1016
Déplacement:Uinf	mm	533.9325	Rayon plastique relatif:Rpe/R	1.2019
Déplacement relatif:Uinf/R	mm/m	152.5521	Effort normal soutènement:Ne	N 1.50e+006
Rayon plastique relatif: Rpinf/R		3.5651		

Figure C.17. Tableau de résultats C-lambda pour la section 7

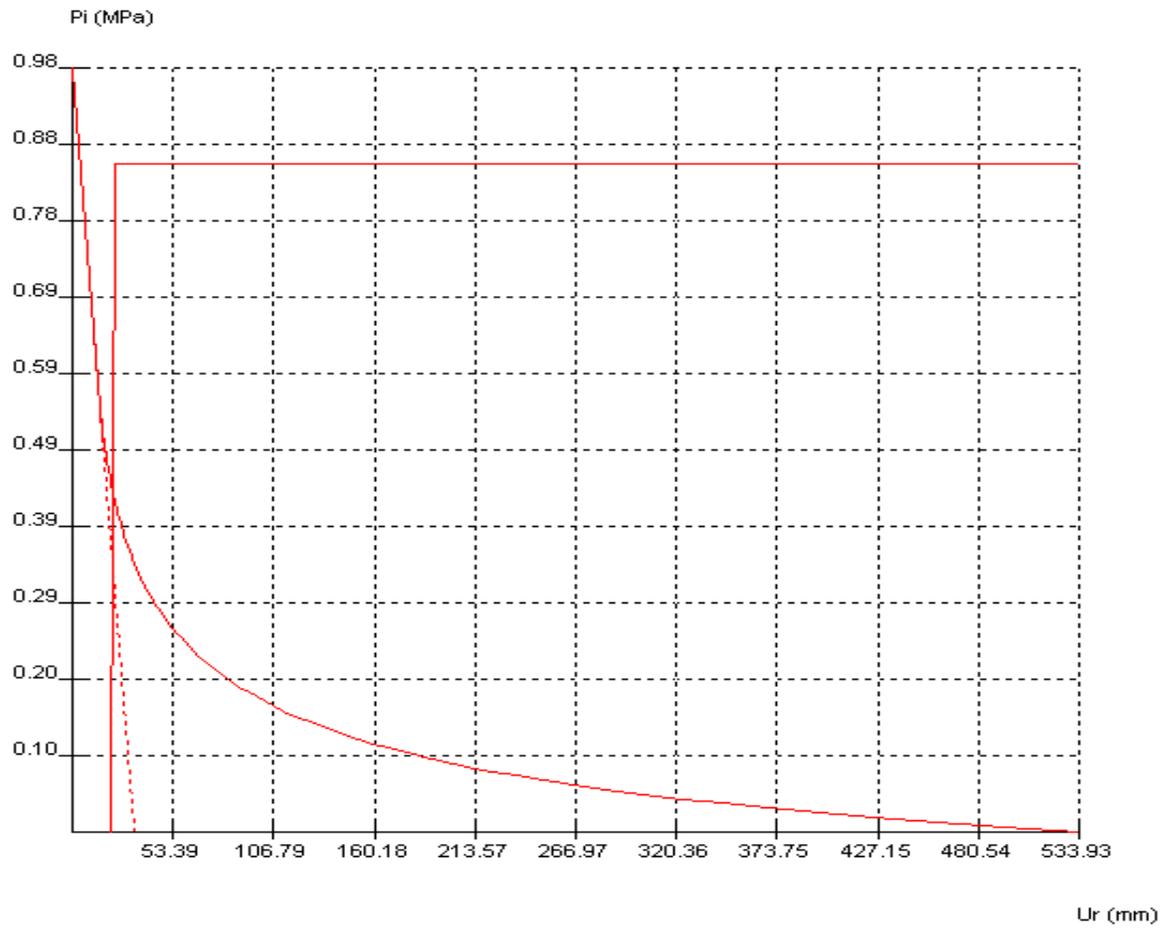


Figure C.18. Courbe de convergence confinement pour la marne altérée section 7

Annexe D

D.1 Modélisation de la Section 2 Marne

Les deux tubes du tunnel sont trouvés à profondeur 100m, au point kilométrique PK (103+650). L'écartement entre les deux tubes est 26 m.

Les éléments introduits dans cette section.

- ❖ La rigidité à la compression $EA = EA = 2.09 \cdot 10^7 \text{ KN}$
- ❖ La rigidité à la flexion $EI = 8.17 \cdot 10^6 \text{ KN m}^2$
- ❖ Le poids de la plaque $W = 25 \text{ KN/m}$.
- ❖ Le coefficient de poisson $\nu = 0.2$

D.1.1. Génération du maillage

La figure suivante montre la génération du maillage du modèle en forme triangle. (Figure D.1)

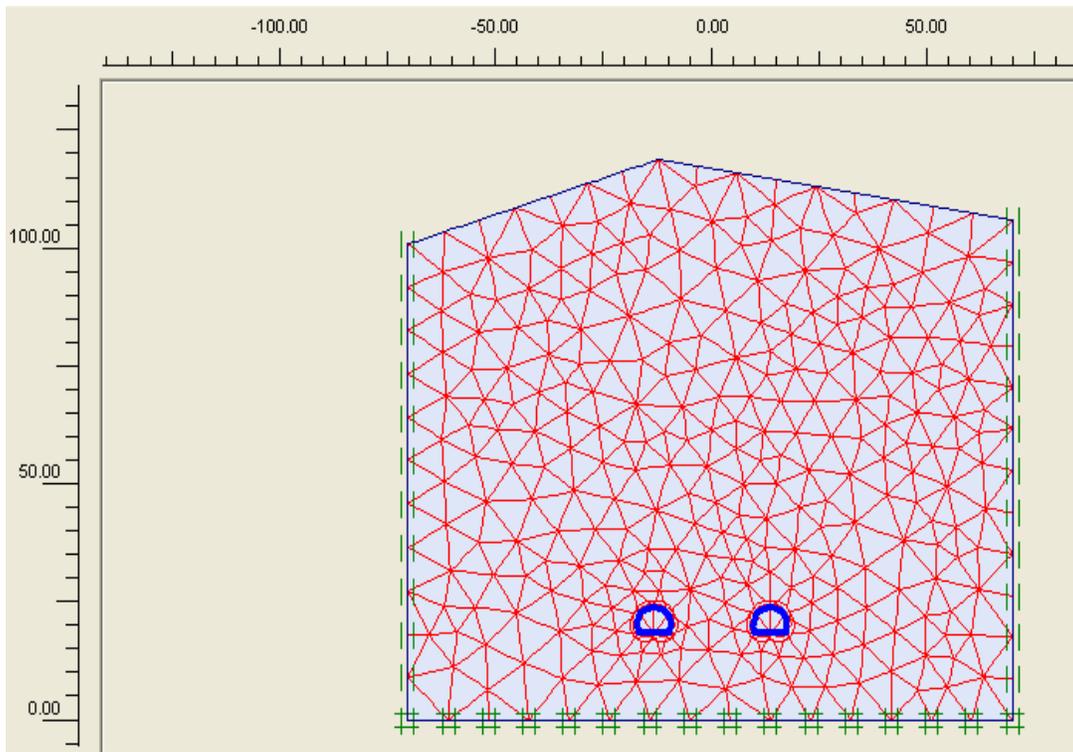


Figure D.1 Maillage du modèle

ANNEXE D

D.1.2 Contraintes initiales

Le calcul pour chaque nœud d'éléments finis permet de localiser les champs de contrainte effective initiale (Figure D.2).

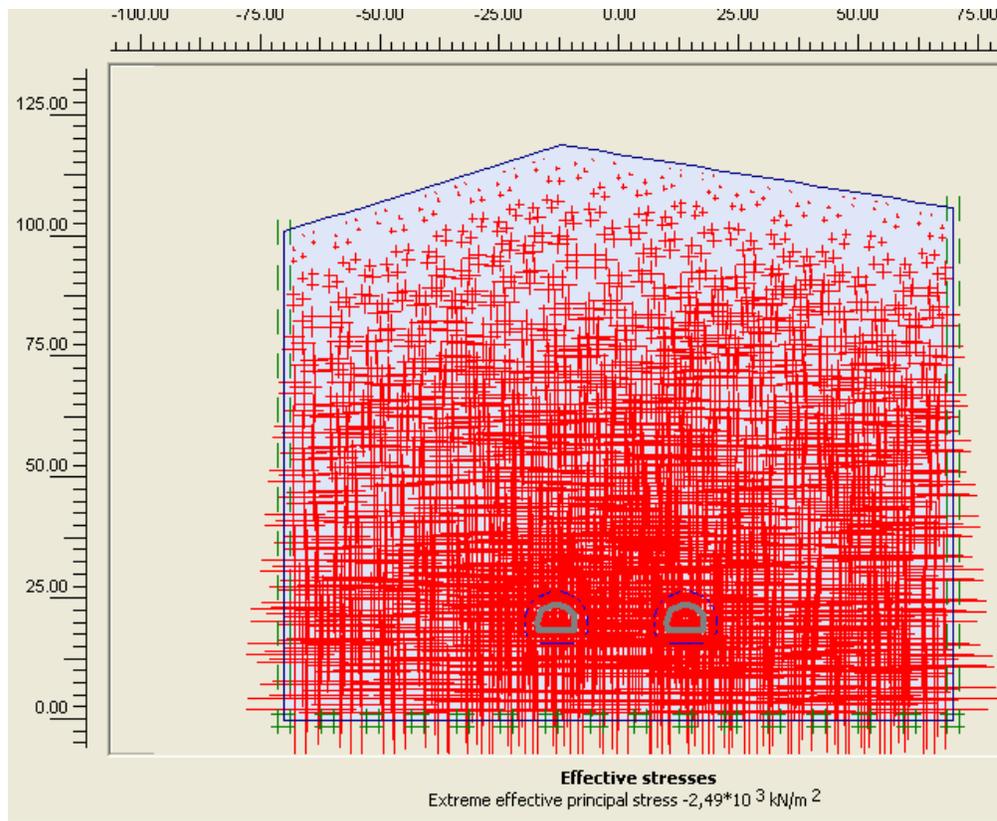


Figure.D.2 Contraintes effectives initiales

La contrainte effective est plus grande au niveau des tubes de tunnel est égal à $2.49 \cdot 10^3$ Kpa.

D.1.3 Déformation du tunnel

On remarque dans la figure suivante la déformation du maillage du modèle et la déformation totale du tunnel. (Figure D.3).

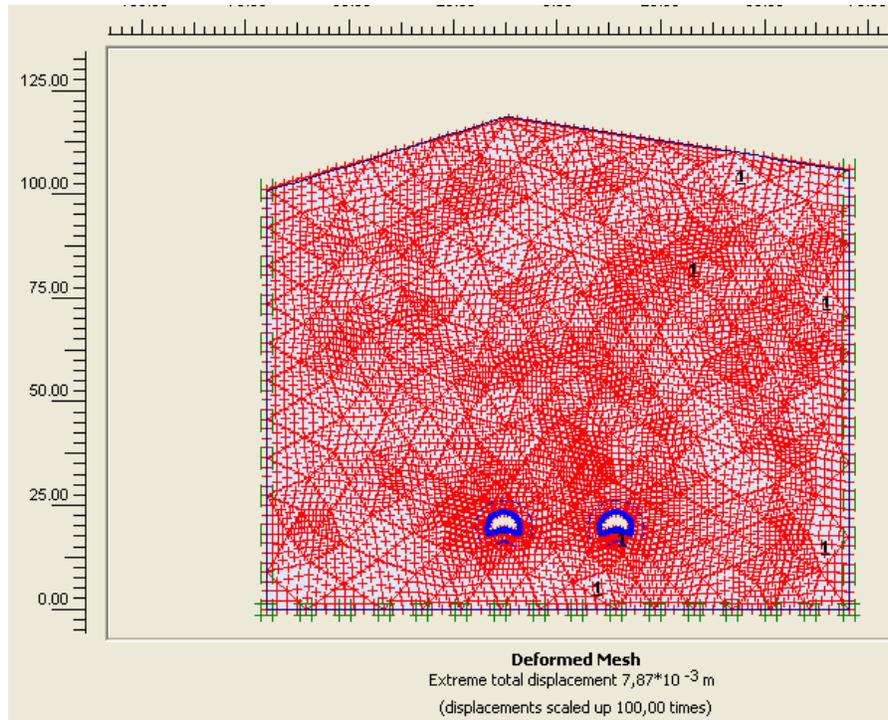


Figure D.3 Déformation du tunnel (échelle 100 fois)

Déformation du tube droit

Les figures suivantes représentent les sens de déplacement des parois du tube droit, de la valeur maximale enregistrée est 6,83 mm.

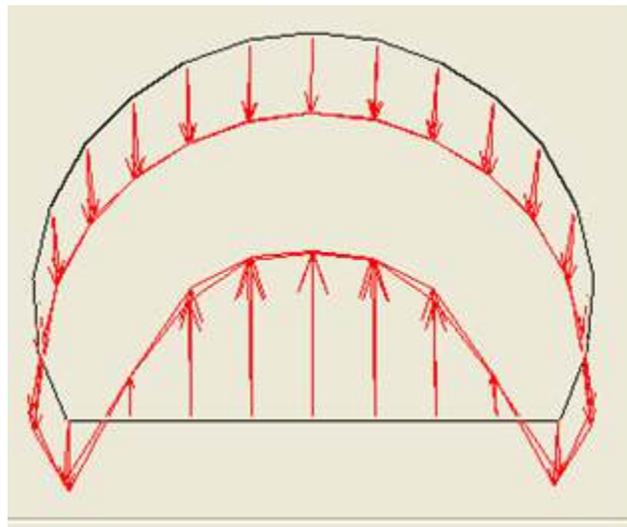


Figure.D.4 Sens de déformation tube droit

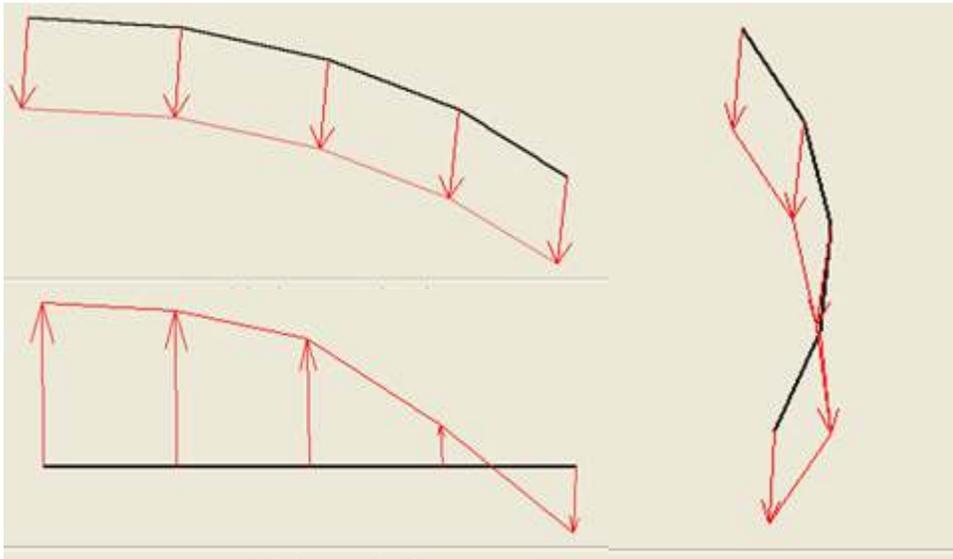


Figure. D.5 Déplacement de la voûte, piédroit et radier tube droit

On remarque que la voûte se déplace dans le sens vertical en forme flèche, la déformation maximale est situ en clé de la voûte est égale à 3,49 mm. D'autre part le déplacement vertical sur les piédroits de la valeur maximale est égale à 3,38 mm. On remarque que la réaction du terrain sous le radier le pousse vers le haut et elle à tendance de le soulever dont résulte un déplacement vertical et maximum d'une valeur égale à 6,83 mm.

Déformation du tube gauche

Les figures suivantes représentent les sens de déplacement des parois du tube gauche de la valeur maximale enregistrée est 6,86 mm.

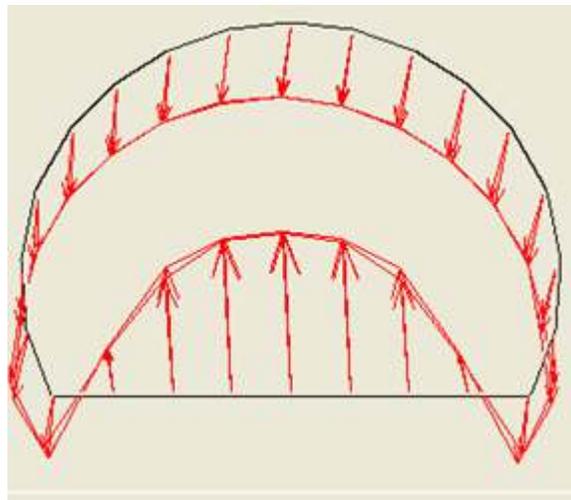


Figure.D.6 Sens de déformation tube gauche

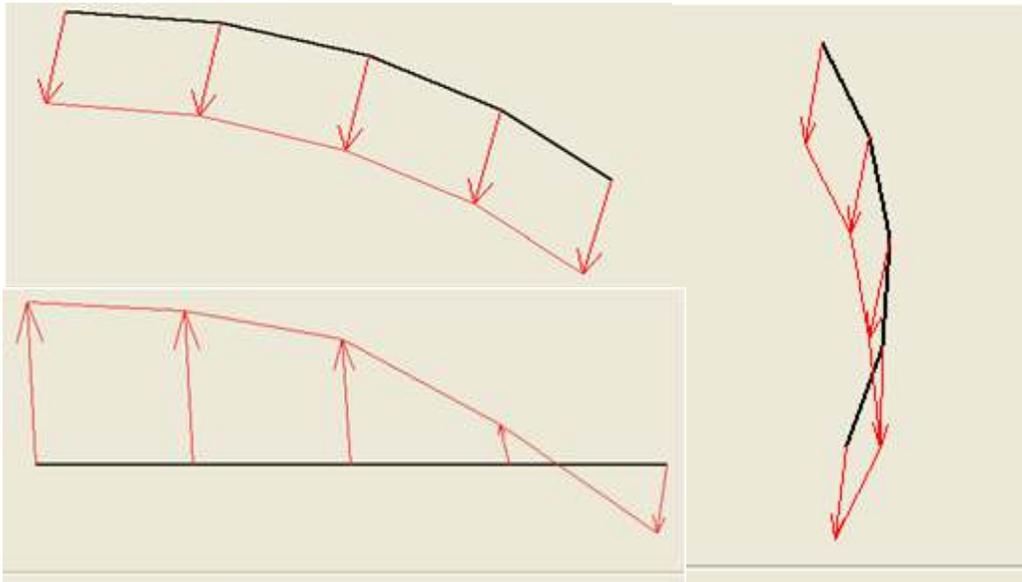


Figure. D.7 Déplacement de la voûte, piédroit et radier tube gauche

On remarque que la voûte se déplace dans le sens vertical en forme flèche, la déformation maximale est situ en clé de la voûte est égale à 3,52 mm. D'autre part le déplacement vertical sur les piédroits de la valeur maximale est égale à 3,50 mm. On remarque que la réaction du terrain sous le radier le pousse vers le haut et elle à tendance de le soulever dont résulte un déplacement vertical et maximum d'une valeur égale à 6,86 mm.

D.2 Modélisation de la Section 3 Marne

Les deux tubes du tunnel sont trouvés à profondeur 300m, au point kilométrique PK (105+203). L'écartement entre les deux tubes est 26 m.

Les éléments introduits dans cette section.

- ❖ La rigidité à la compression $EA= 2.09 \cdot 10^7$ KN
- ❖ La rigidité à la flexion $EI= 8.17 \cdot 10^6$ KN m²
- ❖ Le poids de la plaque $W=25$ KN/m.
- ❖ Le coefficient de poisson $\nu= 0.2$

D.2.1 Génération du maillage

La figure suivante montre la génération du maillage du modèle en forme triangle. (Figure D.8)

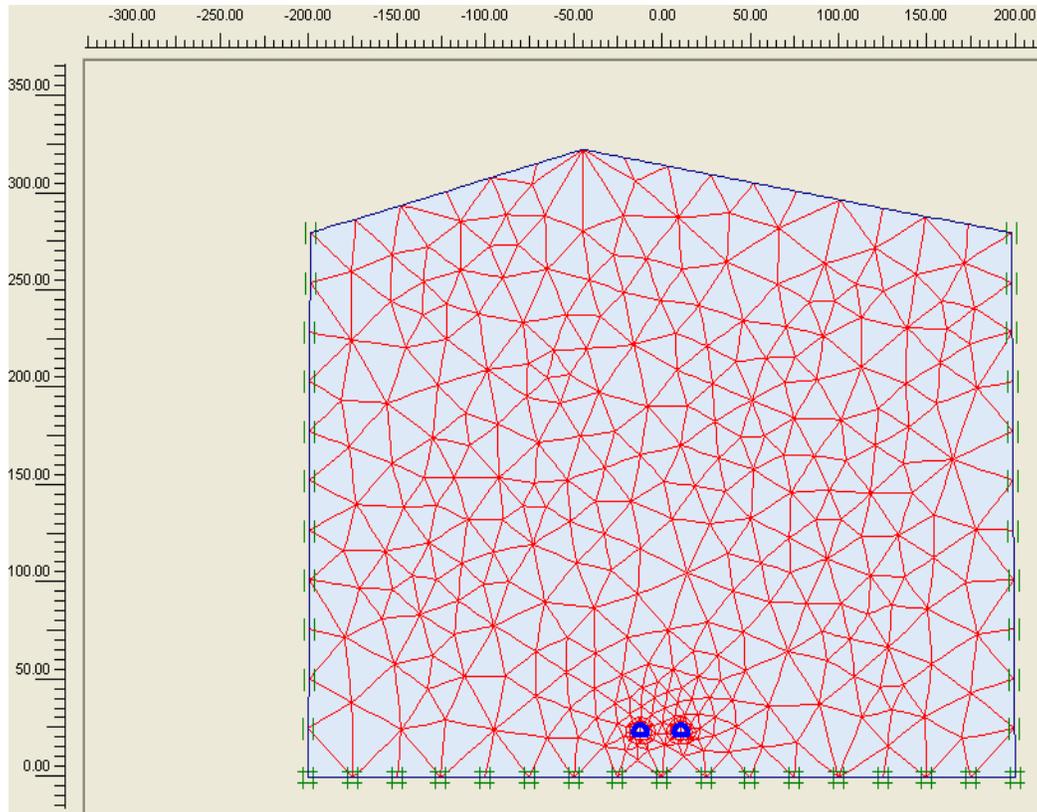


Figure D.8 Maillage du modèle

D.2.2 Contraintes initiales

Le calcul pour chaque nœud d'éléments finis permet de localiser les champs de contrainte effective initiale (Figure D.9).

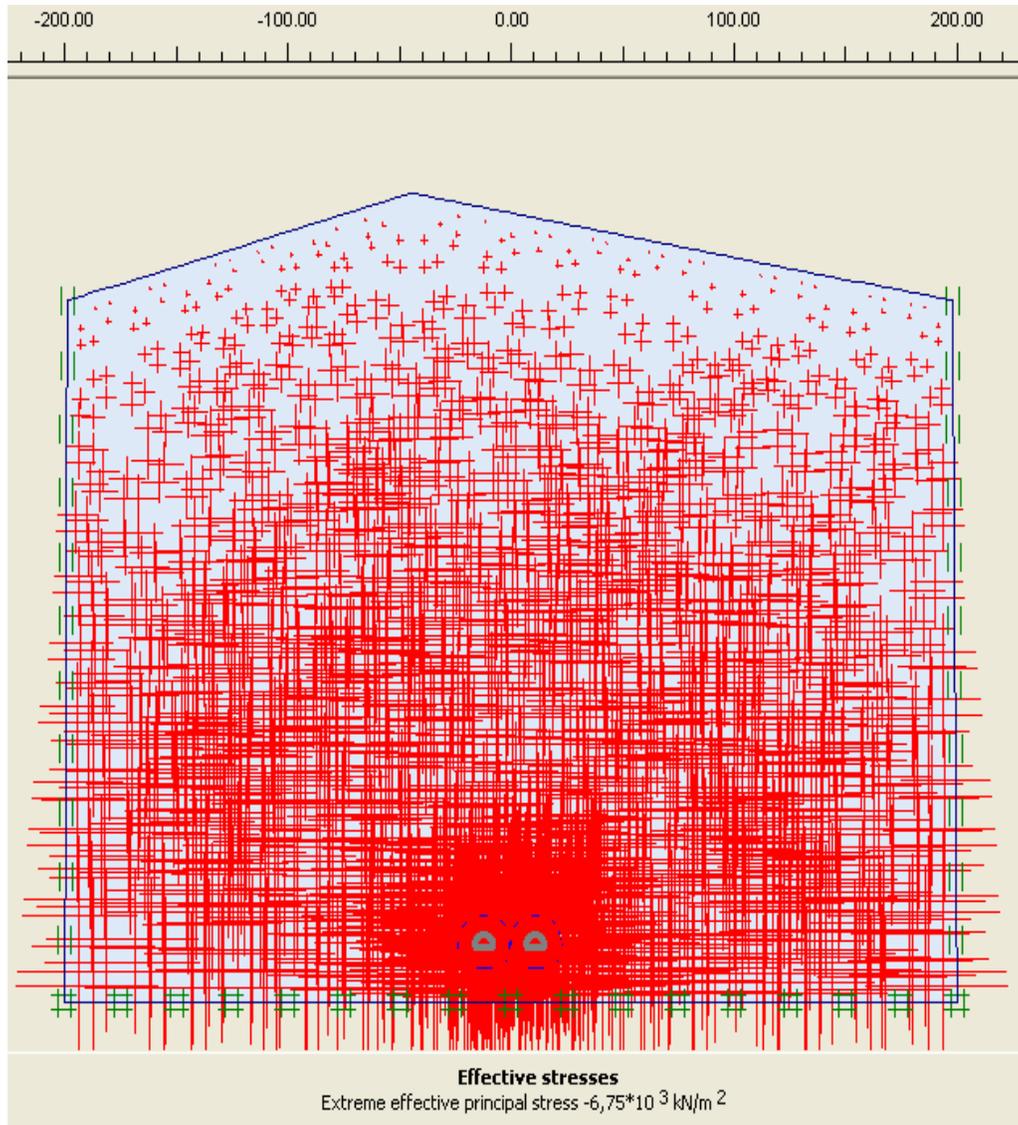


Figure.D.9 Contraintes effectives initiales

La contrainte effective est plus grande au niveau des tubes de tunnel est égal à $5.75 \cdot 10^3$ Kpa.

D.2.3 Déformation du tunnel

On remarque dans la figure suivante la déformation du maillage du modèle et la déformation totale du tunnel. (Figure D.10).

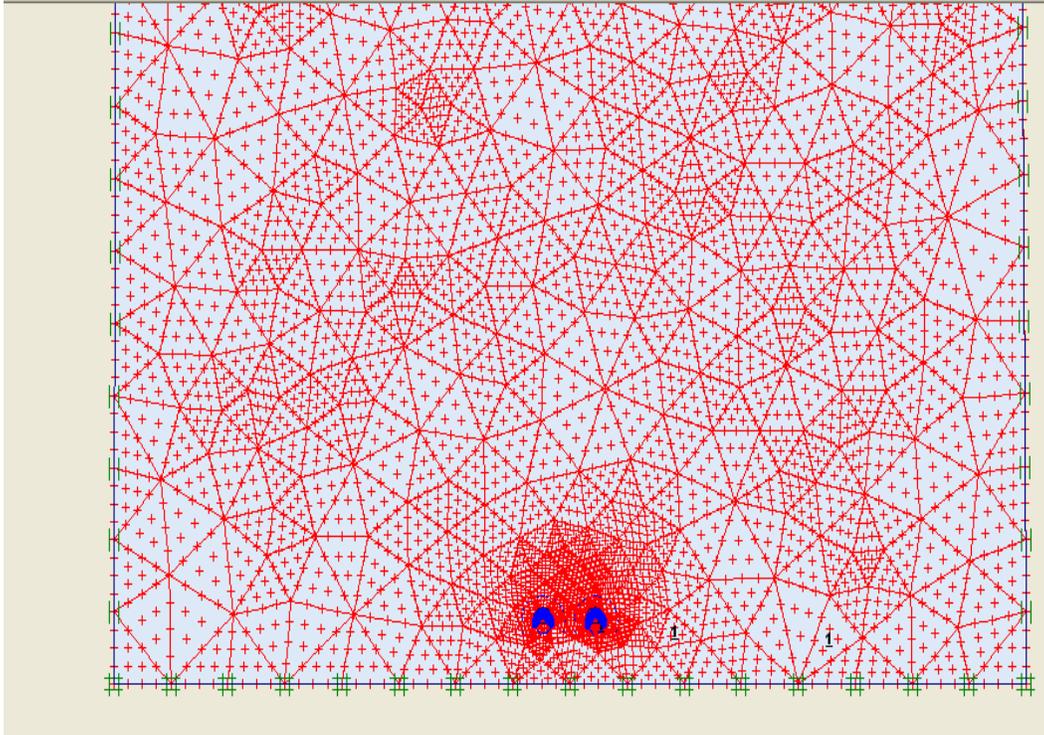


Figure D.10 Déformation du tunnel (échelle 100 fois)

Déformation du tube droit

Les figures suivantes représentent les sens de déplacement des parois du tube droit, de la valeur maximale enregistrée est 21,93 mm.

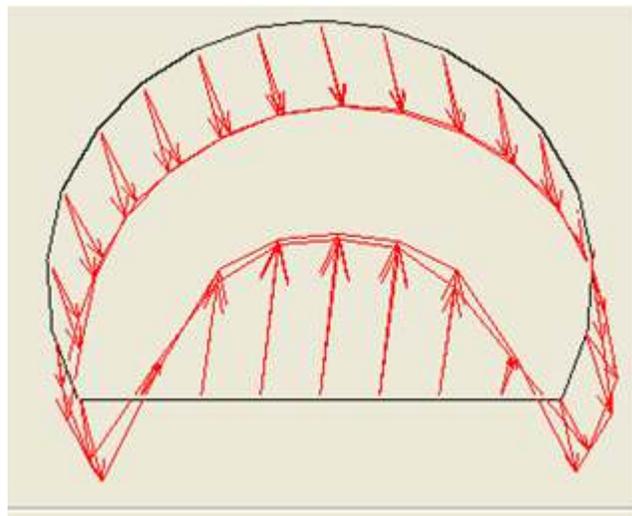


Figure.D.11 Sens de déformation tube droit

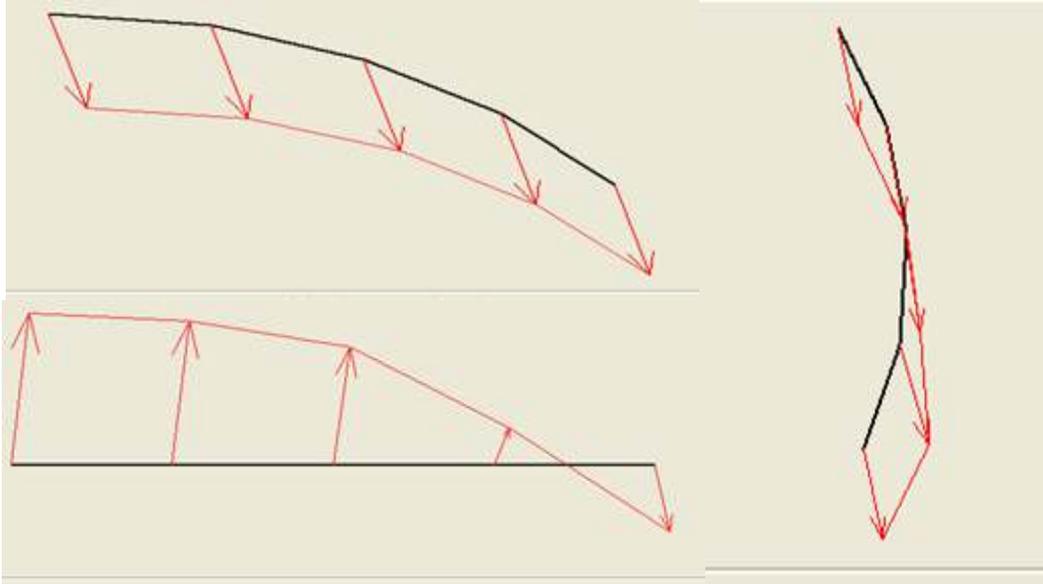


Figure. D.12 Déplacement de la voûte, piédroit et radier tube droit

On remarque que la voûte se déplace dans le sens vertical incliné un peu vers la droite en forme flèche, la déformation maximale est situ en clé de la voûte est égale à 10,99 mm. D'autre part le déplacement vertical sur les piédroits, la valeur maximale est égale à 10,00 mm. On remarque que la réaction du terrain sous le radier le pousse vers le haut et elle à tendance de le soulever dont résulte un déplacement vertical et maximum d'une valeur égale à 21,93 mm.

Déformation du tube gauche

Les figures suivantes représentent les sens de déplacement des parois du tube gauche de la valeur maximale enregistrée est 21,26 mm.

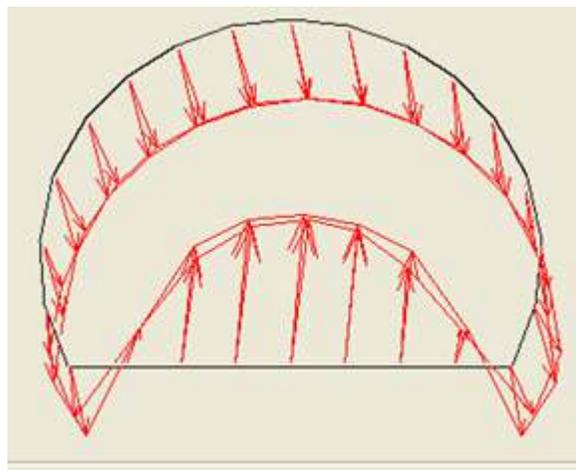


Figure.D.13 Sens de déformation tube gauche

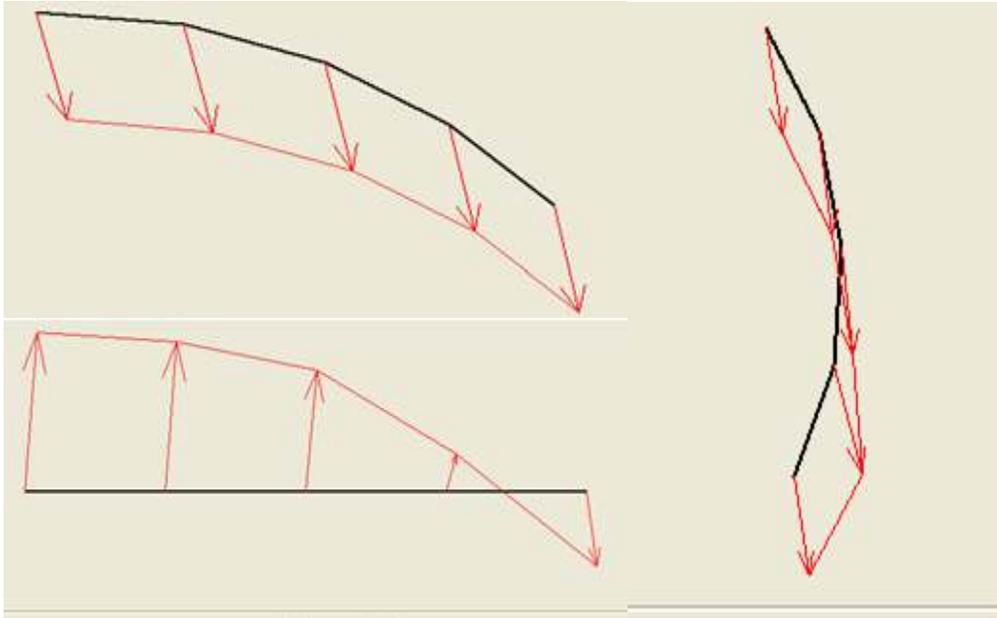


Figure. D.14 Déplacement de la voûte, piédroit et radier tube gauche

On remarque que la voûte se déplace dans le sens vertical en forme flèche, la déformation maximale est situ en clé de la voûte est égale à 10,73 mm. D'autre part le déplacement vertical sur les piédroits, la valeur maximale est égale à 10,08 mm. On remarque que la réaction du terrain sous le radier le pousse vers le haut et elle a tendance de le soulever dont résulte un déplacement vertical et maximum d'une valeur égale à 21,26 mm.

D.3 Modélisation de la Section 4 Grés

Les deux tubes du tunnel sont trouvés à profondeur 300m, au point kilométrique PK (105+203). L'écartement entre les deux tubes est 26 m.

D.3.1 Calcul de la rigidité à la compression EA et à la flexion EI du Soutènement provisoire

Matériaux du soutènement sont : béton projeté et cintre réticulé.

Caractéristiques du béton projeté et cintre :

E : module de Young (pour le béton = 24900 MPa, pour cintre = $2,1 \cdot 10^8$ MPa)

A : la section (pour le béton = 0.30 m², pour le cintre = $114,23 \cdot 10^{-4}$ m²)

I : moment d'inertie.

Béton $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

ANNEXE D

La rigidité à la compression du béton projeté :

$$EA_{\text{béton}} = E \times A_{\text{béton}} \rightarrow EA_{\text{béton}} = 24900 \times 0,30$$

$$EA_{\text{béton}} = 7,47 \times 10^6 \text{ KN}$$

La rigidité à la compression du cintre réticulé

$$EA_{\text{cintre}} = E \times A_{\text{cintre}} \rightarrow EA_{\text{cintre}} = 2,1 \times 10^8 \times 114,32 \times 10^{-4}$$

$$EA_{\text{cintre}} = 2,40 \times 10^9 \text{ KN}$$

La rigidité à la compression du soutènement

$$EA_{\text{soutènement}} = EA_{\text{béton}} + EA_{\text{cintre}} \rightarrow EA_{\text{soutènement}} = 7,47 \times 10^6 + 2,40 \times 10^9$$

$$EA_{\text{soutènement}} = 2,40 \times 10^9 \text{ KN}$$

La rigidité à la flexion du béton projeté

$$EI_{\text{béton}} = E \times I \quad \text{avec } I = 2,87 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$EI_{\text{béton}} = 24900 \times 2,87 \times 10^{-4} = 7,14 \text{ MN m}^2$$

$$EI_{\text{béton}} = 7,14 \times 10^3 \text{ KN m}^2$$

La rigidité à la flexion du cintre réticulé

$$EI_{\text{cintre}} = E \times I_{\text{cintre}} \rightarrow EI_{\text{cintre}} = 2,1 \times 10^8 \times 7,03 \times 10^{-8}$$

$$EI_{\text{cintre}} = 1,47 \times 10^4 \text{ KN m}^2$$

La rigidité à la flexion du soutènement

$$EI_{\text{soutènement}} = EI_{\text{béton}} + EI_{\text{cintre}}$$

$$EI_{\text{soutènement}} = 7,14 \times 10^3 + 1,47 \times 10^4$$

$$EI_{\text{soutènement}} = 2,18 \times 10^4 \text{ KN m}^2$$

$$EA_{\text{finale}} = 74,70 \times 10^5 + 2,40 \times 10^9$$

$$EA_{\text{finale}} = 2,40 \times 10^9 \text{ kN}$$

$$EI_{\text{finale}} = 56,02 \times 10^3 + 1,47 \times 10^4$$

$$EI_{\text{finale}} = 7,072 \times 10^4 \text{ KN.m}^2$$

ANNEXE D

Avec les valeurs du radier

$$EA_{\text{finale}} = (2,4 \times 10^9) + (24900000 \times 0,4) = 2.40 \times 10^9 \text{ kN}$$

$$EA_{\text{finale}} = 2.40 \cdot 10^9 \text{ KN}$$

$$EI_{\text{finale}} = 7,07 \times 10^4 + \frac{24900000 \times 0,4^3}{12}$$

$$EI_{\text{finale}} = 2.035 \cdot 10^5 \text{ KN m}^2$$

Les éléments introduits dans cette section.

- ❖ La rigidité à la compression $EA = 2.40 \cdot 10^9 \text{ KN}$
- ❖ La rigidité à la flexion $EI = 2.035 \cdot 10^5 \text{ KN m}^2$
- ❖ Le poids de la plaque $W = 25 \text{ KN/m}$.
- ❖ Le coefficient de poisson $\nu = 0.2$

D.3.2 Génération du maillage

La figure suivante montre la génération du maillage du modèle en forme triangle.
(Figure D.15)

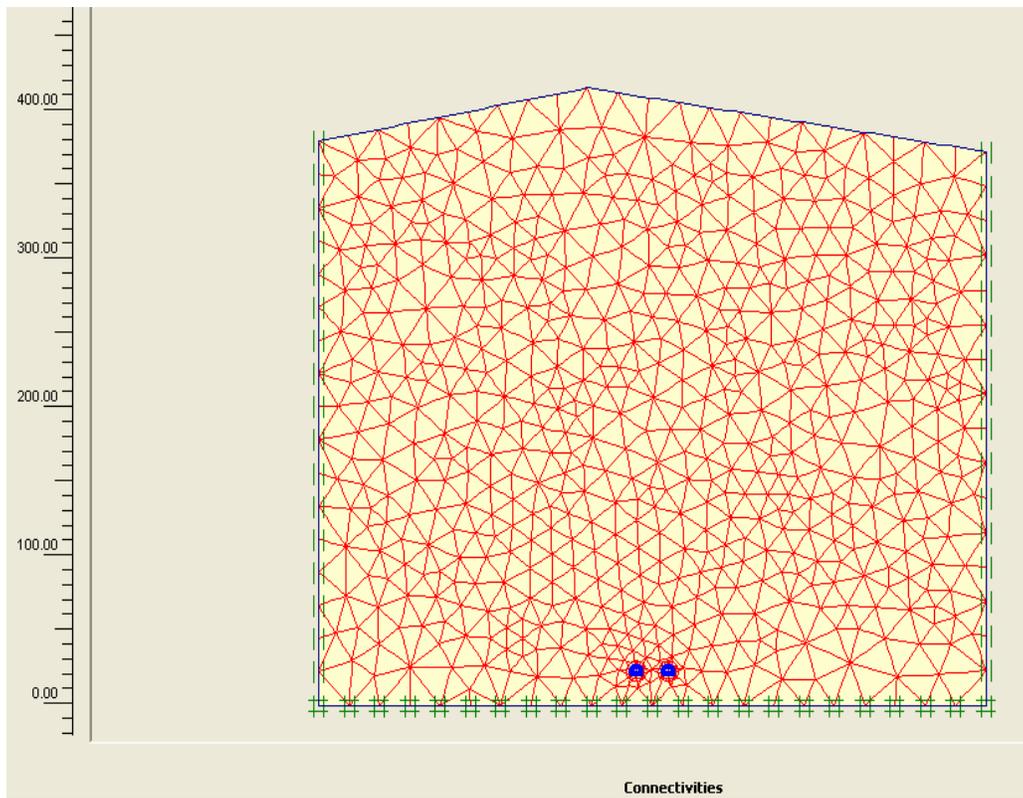


Figure D.15 Maillage du modèle

D.3.3 Contraintes initiales

Le calcul pour chaque nœud d'éléments finis permet de localiser les champs de contrainte effective initiale (Figure D.16).

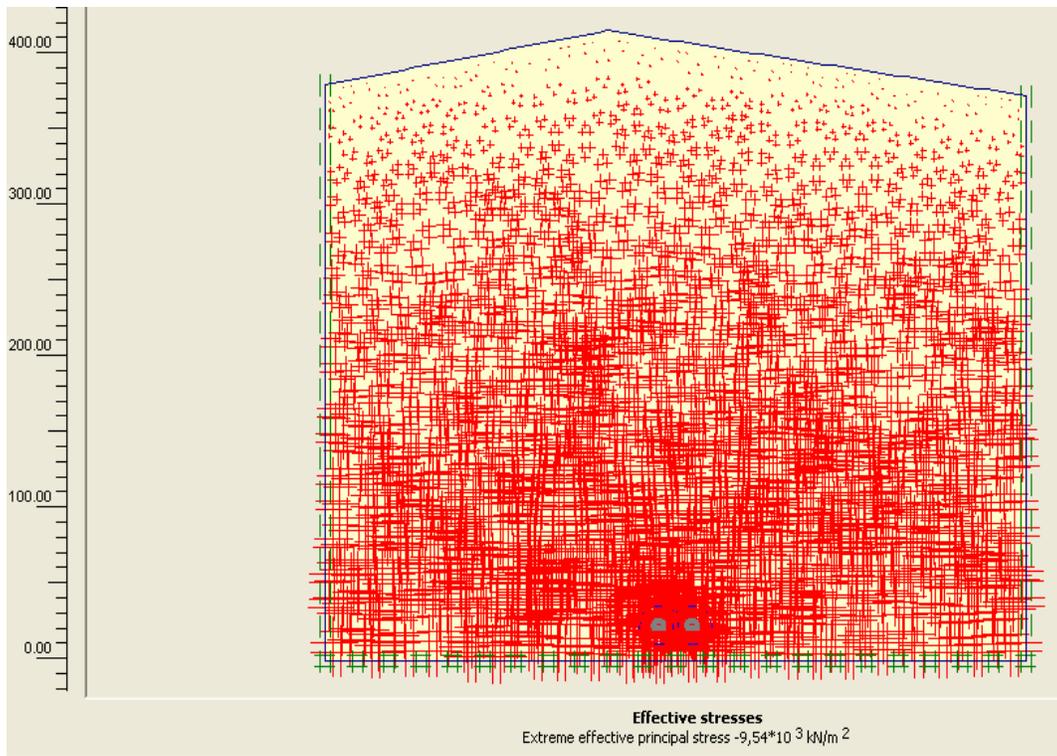


Figure.D.16 Contraintes effectives initiales

La contrainte effective est plus grande au niveau des tubes de tunnel est égal à $9.54 \cdot 10^3$ Kpa.

D.3.4 Déformation du tunnel

On remarque dans la figure suivante la déformation du maillage du modèle et la déformation totale du tunnel. (Figure D.17).

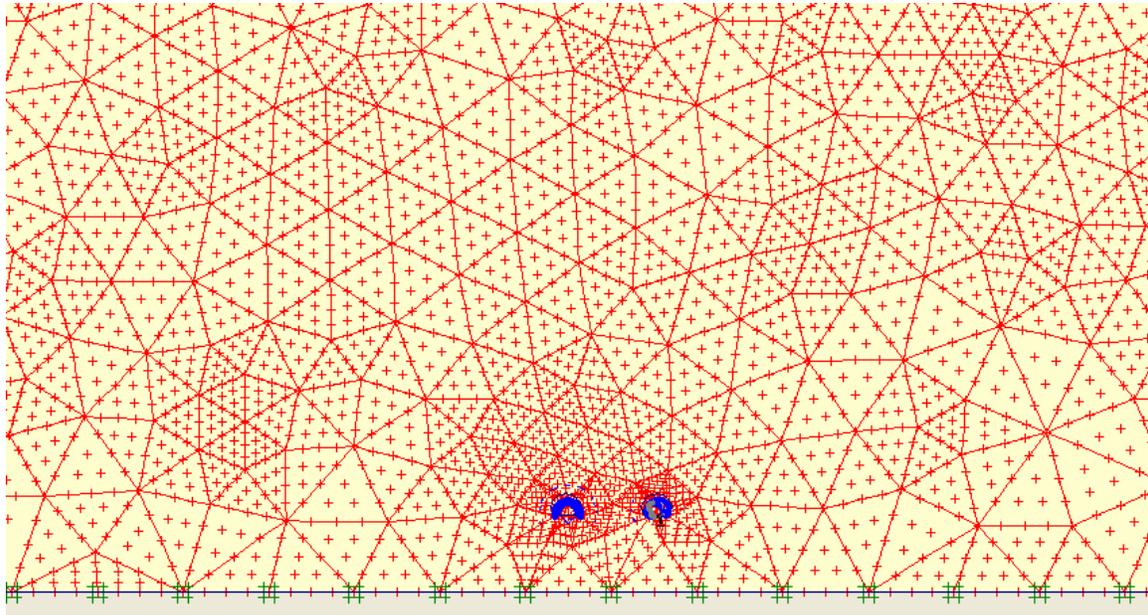


Figure D.17 Déformation du tunnel (échelle 100 fois)

Déformation du tube droit

Les figures suivantes représentent les sens de déplacement des parois du tube droit, de la valeur maximale enregistrée est 29,51 mm.

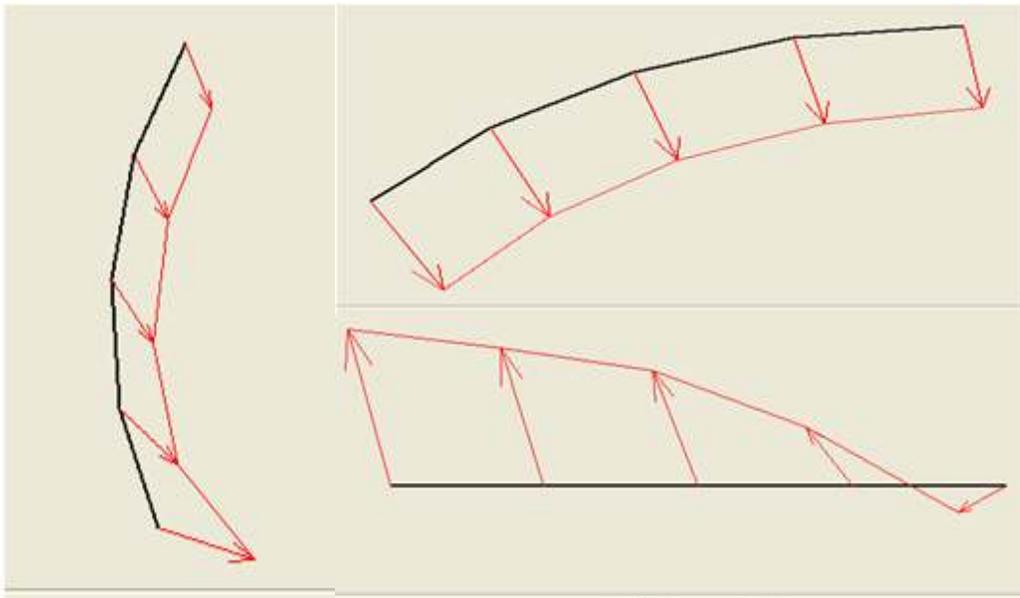


Figure. D.18 Déplacement de la voûte, piédroit et radier tube droit

ANNEXE D

On remarque que la voûte se déplace dans le sens vertical en forme flèche, la déformation maximale est situ en clé de la voûte est égale à 15,69 mm. D'autre part le déplacement vertical sur les piédroits, la valeur maximale est égale à 20,47 mm. On remarque que la réaction du terrain sous le radier le pousse vers le haut et elle à tendance de le soulever dont résulte un déplacement vertical et maximum d'une valeur égale à 26,51 mm.

Déformation du tube gauche

Les figures suivantes représentent les sens de déplacement des parois du tube gauche de la valeur maximale enregistrée est 26,24 mm.

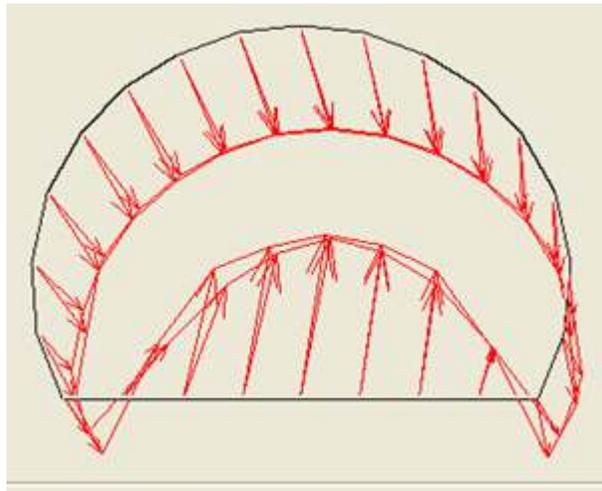


Figure.D.19 Sens de déformation tube gauche

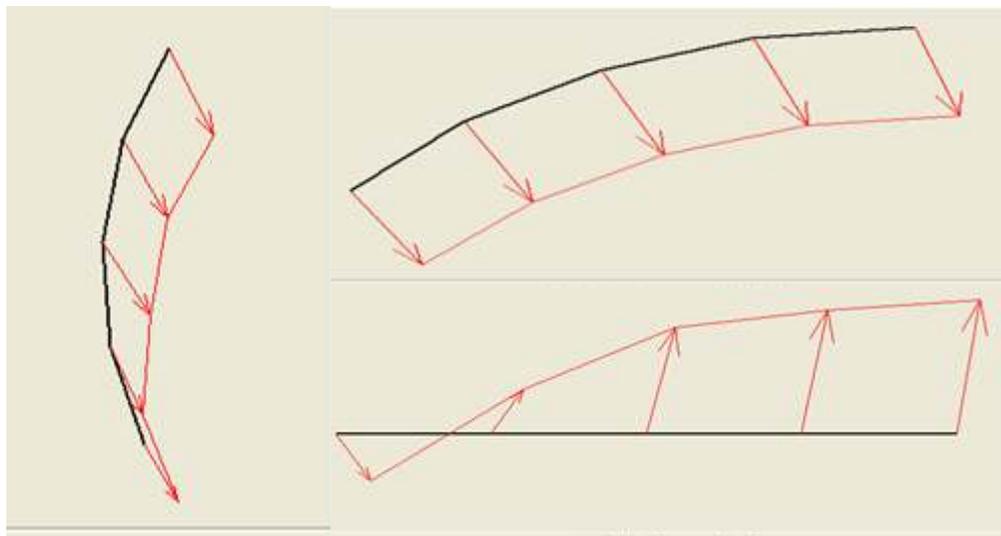


Figure. D.20 Déplacement de la voûte, piédroit et radier tube gauche

ANNEXE D

On remarque que la voûte se déplace dans le sens vertical en forme flèche, la déformation maximale est situ en clé de la voûte est égale à 15,69 mm. D'autre part les déplacements vertical sur les piédroits sont incliné vers la droite vers le tube droit, la valeur maximale est égale à 19,15 mm. On remarque que la réaction du terrain sous le radier le pousse vers le haut et elle à tendance de le soulever dont résulte un déplacement vertical et maximum d'une valeur égale à 26,24 mm.

D.4 Modélisation de la Section 5 Grés altéré

Les deux tubes du tunnel sont trouvés à profondeur 200m, au point kilométrique PK (108+000). L'écartement entre les deux tubes est 26 m.

Les éléments introduits dans cette section.

- ❖ La rigidité à la compression $EA=2.09 \cdot 10^7$ KN
- ❖ La rigidité à la flexion $EI= 8.17 \cdot 10^6$ KN m²
- ❖ Le poids de la plaque $W=25$ KN/m.
- ❖ Le coefficient de poisson $\nu= 0.2$

D.4.1 Génération du maillage

La figure suivante montre la génération du maillage du modèle en forme triangle. (Figure D.21)

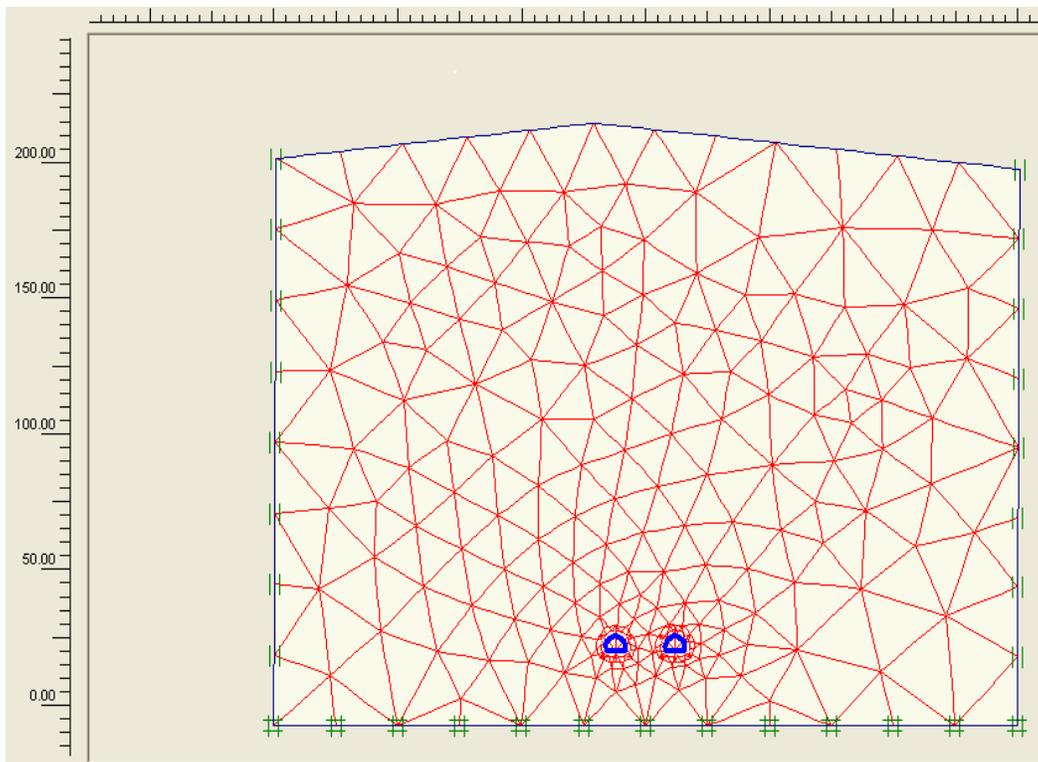


Figure D.21 Maillage du modèle

D.4.2 Contraintes initiales

Le calcul pour chaque nœud d'éléments finis permet de localiser les champs de contrainte effective initiale (Figure D.22).

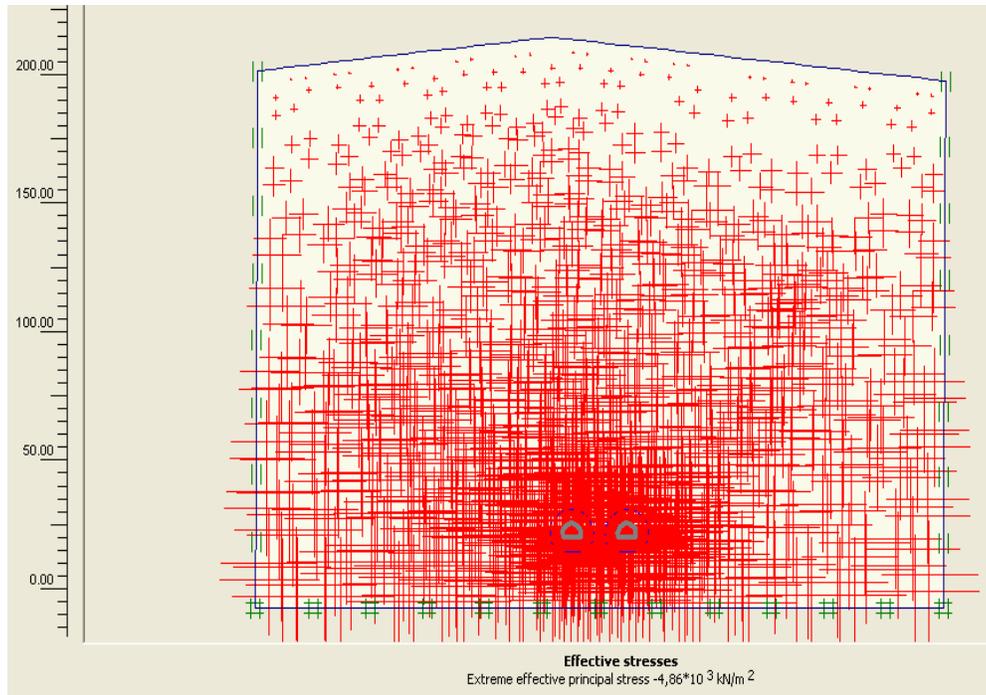


Figure.D.22 Contraintes effectives initiales

La contrainte effective est plus grande au niveau des tubes de tunnel est égal à $4.86 \cdot 10^3$ Kpa.

D.4.3 Déformation du tunnel

On remarque dans la figure suivante la déformation du maillage du modèle et la déformation totale du tunnel. (Figure D.23).

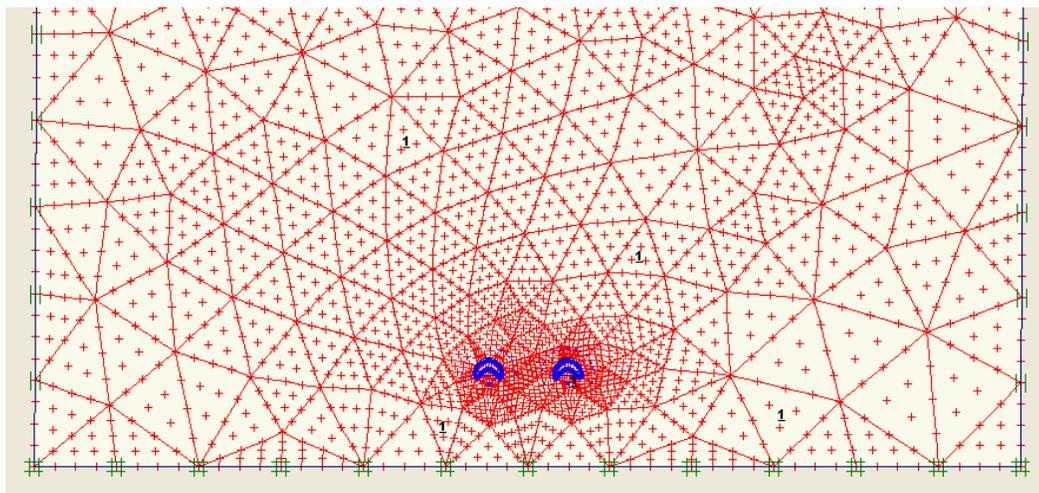


Figure D.23 Déformation du tunnel (échelle 100 fois)

Déformation du tube droit

Les figures suivantes représentent les sens de déplacement des parois du tube droit, de la valeur maximale enregistrée est 21,80 mm.

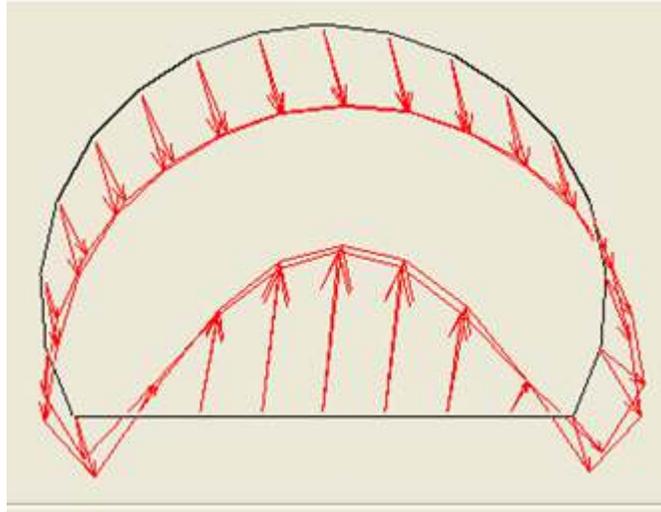


Figure.D.24 Sens de déformation tube droit

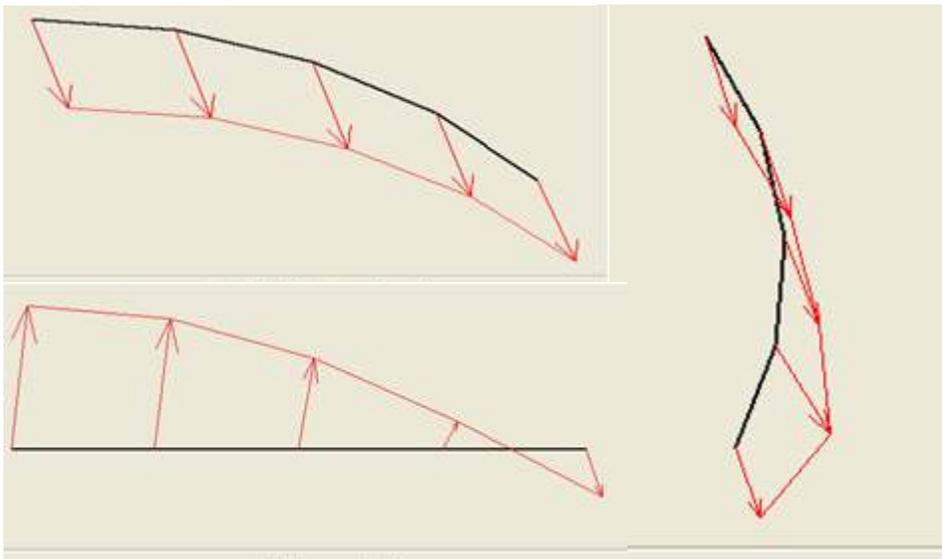


Figure. D.25 Déplacement de la voûte, piédroit et radier tube droit

On remarque que la voûte se déplace dans le sens vertical incliné vers la droite, la déformation maximale est situ en clé de la voûte est égale à 10,46 mm. D'autre part le déplacement vertical sur les piédroits, la valeur maximale est égale à 10,51 mm. On remarque que la réaction du terrain sous le radier le pousse vers le haut et elle à tendance de le soulever dont résulte un déplacement vertical et maximum d'une valeur égale à 21,80 mm.

Déformation du tube gauche

Les figures suivantes représentent les sens de déplacement des parois du tube gauche de la valeur maximale enregistrée est 21,85 mm.

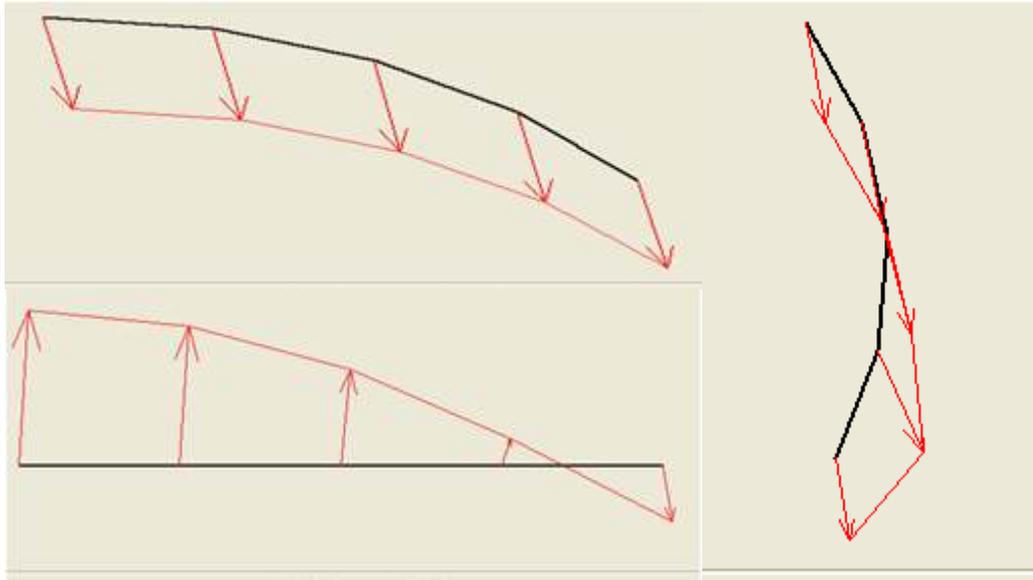


Figure. D.26 Déplacement de la voûte, piédroit et radier tube gauche

On remarque que la voûte se déplace dans le sens vertical incliné vers la droite, la déformation maximale est situ en clé de la voûte est égale à 10,35 mm. D'autre part le déplacement vertical sur les piédroits, la valeur maximale est égal à 10,60 mm. On remarque que la réaction du terrain sous le radier le pousse vers le haut et elle à tendance de le soulever dont résulte un déplacement vertical et maximum d'une valeur égale à 21,85 mm.

D.5 Modélisation de la Section 6 Marne altérée

Les deux tubes du tunnel sont trouvés à profondeur 100m, au point kilométrique PK (108+700). L'écartement entre les deux tubes est 26 m.

Les éléments introduits dans cette section.

- ❖ La rigidité à la compression $EA=2.09 \cdot 10^7$ KN
- ❖ La rigidité à la flexion $EI= 8.17 \cdot 10^6$ KN m²
- ❖ Le poids de la plaque $W=25$ KN/m.
- ❖ Le coefficient de poisson $\nu= 0.2$

D.5.1 Génération du maillage

La figure suivante montre la génération du maillage du modèle en forme triangle. (Figure D.27)

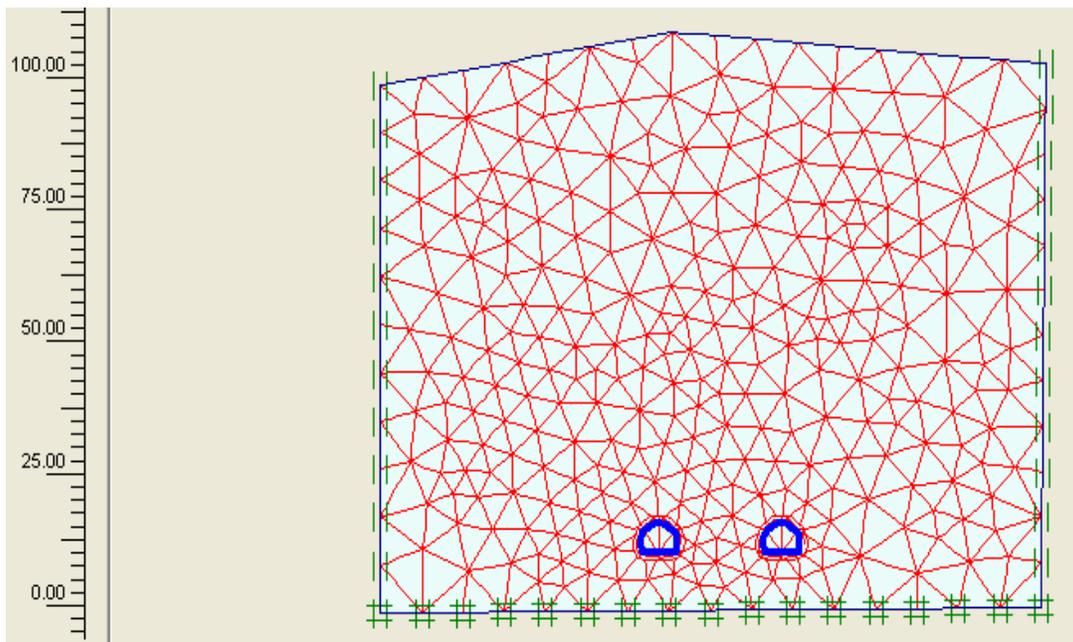


Figure D.27 Maillage du modèle

D.5.2 Contraintes initiales

Le calcul pour chaque nœud d'éléments finis permet de localiser les champs de contrainte effective initiale (Figure D.28).

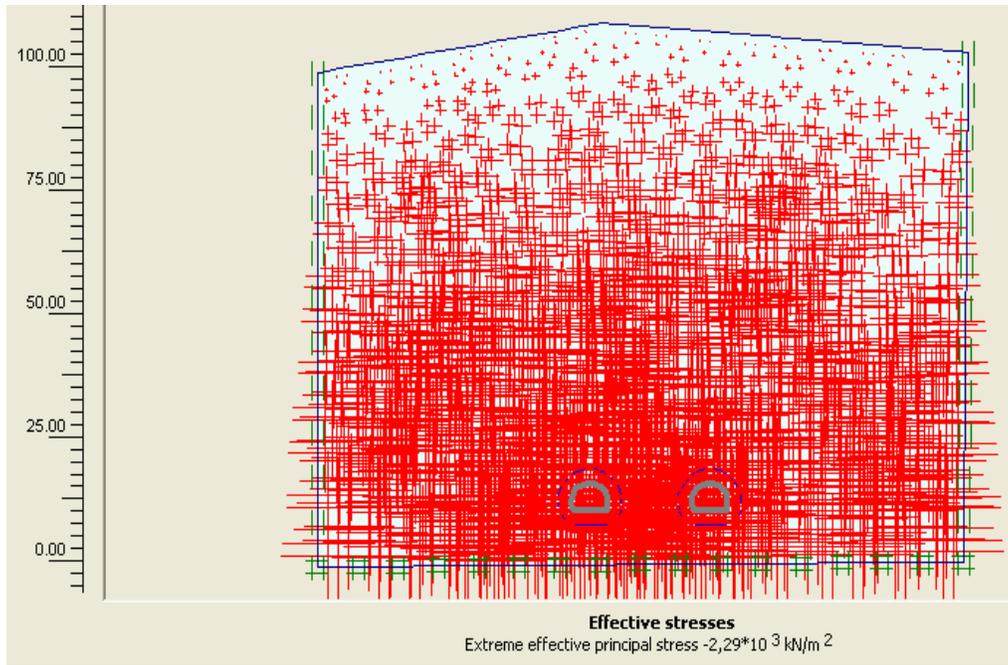


Figure.D.28 Contraintes effectives initiales

La contrainte effective est plus grande au niveau des tubes de tunnel est égal à $2.29 \cdot 10^3$ Kpa.

D.5.3 Déformation du tunnel

On remarque dans la figure suivante la déformation du maillage du modèle et la déformation totale du tunnel. (Figure D.29).

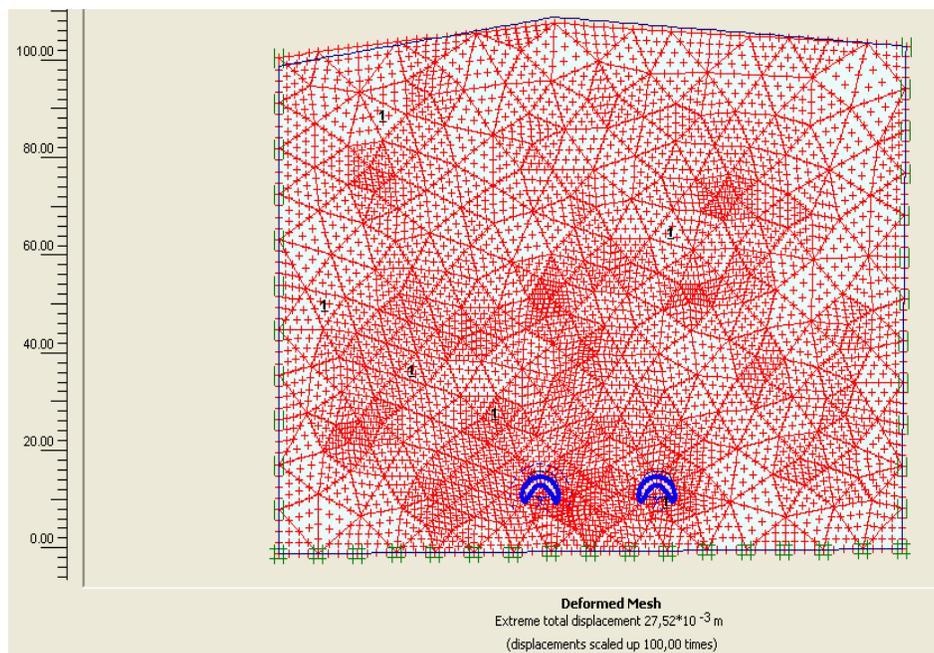


Figure D.29 Déformation du tunnel (échelle 100 fois)

ANNEXE D

Déformation du tube droit

Les figures suivantes représentent les sens de déplacement des parois du tube droit, de la valeur maximale enregistrée est 25,37 mm.

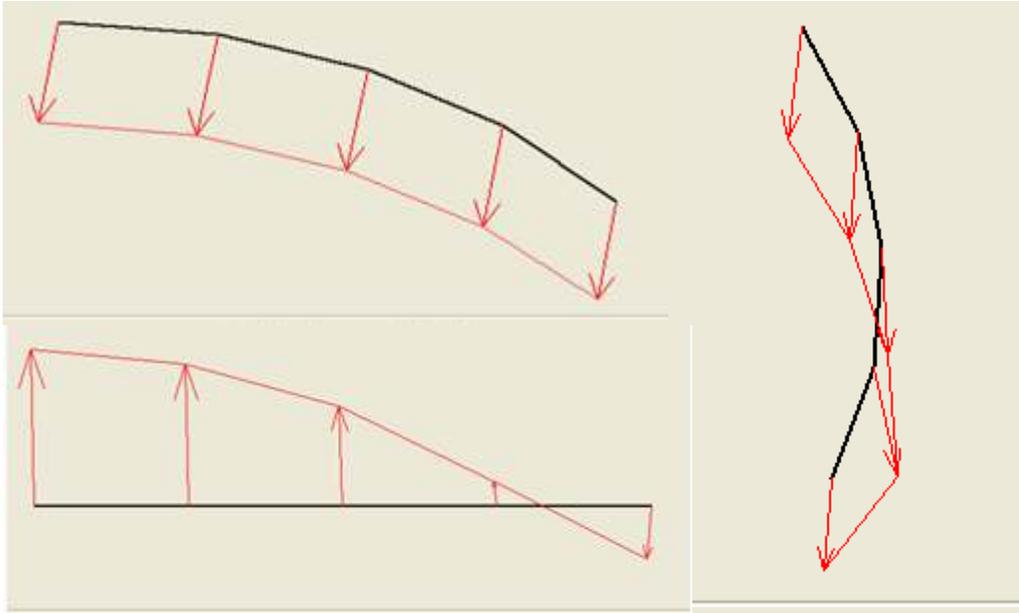


Figure. D.30 Déplacement de la voûte, piédroit et radier tube droit

On remarque que la voûte se déplace dans le sens vertical en forme flèche, la déformation maximale est situ en clé de la voûte est égale à 11,61 mm. D'autre part le déplacement vertical sur les piédroits, la valeur maximale est égal à 11,36 mm. On remarque que la réaction du terrain sous le radier le pousse vers le haut et elle à tendance de le soulever dont résulte un déplacement vertical et maximum d'une valeur égale à 25,37 mm.

Déformation du tube gauche

Les figures suivantes représentent les sens de déplacement des parois du tube gauche de la valeur maximale enregistrée est 27,44 mm.

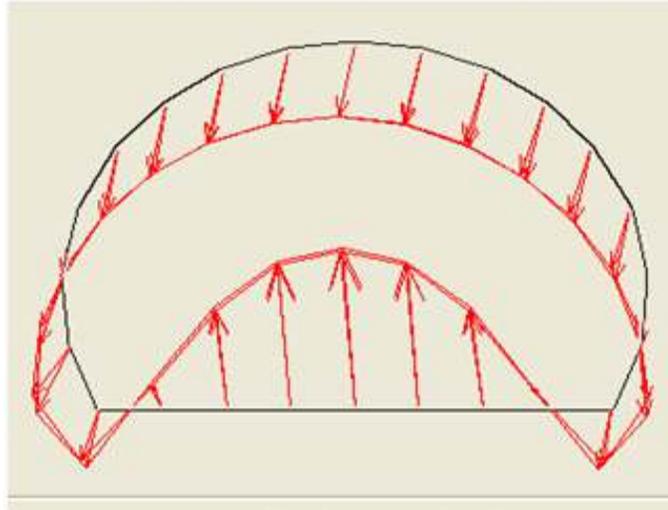


Figure.D.31 Sens de déformation tube gauche

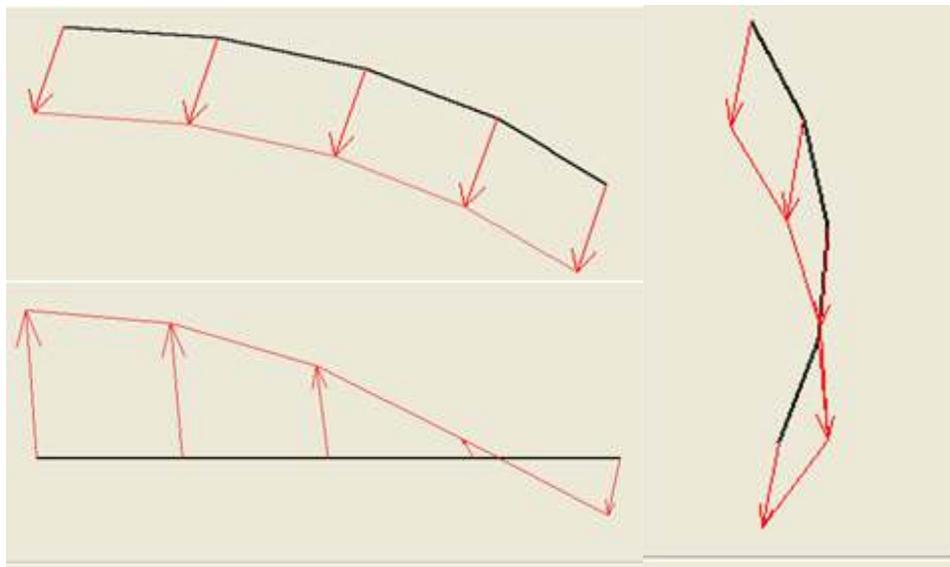


Figure. D.32 Déplacement de la voûte, piédroit et radier tube gauche

On remarque que la voûte se déplace dans le sens vertical en forme flèche, la déformation maximale est situ en clé de la voûte est égal à 11,15 mm. D'autre part le déplacement vertical sur les piédroits, la valeur maximale est égal à 11,90 mm, le déplacement sur le piédroit gauche est incliné vers la gauche de la section. On remarque que la réaction du terrain sous le radier le pousse vers le haut et elle à tendance de le soulever dont résulte un déplacement vertical et maximum d'une valeur égal à 25,52 mm.

D.6 Modélisation de la Section 7 Argile altérée

Les deux tubes du tunnel sont trouvés à profondeur 50m, au point kilométrique PK (109+100). L'écartement entre les deux tubes est 26 m.

Les éléments introduits dans cette section.

- ❖ La rigidité à la compression $EA = 2.40 \cdot 10^9 \text{ KN}$
- ❖ La rigidité à la flexion $EI = 2.035 \cdot 10^5 \text{ KN m}^2$
- ❖ Le poids de la plaque $W = 25 \text{ KN/m}$.
- ❖ Le coefficient de poisson $\nu = 0.2$

D.6.1 Génération du maillage

La figure suivante montre la génération du maillage du modèle en forme triangle. (Figure D.33)

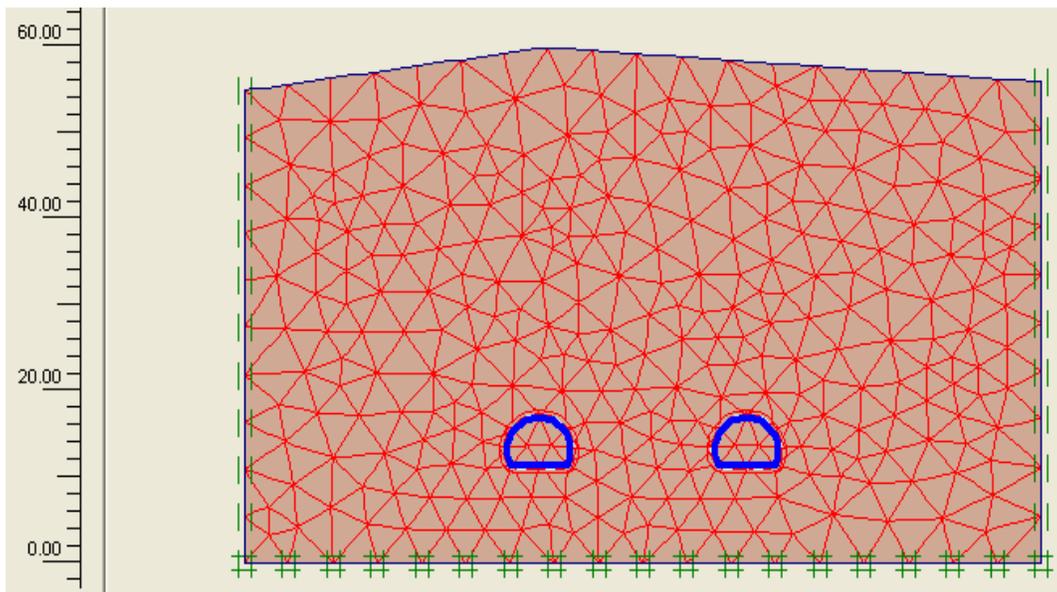


Figure D.33 Maillage du modèle

D.6.2 Contraintes initiales

Le calcul pour chaque nœud d'éléments finis permet de localiser les champs de contrainte effective initiale (Figure D.34).

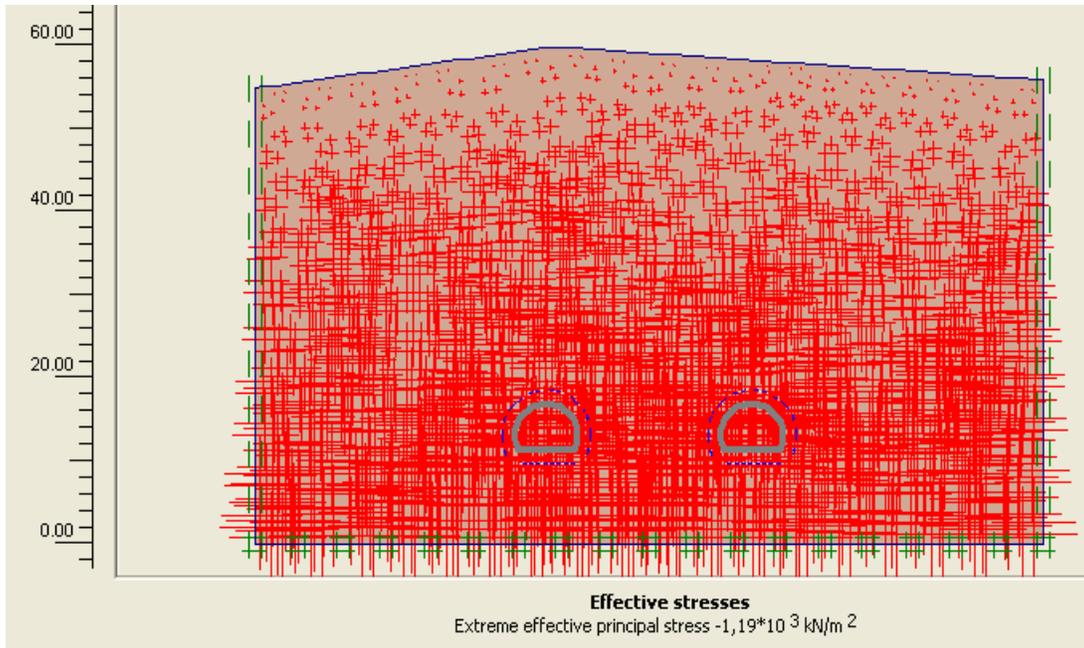


Figure.D.34 Contraintes effectives initiales

La contrainte effective est plus grande au niveau des tubes de tunnel est égal à $1.19 \cdot 10^3$ Kpa.

D.5.3 Déformation du tunnel

On remarque dans la figure suivante la déformation du maillage du modèle et la déformation totale du tunnel. (Figure D.35).

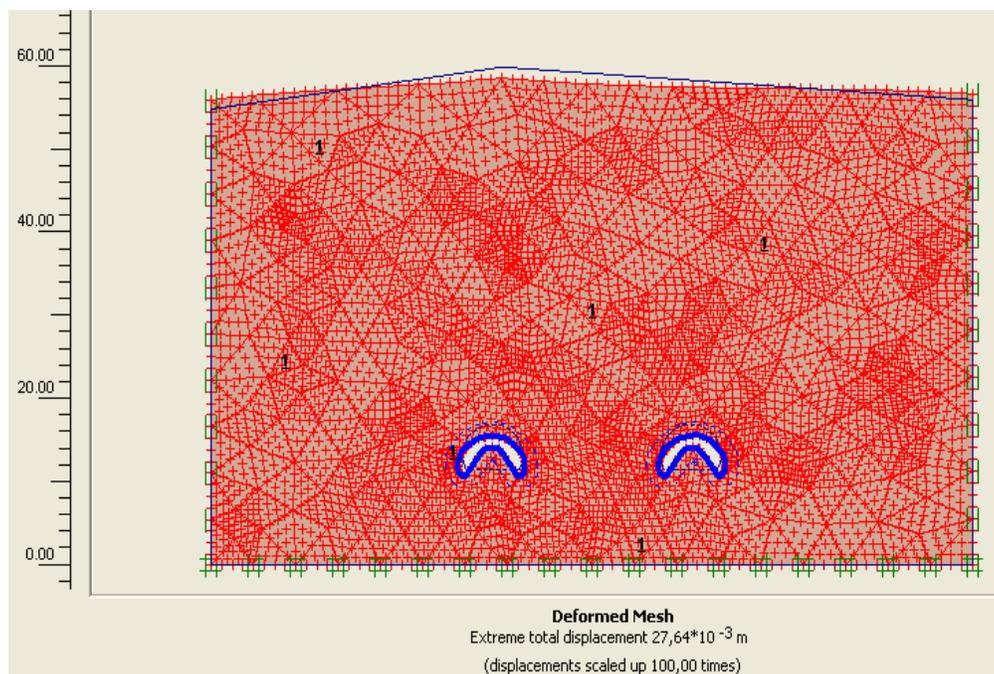


Figure D.35 Déformation du tunnel (échelle 100 fois)

ANNEXE D

Déformation du tube droit

Les figures suivantes représentent les sens de déplacement des parois du tube droit, de la valeur maximale enregistrée est 26,54 mm.

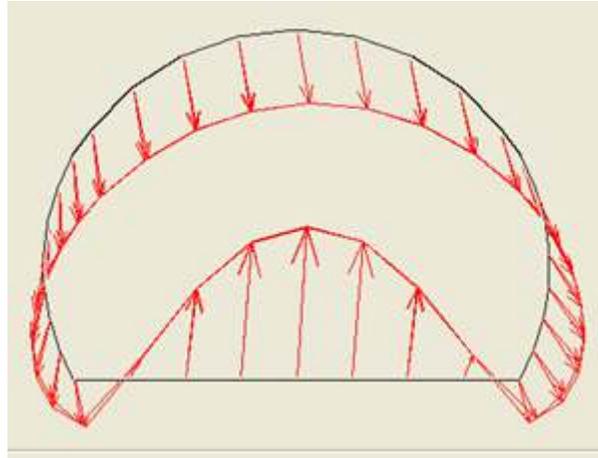


Figure.D.36 Sens de déformation tube droit

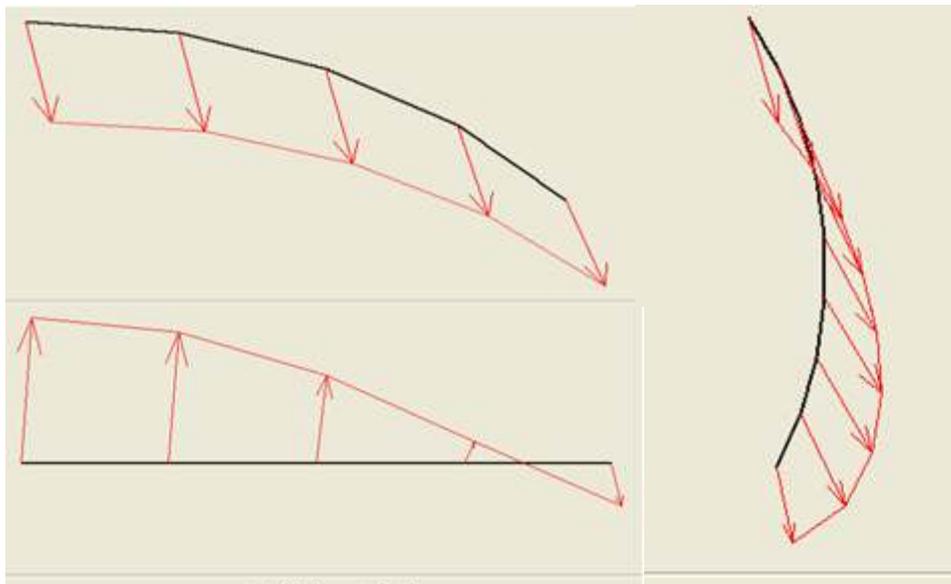


Figure. D.37 Déplacement de la voûte, piédroit et radier tube droit

On remarque que la voûte se déplace dans le sens vertical en forme flèche, la déformation maximale est situ en clé de la voûte est égale à 13,21 mm. D'autre part le déplacement sur le piédroit gauche est incliné vers la gauche idem pour le piédroit droit incliné vers la droite par rapport à la section du tube. La valeur maximale est égale à 12,11 mm. On remarque que la réaction du terrain sous le radier le pousse vers le haut et elle à tendance de le soulever dont résulte un déplacement vertical et maximum d'une valeur égale à 26,54 mm.

ANNEXE D

Déformation du tube gauche

Les figures suivantes représentent les sens de déplacement des parois du tube gauche de la valeur maximale enregistrée est 26,44 mm.

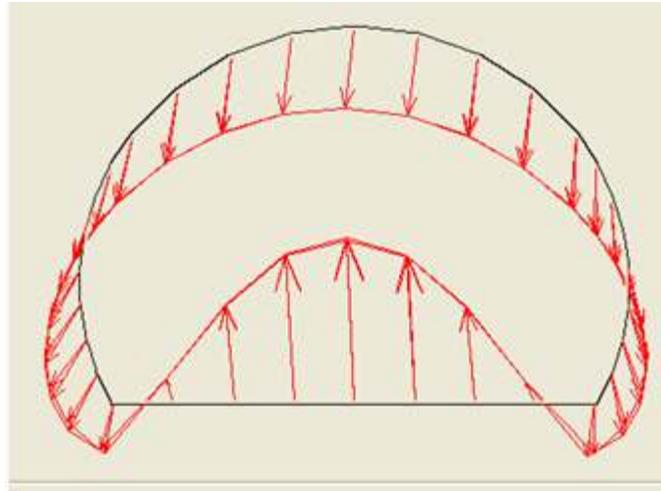


Figure.D.38 Sens de déformation tube gauche

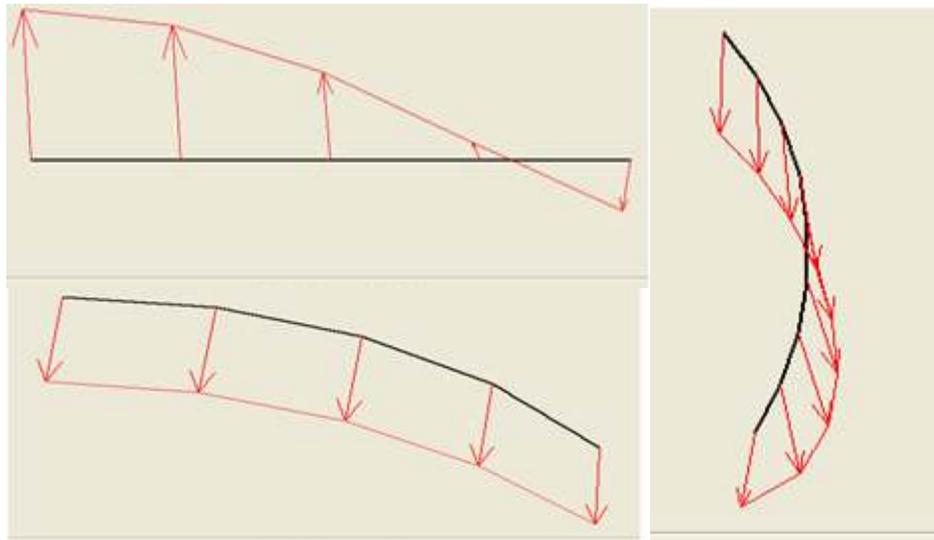


Figure. D.39 Déplacement de la voûte, piédroit et radier tube gauche

On remarque que la voûte se déplace dans le sens vertical en forme flèche, la déformation maximale est situ en clé de la voûte est égale à 13,69 mm. D'autre part le déplacement sur le piédroit gauche est incliné vers la gauche idem pour le piédroit droit incliné vers la droite par rapport à la section du tube. La valeur maximale est égale à 12,29 mm. On remarque que la réaction du terrain sous le radier le pousse vers le haut et elle a tendance de le soulever dont résulte un déplacement vertical et maximum d'une valeur égale à 26,44 mm.