

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

enstp

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DES TRAVAUX PUBLICS

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

National School of Built and Ground Works Engineering

Mémoire

Pour l'Obtention du Diplôme de MASTER

Filière : TRAVAUX PUBLICS

Spécialité : INFRASTRUCTURES DE BASE

Thème

**Renforcement du front de taille du
tunnel T4, sous la montagne DJBEL
EL KANTOUR**

Proposé par :

Dr: Mme. BADAoui

Présenté par :

REMITA Mohamed

Promotion 2015

Ecole Nationale des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

Remerciement

Je remercie, en premier lieu, notre Dieu le plus Puissant qui a bien voulu nous donner la force et le courage pour effectuer le présent travail.

En second lieu, je tiens à remercier mon encadreur

Dr. Mme. A.BADAOUÏ, pour son sérieux, sa compétence et ses orientations.

J'adresse également ma profonde gratitude au personnel pédagogique de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics KOUBA.

Ainsi je remercie en particulier Mr G.BACHIR, pour son aide scientifique, son expérience et sa compétence, pour la modélisation et le calcul de l'ouvrage.

Enfin je remercie toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Je remercie les membres de jury qui nous ont

Fait l'honneur de présider et d'examiner

Ce modeste Travail.

REMITA. Mohamed

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux
Je remercie ALLAH le tout Puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à
réaliser ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail à **ma très chère mère**, qui m'a accompagné durant les moments
les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation. Je prie ALLAH le Miséricordieux qu'il
te portera récompense, car la mienne ne sera guère complète,

Et te protège et te garde en bonne santé, à la fin je te dis **je t'aime** m'a mère.

A **mon père** qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de
l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie, je te
prie Allah te protège.

A mes chères frères et sœurs; **SARA, ABD ELHAKIM, YUCEF, CHAIMA,
OUSSAMA**

A tous mes oncles et mes tantes et à toute la famille **REMITA**

A mes très chère amis : **Oussama et Khaled**

A ma très chère **KARIMA**

A mon confrère : **CHERAITI Abdelmoumene**

A mes confrères : **Kader, Soufiane, Alladin, Yacine, Lanabi Housseem, Salah, Kadri,
Hacini, Zargou, Seif, Hakim, Abd elhakim, Abd enour, Chakib, Sedik, Bouregbi Housseem,
Mohamed, Hichem,.....**

Et tous mes amis de **3AS, EPST Annaba, et Promotion ENSTP 2015.**

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la
réalisation de ce mémoire.

Enfin, à tous ceux qui me reconnaîtront...

MOHAMED REMITA

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITREI:GENERALITES SUR LES TUNNELS ET LEUR COMPORTEMENT.....	2
I.1. INTRODUCTION	2
I.2. LES CHARGES AGISSANTES SUR LES TUNNELS.....	2
I.2.1 Les pressions souterraines	3
• Poussée de détente	3
• Poussée géologique	4
• Poussées de gonflement	5
I.3. LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT D'UN TUNNEL.....	5
I.3.1 Méthodes empiriques	6
I.3.1.1. Méthode de K. Terzaghi	6
I.3.1.2. Méthode de Z. Bieniawski.....	8
I.3.1.3. Classifications de l'AFTES (1993)	11
I.3.1.4. Méthode de l'indice de résistance géologique GSI (Geological Strength Index)	12
I.3.2 Méthodes Analytiques.....	12
I.3.2.1. Les Méthodes analytiques élastiques.....	13
I.3.2.2. Les Méthodes analytiques élasto-plastique.....	13
I.3.3 Les méthodes numérique (éléments finis)	14
I.4. MOUVEMENTS DES SOLS	15
I.4.1 Description générale des mouvements des sols.....	15
I.4.2 Transmission des déplacements vers la surface.....	16
I.4.3 Mouvements horizontaux	17
I.4.4 Mouvement dans une section transversale au creusement.....	17
I.5. L'ANALYSE DES DEFORMATIONS CONTROLEES DANS LES ROCHES ET DANS LES SOLS ADECO-RS	19
I.5.1 Les phases particulières de l'approche ADECO-RS :	21
I.5.2 Le boulonnage du front de taille.....	23
I.5.2.1. Technique de boulonnage frontal :	23
I.5.2.2. Caractéristiques d'un boulon en fibre de verre	24
I.5.2.3. Caractéristiques du scellement :	25
I.5.2.4. Mise en place dans le massif :	25
I.5.3 Dimensionnement du boulonnage frontal :	26
I.5.3.1. Approche en stabilité.....	26
CONCLUSION	27
CHAPITREII: METHODE D'EXECUTION DU TUNNEL T4	28
II.1. INTRODUCTION	28
II.2. DESCRIPTION DU TUNNEL	28
II.2.1 Conditions géologiques et géotechniques du tunnel T4	28
II.2.1.1. Géologie Régionale :	28
II.2.1.2. Géologie locale :	29

II.2.1.3. Reconnaissances géotechniques:	29
II.2.2 Conditions hydrologiques.....	30
II.2.3 Géométrie de tunnel	30
II.2.3.1. Tracé en plan	30
II.2.3.2. Profil en long.....	32
II.3. LA METHODE DE REALISATION DE TUNNEL T4.....	33
II.3.1 La nouvelle méthode autrichienne N.A.T.M	33
II.3.2 Usage des galeries de reconnaissance :	34
II.3.3 La méthode FIT (ADECO-RS)	35
II.3.4 La Méthode d'Excavation du tunnel T4	38
II.3.5 Soutènement	39
II.3.5.1. Classement des soutènements.....	39
II.3.5.2. Répartition des Classes le Long du tunnel 4.....	40
CONCLUSION	41
CHAPITREIII: MODELISATION DU TUNNEL T4.....	42
III.1. INTRODUCTION:	42
III.2. PHASAGE DES TRAVAUX DE CREUSEMENT DU TUNNEL:	42
III.2.1 Phasage de creusement	43
III.2.2 Coordonnées des boulons d'ancrage.....	45
III.2.3 Caractéristiques du terrain encaissant.....	46
III.2.4 Caractéristiques du soutènement provisoire	46
III.2.5 Cohésion du noyau renforcé :	47
III.3. MODELISATION DU TUNNEL T4 PAR PLAXIS 3D.....	48
III.3.1 Simulation numérique du Tunnel	48
CONCLUSION	60
CHAPITREIV: ÉTUDE PARAMETRIQUE SUR LES PROPRIETES DU SOL	61
IV.1. INTRODUCTION	61
IV.2. INFLUENCE DU MODULE DE DEFORMABILITE DE SOL.....	61
IV.3. INFLUENCE DE LA COHESION ET DE L'ANGLE DE FROTTEMENT DU SOL SUR LA COHESION RENFORCEE	62
IV.3.1 Influence de l'angle de frottement.....	63
IV.3.2 Influence de cohésion du sol.....	64
CONCLUSION	67
CONCLUSION GENERALE:	68
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	69

LISTE DES FIGURES

FIGURE I-1: PROCESSUS D'AFFAISSEMENT DU COIN DE VOUTE [1].	3
FIGURE I-2: CONTRAINTES GEOLOGIQUE.	4
FIGURE I-3: ZONE DECOMPRIMEE AU-DESSUS D'UNE CAVITE. [3].	7
FIGURE I-4: CUVETTE DE TASSEMENT 3D D'APRES LEBLAIS 1995.	16
FIGURE I-5: .EFFET DE VOUTE. [9].	17
FIGURE I-6: .DEFORMATION VOLUMIQUE DU PREMIER TUNNEL.	18
FIGURE I-7: DEPLACEMENT GENERE PAR LE CREUSEMENT.	18
FIGURE I-8: REPARTITION DES VOLUMES DE DEPLACEMENT DE SOL ET DE CHANGEMENT DE VOLUME.	19
FIGURE I-9: MOUVEMENTS DE SOL CONSECUTIFS A UNE PERTE DE VOLUME (URIEL 1989).	19
FIGURE I-10: QUELQUES METHODES DE RENFORCEMENT DU NOYAU [10].	20
FIGURE I-11: LES DIFFERENTES MESURES D'EXTRUSION D'APRES LUNARDI 2008.	21
FIGURE I-12: MESURE DE PRE-CONVERGENCE SELON LES MESURES DE L'EXTRUSION.	22
FIGURE I-13: BOULONS EN FIBRE DE VERRE [10].	24
FIGURE I-14: POSE DE BOULONS EN FIBRE DE VERRE AU FRONT DE TAILLE.	24
FIGURE I-15: DEUX TYPE DE CYCLES DE BOULONNAGE DU FRONT.	26
FIGURE I-16: DIMENSIONNEMENT COURANT DU BOULONNAGE FRONTAL.	27
FIGURE II-1: EMBLACEMENT DU TUNNEL T4 SUR LA CARTE GEOLOGIQUE DE SMENDOU.	29
FIGURE II-2: VUE DU PORTAIL NORD DU TUNNEL T4 (PRISE DE LA RN03).	30
FIGURE II-3: COUPE TRANSVERSALE ET TYPE DE TUNNEL T4.	31
FIGURE II-4: COUPE LONGITUDINALE TUBE GAUCHE.	31
FIGURE II-5: PROFIL EN LONG.	32
FIGURE II-6: GALERIE DE RECONNAISSANCE.	34
FIGURE II-7: LA MISE EN PLACE DES TUBES (GFRP).	36
FIGURE II-8: INJECTION DES TUBES PAR JUMBO.	36
FIGURE II-9: LE FRONT DE TAILLE DU TUNNEL T4 (REALISATION DE LA METHODE FIT).	36
FIGURE II-10: ASSEMBLAGE DES TUBES (GFRP).	37
FIGURE II-11: TUBE GFRP.	37
FIGURE II-12: TUBE SUPPORT.	37
FIGURE II-13: TETE DE TUB GFRP.	37
FIGURE II-14: PROCESSUS DE RENFORCEMENT DU TUNNEL.	37
FIGURE II-15: LA TETE DU MACHINE A ATTAQUE PONCTUELLE.	38
FIGURE III-1: VUE EN COUPE TRANSVERSALE DE LA GEOMETRIE DU TUNNEL CREUSE DANS DES ARGILITES TRES MEDIOGRES.	42
FIGURE III-2: DETAIL N°01 DE LA VUE EN COUPE DU TUNNEL.	43
FIGURE III-3: COUPE LONGITUDINALE (SCHEMA REPRESENTATIF DU CYCLE D'AVANCEMENT.	45
FIGURE III-4: PROFILE METALLIQUE HEB200.	47
FIGURE III-5: GEOMETRIE DE LA 1/2 SECTION DU TUNNEL.	49
FIGURE III-6: MODEL GEOMETRIQUE DU TUNNEL DANS PLAXIS TUNNEL 3D.	50
FIGURE III-7: CARACTERISTIQUES DU SOL.	50
FIGURE III-8.A: MAILLAGE 2D DU MODELE.	51
FIGURE III-8.B. COORDONNEES DES PLANS Z POUR GENERATION DU MAILLAGE 3D.	51

FIGURE.III.8.C.MAILLAGE 3D 3585 ELEMENTS 19193 NŒUDS.....	512
.....	
FIGURE III-9:CONTRAINTE INITIALE.....	52
FIGURE III-10:LES DE DEPLACEMENT.....	53
FIGURE III-11:DESACTIVATION DU TERRAIN SUR 16ML.....	54
FIGURE III-12: EXCAVATION DE LA SECTION TOTALE DU TUNNEL SUR UNE LONGUEUR DE 16ML EN 3D.....	54
FIGURE III-13. A: LA DEFORMATION DU MAILLAGE.....	55
FIGURE III-14: TASSEMENT DE LA PHASE 01.....	56
FIGURE III-15: EXTRUSION DE LA PHASE 01.....	56
FIGURE III-16:CARACTERISTIQUE DU MATERIAU DU NOYAU RENFORCE.....	57
FIGURE III-17:RENFORCEMENT DE LA CALOTTE + STROSS 1.....	57
FIGURE III-18:EXTRUSION APRES RENFORCEMENT.....	58
FIGURE III-19 : DEPLACEMENT APRES RENFORCEMENT.....	58
FIGURE III-20:TASSEMENT APRES RENFORCEMENT.....	59
FIGURE III-21:DIAGRAMME DE DEFORMATIONS DES 4 POINTS A, B, C, ET D.....	59
FIGURE IV-1:LA SECTION DU MATERIAU COMPOSITE.....	61

LISTE DES TABLEAUX :

TABLEAU I-1: HAUTEUR DE TERRAIN DECOMPRIMEE AU-DESSUS D'UNE CAVITE D'APRES TERZAGHI. 1946	8
TABLEAU I-2: NOTE FINALE DE LA QUALITE DU MASSIF ROCHEUX. [4].....	9
TABLEAU I-3: RECOMMANDATIONS D'AVANT-PROJET SOMMAIRE DU SOUTENEMENT D'APRES Z. BIENIAWSKI.....	10
TABLEAU I-4: ESTIMATION DU GSI A PARTIR D'UNE DESCRIPTION GEOLOGIQUE DE LA MASSE ROCHEUSE, D'APRES HOEK ET BROWN (1995).....	12
TABLEAU I-5: PROPRIETES MECANQUES DES BOULONS EN FIBRE DE VERRE.	25
TABLEAU II-1: CHAINAGE ET LONGUEUR DE TUNNEL T4.	32
TABLEAU II-2: PRESENTENT LES RECAPITULATIFS DE CETTE REPARTITION PRELIMINAIRE. [9,12].....	41

I.1.1 Tableau III-1: Phasage des travaux de creusement du tunnel T1 pour un cycle d'avancement. 44

TABLEAU III-2: COORDONNEE DES BOULONS D'ANCRAGE.	45
TABLEAU III-3: PARAMETRES GEOTECHNIQUES DU TERRAIN DU TUNNEL T4.	46
TABLEAU III-4: PROPRIETES DU SOUTENEMENT DU TUNNEL T4.	46
TABLEAU III-5: CARACTERISTIQUE DU CINTRE HEB 200.	47
TABLEAU III-6: PARAMETRE DES MATERIAUX DE SOUTENEMENT.	48
TABLEAU III-7: DIMENSIONS GEOMETRIQUES DU MODELE PLAXIS.	48
TABLEAU IV-1: CARACTERISTIQUES DE LA COMPOSITE.	62
TABLEAU IV-2: INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT SUR LA COHESION RENFORCEE.	63
TABLEAU IV-3: INFLUENCE DE LA DIMINUTION DE LA COHESION DU SOL SUR LA COHESION RENFORCEE.	64
TABLEAU IV-4: INFLUENCE DE L'AUGMENTATION DE LA COHESION DU SOL SUR LA COHESION RENFORCEE.	65
TABLEAU IV-5: INFLUENCE DE LA DIMINUTION DE LA COHESION DU SOL SUR LA COHESION RENFORCEE.	65
TABLEAU IV-6: INFLUENCE DE L'AUGMENTATION DE LA COHESION DU SOL SUR LA COHESION RENFORCEE.	66

RESUME :

La stabilité du front de taille pendant les travaux de creusement est l'objet de tous les travaux souterrains; en particulier, les tunnels creusés dans des massifs à faible résistance. Les comportements des matériaux naturels sont extrêmement variables, et la détermination des caractéristiques de soutènement et de revêtement d'un ouvrage souterrain est un problème particulièrement difficile.

L'objectif de ce mémoire est d'étudier la stabilité du front de taille du tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest, d'analyser les mouvements au niveau de la surface et au front de taille avant et après renforcement par le code tridimensionnel (PLAXIS), et étudier aussi l'influence des propriétés du sol sur l'efficacité de la méthode de renforcement utilisée.

Mots-clefs: Stabilité, tunnel, front de taille, renforcement, cohésion, modélisation.

ملخص

إن استقرار واجهة النفق أثناء عملية الحفر، هو هدف كل الأعمال تحت الأرض، وخاصة الأنفاق المحفورة في كتلة ذات مقاومة ضعيفة، يعد سلوك المواد الطبيعية متغير جدا وتحديد خصائص داعم وغلاف النفق الخاص بكل بنية تحت سطح الأرض، هو مشكلة خاصة و صعبة للغاية.

الهدف من هذه المذكرة، هو دراسة استقرار جبهة الحفر للنفق (ن4) الواقع على الطريق السريع شرق-غرب، وكذا تحليل الحركات على مستوى السطح و واجهة النفق قبل وبعد التعزيز وذلك بواسطة برنامج ثلاثي الأبعاد (بلاكسيس)، و دراسة أيضا تأثير خواص التربة على فعالية طريقة التعزيز المستخدمة.

كلمات مفاتيح: استقرار، نفق، تعزيز، واجهة النفق، التماسك، نمذجة.

Abstract:

The front surface stability during digging is the object of all underground workings; in particular, the tunnels dug in massive low resistance. The behavior of natural materials are extremely variable, and the determination of retaining characteristics and overlay underground structure is a particularly difficult problem.

The objective of this thesis is to study the stability of the working face of the tunnel T4 on East-West Highway, analyze the movements at the surface and at the face before and after reinforcement by the three-dimensional code (PLAXIS), and also study the influence of soil properties on the effectiveness of the reinforcement method used.

Keywords: Stability, tunnel working face, reinforcement cohesion, modelization.

INTRODUCTION GENERALE

En Algérie, le taux d'accroissement des habitants augmente de jour en jour, ce qui a créé le problème de circulation des véhicules dans les grandes villes, et l'extension des routes et autoroutes impose souvent des franchissements difficiles qui conduisent généralement à la construction de tunnels.

Le creusement des tunnels dans les terrains de faible résistance entraîne une décompression du front pouvant conduire à des mouvements importants et des éboulements à grande échelle.

L'utilisation de la méthode Autrichienne "N.A.T.M" pour le creusement du tunnel T4, qui se situe au Nord Est de Costantine a provoqué des déformations et des éboulements importants et le recours à d'autres solutions de renforcement plus avancées est devenue nécessaire.

Une nouvelle méthode de renforcement du front de taille est utilisée, elle est basée sur l'injection des tubes en polymère renforcé par des fibres de verres "FIT".

L'objectif de ce travail est d'étudier l'efficacité de la méthode de renforcement du front de taille sur un massif à faible résistance, tel que le cas du tunnel T4.

Cette étude comporte deux aspects : le premier est la modélisation tridimensionnelle du tunnel T4 par le code de calcul plaxis 3D tunnel, le second est l'analyse de l'effet des propriétés du sol sur l'efficacité de la méthode de renforcement.

Pour cela le mémoire est divisé en quatre chapitres :

- ✓ Le premier chapitre est consacré dans un premier temps à la description des tunnels et leur dimensionnement. Dans un second temps à la description des mouvements des massifs rocheux, et les types de renforcement du front.
- ✓ Le chapitre II est consacré à la description de tunnel T4 et sa méthode d'exécution.
- ✓ Le chapitre III représente la modélisation numérique par plaxis 3D du tunnel avec ou sans renforcement du front de taille.
- ✓ Dans le chapitre IV, une étude paramétrique sur les propriétés du sol est présentée, elle intègre l'influence de la variation des paramètres du sol sur la méthode de renforcement du front de taille.

CHAPITRE II: GENERALITES SUR LES TUNNELS ET LEUR COMPORTEMENT

II.1. Introduction

La vérification de la stabilité d'un ouvrage souterrain, et la détermination des caractéristiques de son soutènement et de son revêtement est un problème particulièrement difficile. Les comportements des matériaux naturels sont extrêmement variables, et souvent complexes ; les modèles mathématiques ne les représentent qu'imparfaitement. C'est pourquoi l'expérience de l'ingénieur de génie civil est ici, plus qu'ailleurs, nécessaire pour compenser le manque de règle précise en la matière.

Les méthodes de calcul sont très nombreuses, et leur choix dépend de la nature et les dimensions de l'ouvrage, ainsi que les conditions du site (couverture, qualité de la roche, procédé d'excavation...).

Le creusement des tunnels a fortement progressé avec le développement des boucliers pressurisés, qui assurent simultanément la stabilité provisoire du front, et de l'excavation, puis la mise en place du revêtement définitif, tout en maintenant les mouvements du sol dans des limites acceptables.

Ces techniques se révèlent souvent inadaptées ou coûteuses dans les sols durs ou les roches tendres. Donc l'utilisation des techniques de creusement traditionnelles doit alors être complétée par des mesures visant à confiner le front et mettre en place le plus rapidement possible le soutènement. Ceci peut être réalisé, par la technique du pré-soutènement qui consiste à mettre en place en avant du front un soutènement périphérique, soit à l'aide de renforcements formant une voûte parapluie, soit par une pré-voûte.

Le pré-soutènement pouvant être insuffisant soit pour assurer la stabilité du front, soit pour maintenir les tassements à un niveau acceptable, donc nous devons introduire une technique de renforcement du front par des boulons (en fibre de verre).

II.2. Les charges agissantes sur les tunnels

Les principales charges agissant sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des couches constituant le terrain, c'est à dire la poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain) et la pression hydrostatique. [1]

Le calcul des sollicitations d'un ouvrage souterrain dépend de l'état de contrainte géostatique du massif, c'est à dire l'état de contrainte existant avant le creusement du tunnel. Cet état de contrainte étant supposé connu.

II.2.1 Les pressions souterraines

Selon RABCEWICZ, les causes de la poussée du souterrain peuvent être réparties dans les trois groupes suivants :

- ✓ décompression de la masse rocheuse ;
- ✓ poids des masses du terrain situé au-dessus du tunnel, auquel on lui ajoute les effets d'origine tectonique ;
- ✓ augmentation du volume du rocher, gonflement d'origine chimique ou physique.

Ces effets peuvent être à l'origine de trois sortes de poussées :

- Poussée de détente ;
- Poussée géologique, naturelle ou géostatique ;
- Poussée de gonflement.

❖ Poussée de détente

La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité. Elle induit une diminution du champ de contrainte au voisinage de la cavité, qui se traduit par une décompression du sol. En raison de l'affaissement de la calotte provoqué par la pression, la masse rocheuse située au-dessus de l'excavation marque une tendance à l'affaissement, et si le haut de l'excavation est démunie de soutènement, ceci provoquera le détachement progressif d'un coin du rocher de la masse principale. Le phénomène de détente commence par l'affaissement d'une partie du rocher en calotte, le mouvement se poursuit sous forme d'un élargissement en direction des piédroits, puis par une extension vers le haut sous forme d'ogive, jusqu'à ce que les côtés du triangle forment un angle α . [1]

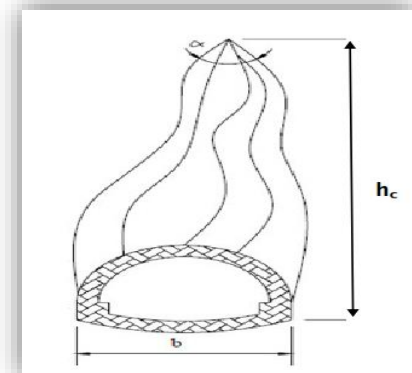


Figure II-1: Processus d'affaissement du coin de voûte [1].

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

$$h_c = \frac{h}{2tg \frac{\alpha}{2}} \cong \frac{b}{2\sin\varphi} \quad (\text{I.1})$$

Avec

b : ouverture de l'excavation ;

φ : Angle de frottement interne ;

α : Angle au sommet du profil d'équilibre ;

h : hauteur de couverture ;

❖ Poussée géologique

Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers effets tectoniques. Elle apparaît suite aux travaux d'excavations dans l'entourage du profil où l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche, non seulement en calotte mais aussi sur les piédroits. Le processus du mouvement suscité par les travaux d'excavation débute au moment où à la suite du regroupement des poussées le long des piédroits. La pression atteint le double de sa valeur initiale, si bien qu'elle finisse par dépasser parfois la résistance à la compression simple de la roche. Les parois latérales commencent à flamber en diminuant leur résistance aux charges extérieures. Les poussées géologiques sont fonction de l'état de contraintes géostatiques du massif, c'est à dire, l'état des contraintes avant le creusement du tunnel. [1,2]

La détermination des contraintes naturelles se heurte à de grandes difficultés. Car l'état de contrainte est perturbé par l'hétérogénéité et l'anisotropie des roches et surtout par les bouleversements apportés par la tectonique. En pratique, la contrainte verticale est souvent assimilée au poids de la colonne unitaire du terrain situé au-dessus :

$$\sigma_1^0 = \gamma \cdot H \quad (\text{I.2})$$

et la contrainte horizontale

$$\sigma_2^0 = K_0 \sigma_1^0 = K_0 \gamma \cdot H \quad (\text{I.3})$$

Où

K_0 est le coefficient des terres au repos.

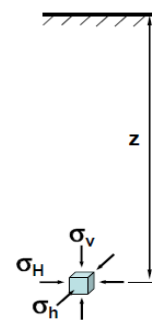


Figure II-2: Contraintes géologique.

Lorsque K_0 , n'est pas mesuré in situ, il se calcule à l'aide des formules suivantes :

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad \text{Pour un milieu élastique (bassins sédimentaires récents); (I.4)}$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad \text{Pour un terrain argileux normalement consolidé; (I.5)}$$

$$K_0 = 1 \quad \text{Terrains anciens; (I.6)}$$

$$K_0 > 1 \quad \text{En cas de présence de contraintes tectoniques résiduelles. (I.7)}$$

ν et φ sont, respectivement, les coefficients de poisson et l'angle de frottement interne.

❖ Poussées de gonflement

Cette dernière forme de poussée souterraine est retrouvée dans quelques roches argileuses ou délitées, elle est peut-être :

- ✓ Soit d'origine physique, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provoquant une augmentation de volume par apport d'eau. Ce phénomène, correspondant à une augmentation de la teneur en eau, se manifeste avant tout sur les faces non étayées et déchargées du souterrain, comme le front d'attaque et le radier, entraînant une modification des contraintes qui se manifeste sur les parois de la cavité. [2]
- ✓ Soit d'origine chimique, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates.

Après avoir exposé les diverses formes de pression souterraine, nous allons passer à l'étude des méthodes de calcul des pressions géologiques.

II.3. Les méthodes de dimensionnement d'un tunnel

Parmi les problèmes qui se posent au projeteur de tunnel est celui de la détermination des caractéristiques du soutènement d'un ouvrage souterrain ou la vérification de sa stabilité. C'est l'un des plus délicats et des plus difficiles à aborder. L'absence de règles dans le domaine est souvent compensée par le jugement et l'appréciation de l'ingénieur. Dans ce cas-là, des méthodes de dimensionnement des ouvrages souterrains ont enregistré de grands progrès durant les deux dernières décennies. Ces méthodes ont pour objet d'évaluer les caractéristiques des soutènements et leur dimensionnement. Passant du stade purement empirique à celui où l'on fait appel à des modèles numériques très développés, qui permettent la prise en compte de la complexité du problème traité, notamment grâce au développement des moyens informatiques. Cependant, Aucune de ces méthodes actuelles ne peut prétendre résoudre l'infinité des

cas qui s'offrent au projeteur. Néanmoins, il est possible de définir des domaines préférentiels d'utilisation pour chaque méthode de calcul.

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

- Méthodes empiriques.
- Méthodes analytiques.
- Méthodes numériques

Dans ce chapitre on se limitera à exposer quelques méthodes pour chaque approche.

II.3.1 Méthodes empiriques

Les méthodes empiriques sont basées sur le collationnement de résultats obtenus sur un nombre important de chantiers variés permettent, en partant de paramètres simples, de définir un soutènement en principe approprié.

Ces méthodes concernent généralement le seul soutènement provisoire. Les paramètres choisis peuvent être globaux et tirés eux-mêmes d'une expérimentation in situ, comme la durée de stabilité d'une excavation non soutenue. Ils peuvent aussi être plus détaillés et tirés d'essais ou de mesures de laboratoire (fracturation, résistance au cisaillement, contraintes, comportement hydraulique).

Les plus utilisés sont celles de :

- ✓ Terzaghi.
- ✓ Z.Bieniaswski (Rock Mass Rating, RMR).
- ✓ A.F.T.E.S (Association Française des travaux souterrains).
- ✓ Geological Strength Index (GSI).

II.3.1.1. Méthode de K. 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 États-Unis. Pour l'estimation de charge Terzaghi suppose qu'une certaine quantité de roche ou de sol se décomprime pesant sur le soutènement et dont la hauteur H_p est estimée par la formule : [3]

$$H_p = K(B + H_t) \quad (I.8)$$

où

B : Largeur de la galerie ;

H_t : Hauteur de la galerie ;

K : Coefficient multiplicateur dont la valeur dépend de la catégorie de terrain rencontrée. La formule est théoriquement applicable aux tunnels à moyenne profondeur pour lesquels la hauteur de couverture H est supérieur à $1,5(B + H_t)$.

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

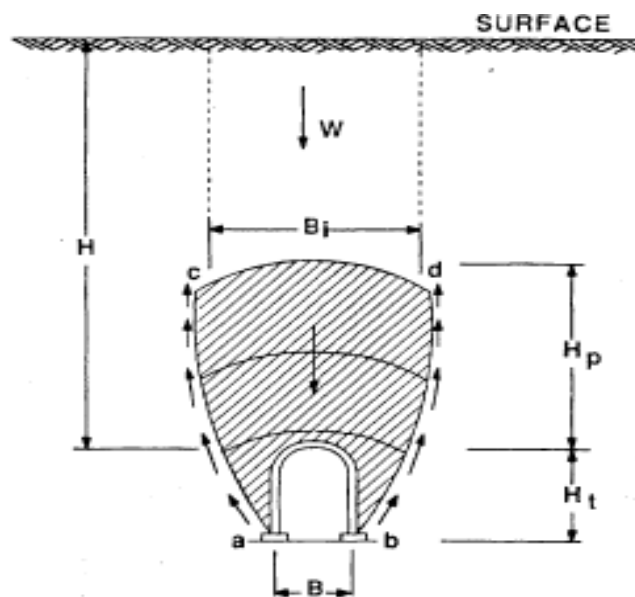


Figure II-3: Zone décomprimée au-dessus d'une cavité. [3].

La classification de Terzaghi permet de calculer la hauteur de terrain décomprimé au-dessus d'une cavité en fonction de la nature de roche est récapitulé sur le tableau.I.1.

Tableau II-1: Hauteur de terrain décomprimée au-dessus d'une cavité d'après Terzaghi. 1946

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

Cette classification n'est valable que pour les tunnels de section rectangulaire et supportés par des cintres.

II.3.1.2. Méthode de Z. Bieniawski

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 I.2). La somme de ces coefficients détermine la valeur du RMR (Rock Mass Rating, RMR), qui caractérise la qualité de la roche et de classer suivant ces caractéristiques, qui peut varier entre 0 et 100. Les six paramètres de note RMR sont: [4]

- la résistance à la compression uniaxiale de la roche, ou essai Franklin (pour les roches dures) ;
- la valeur de l'indice RQD (Rock quality designation) de Don Deere pour caractériser la qualité du rocher ;
- l'espacement des discontinuités (joints). Le terme joint comprend tous les types de discontinuités (stratification, schistosité, fractures, diaclases) ;
- l'état des discontinuités ;
- les conditions hydrauliques (les venues d'eau) ;
- l'orientation des discontinuités.

Chaque paramètre reçoit une note pour aboutir par addition à une note du RMR globale caractérisant la qualité de la roche qui est utilisé pour connaître le temps pendant lequel une excavation peut rester stable sans soutènement.

Tableau II-2: Note finale de la qualité du massif rocheux. [4]

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 4mde portée	1 semaine pour 3m de portée	5 heures pour 1.5m de portée	10mn pour 0.5 m de portée

Pour chaque classe de rocher, Z.BIENIAWSKI, propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place qui sont représentées sur le tableau.I.3.

Tableau II-3: Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Z. Bieniawski

RMR	Mode d'excavation	Mode de soutènement		
		Boulonnage	Béton projeté	Cintres métalliques
Classe I	Creusement pleine section Pas d'avancement : 3 m	Boulonnage local	Aucun	aucun
Classe II	Creusement pleine section Pas d'avancement : 1,5 m-3 m Soutènement à 20 m du front	Boulonnage systématique, 4 m de longueur, espacement de 2,5 m avec un treillis soudé localement	50 mm en voute si nécessaire	aucun
Classe III	Creusement demi-section Pas d'avancement : 1,5 m – 3 m en demi-section supérieure Soutènement mis en place à une distance inférieure à 20 m du front	Boulonnages systématique, 4m de longueur, espacement de 1,5 m à 2,5 m en voute et sur les piédroits avec treillis soudé en voute	50mm à 100mm en voute et 30mm sur les piédroits	aucun
Classe IV	Creusement demi-section Pas d'avancement : 1,5 m – 3m en demi-section supérieure Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement à une distance inférieure à 10 m du front	Boulonnages systématique, 4m de longueur, espacement de 1,5 m à 2,5 m en voute et sur les piédroits avec treillis soudé en voute	100mm à 150mm en voute et 100mm sur les piédroits	Cintres légers à moyens espacés de 1,5 m si nécessaire
Classe V	Creusement en section divisée Pas d'avancement : 0,5 m- 1,5 m pour la galerie de tête Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement Mise en place de béton projeté dès que possible	Boulonnages systématique, 5m à 6m de longueur, espacement de 1m à 1,5 m en voute et sur les piédroits avec treillis soudé Boulonnages	150mm à 200mm en voute et 150mm sur les piédroits 50mm sur le front	Cintre moyens à lourds espacés de 0,75 m avec blindage métallique et enfilage Contre voute nécessaire

II.3.1.3. Classifications de l'AFTES (1993)

Plutôt que d'attribuer au massif une "note" globale déterminant les conditions de creusement d'un ouvrage, l'AFTES a préféré préciser clairement les divers facteurs qu'il faut s'efforcer de connaître pour la conception d'un projet souterrain dans un massif rocheux : [5]

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

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

➤ **Des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution**

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

➤ **Des critères relatifs à l'environnement**

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

Pour chacun des critères énumérés ci-dessus, l'AFTES fournit des recommandations propres à orienter le choix du soutènement : béton projeté, boulons à ancrage ponctuel ou à ancrage réparti, cintres, voussoirs etc.

En effet, divers tableaux ont été élaborés afin d'indiquer, en fonction de la valeur des paramètres qui caractérisent les différents critères en question, si le soutènement considéré est :

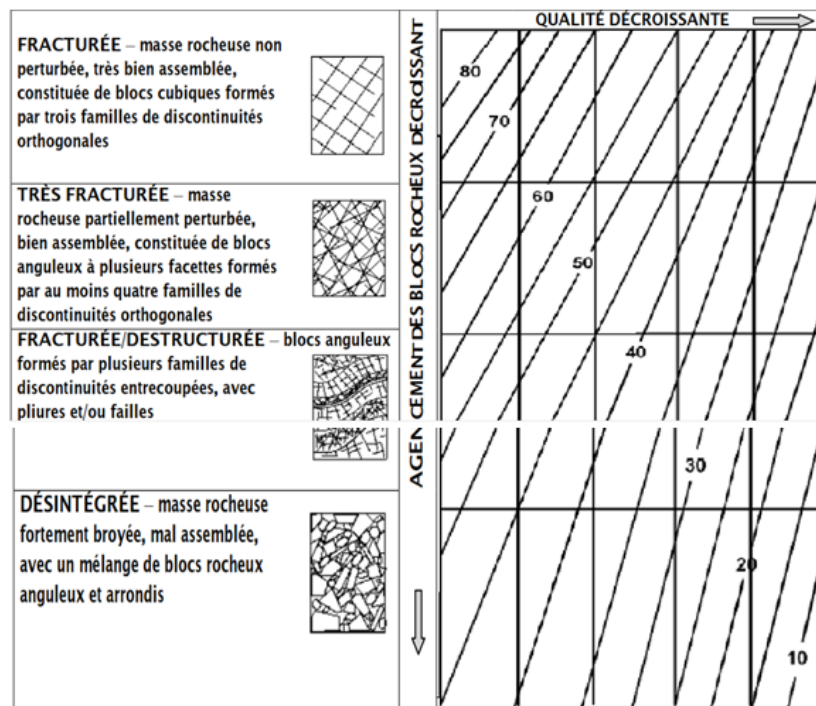
- ✓ particulièrement recommandé ;
- ✓ soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable) ;
- ✓ soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable) ;
- ✓ soit en principe impossible.

II.3.1.4. Méthode de l'indice de résistance géologique GSI (Geological Strength Index)

Le GSI « geological Strength Index » est un nombre sans dimensions, déterminé empiriquement, qui varie entre 5 et 85, et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode GSI s'appuie donc sur une observation directe de la structure du massif rocheux.

Le tableau I.4 présente les 20 codes qui permettent d'identifier chaque catégorie de masses rocheuses, et d'estimer la valeur du GSI à partir des conditions de surface des discontinuités et de leur structure. Par définition, les valeurs proches de 5 correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité, tandis que les valeurs proches de 85 décrivent des matériaux d'excellente qualité (pour lesquels la résistance de la masse est égale à celle de la matrice rocheuse). [6]

Tableau II-4: Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse, d'après Hoek et Brown (1995).



II.3.2 Méthodes Analytiques

Les méthodes analytiques permettent de déterminer quantitativement les paramètres de dimensionnement à partir d'un modèle, destiné à schématiser le comportement de l'ouvrage sous l'effet des sollicitations qui lui sont appliquées, permettant ainsi d'obtenir rapidement des ordres de grandeur des paramètres de calcul, et d'estimer l'influence de certains paramètres sur la réponse de l'ensemble terrain-soutènement. [7]

Les méthodes analytiques peuvent se subdiviser en deux groupes :

- Méthode analytique élastique ;
- Méthode analytique élasto-plastique.

II.3.2.1. Les Méthodes analytiques élastiques

Ce sont des méthodes qui traitent l'entourage de l'excavation comme un milieu élastique. Nous citons essentiellement les auteurs ayant développé des méthodes de calcul destinées à évaluer les mouvements dans le massif, sans entrer cependant dans le détail des équations :

- ✓ Lamé (1852)
- ✓ Kirsch (1898)
- ✓ Panet (1976)
- ✓ Einstein-schwartz (1979)
- ✓ Warburton (1980)
- ✓ Goudman-shi (1982)

Les étapes de calcul qui mènent aux équations finales et qui donnent les déplacements et les sollicitations dans le soutènement sont :

- ✓ Calcul des contraintes (σ_r , σ_θ , $\tau_{r\theta}$) et les déformations dans le terrain dus aux champs initiaux des contraintes. Ensuite les déplacements initiaux U_i et V_i peuvent être calculés après intégration.
- ✓ Calcul de la contrainte totale et le champ de déplacement supplémentaire dans le terrain ainsi que les contraintes de contact à l'interface sol-soutènement. Le champ de déplacement supplémentaire est égal au déplacement, pour une excavation circulaire, causé par des contraintes externes (excavation) que l'on soustrait les déplacements causés par les contraintes in-situ.
- ✓ Calcul des sollicitations dans le soutènement (M_s , T_s).

II.3.2.2. Les Méthodes analytiques élasto-plastique

Ce sont des méthodes qui tiennent en compte le développement d'une zone plastique autour de la cavité souterraine due à l'excavation du tunnel. Parmi les méthodes élasto-plastiques, on peut citer:

- Théorème limite (Caquot, Atkinson, Mühlhaus) ;
- Convergence-Confinement (1980).

❖ Théorème limite

Le théorème limite est apparu dans les années 1950, afin d'étudier les comportements des tunnels à basse profondeur.

L'analyse limite est une application directe des théorèmes des limites inférieures et supérieures.

- ✓ Le théorème de la limite inférieure établit, que toute solution statiquement admissible, constitue une valeur limite inférieure à la pression interne nécessaire à la stabilité de l'excavation.
- ✓ Le théorème de la limite supérieure établit, que toute solution cinématiquement admissible constitue une valeur limite supérieure à la pression interne nécessaire à la stabilité de l'excavation.

Toute solution statiquement admissible donne une valeur de la pression interne, qui sera supérieure à la valeur critique en-dessous de laquelle il y aura rupture. Cette solution représente donc une estimation allant du côté de la sécurité pour la pression nécessaire de support. [2]

❖ La méthode convergence-confinement

Cette méthode peut fournir des résultats de pré-dimensionnement intéressants, en tenant compte d'un comportement élasto-plastique du terrain. La principale difficulté réside dans l'estimation de l'allure de l'évolution du dé-confinement, qui se révèle être un paramètre à la fois très important, mais difficile à estimer.

La méthode s'intéresse au dimensionnement des tunnels soutenus. Pour une géométrie et un phasage de creusement de pose du soutènement donné, les calculs de soutènement consistent notamment à déterminer l'effort de poussée du massif sur le revêtement à l'équilibre.

De façon générale, le problème du tunnel soutenu a deux particularités importantes : il est essentiellement tridimensionnel, à proximité du front de taille les champs de déplacement et de contrainte sont complexes ; d'autre part, c'est un problème couplé, car il s'agit d'étudier l'interaction entre le soutènement d'une part et le massif percé du tunnel d'autre part. L'application de concepts simples empruntés à la méthode de convergence-confinement permet de découpler le problème et de l'étudier en condition de déformations planes.

II.3.3 Les méthodes numérique (éléments finis)

Apparues dans les années 70, d'abord pour les matériaux métalliques et progressivement adaptées pour les géo matériaux, les méthodes numériques (Aussi appelées méthodes du solide composite dans

les travaux souterrains), permettent d'obtenir des champs de déplacements et de contraintes avec un niveau de précision sans équivalent. On est vite tenté de les utiliser systématiquement tant leur rapidité et leur simplicité d'utilisation sont grandes. Il convient cependant de borner précisément leurs domaines d'utilisation ainsi que l'utilité d'une modélisation complexe. [8]

La modélisation par la méthode des éléments finis procède avec tout de la décomposition des systèmes matériels, et leurs contacts, en éléments mécaniques simplifiés, éléments de ligne (segment de poutres), éléments de surface (plaques ou coques triangulaires ou quadrangulaires) et/ou éléments de volumes (solides ou massifs) reliés entre eux et mis en continuité en un nombre fini de points de frontière. Ces points de continuité, appelés nœuds. Les déplacements aux nœuds sont les inconnues du problème et les sollicitations internes (contraintes) se déduisent des déplacements et de l'état initial.

II.4. Mouvements des sols

II.4.1 Description générale des mouvements des sols

Le creusement d'un tunnel perturbe le champ initial des contraintes et la situation hydrogéologique dans le massif. Cette modification des contraintes s'accompagne en général d'un déplacement instantané du front vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel. [7]

Les mouvements de surface apparaissent en fait comme liés à une série de phénomènes concomitants dans le court terme :

- Perte de sol au front de taille.
- Déplacement de sol vers le vide laissé, soit par le bouclier lors de sa progression, soit la distance de pose du soutènement en arrière du front de taille.
- Déplacement de sol vers les vides latéraux créés par le bouclier (en cas de trajectoire courbe par exemple).
- Déformation du soutènement du tunnel qui vient d'être exécuté suite à sa mise en charge.

À cet ensemble de mouvements de sol correspond à un volume de terrain perdu. En surface, on constate l'apparition d'une dépression appelée cuvette de tassement qui progresse avec l'avancement du tunnel (figure.I.4).

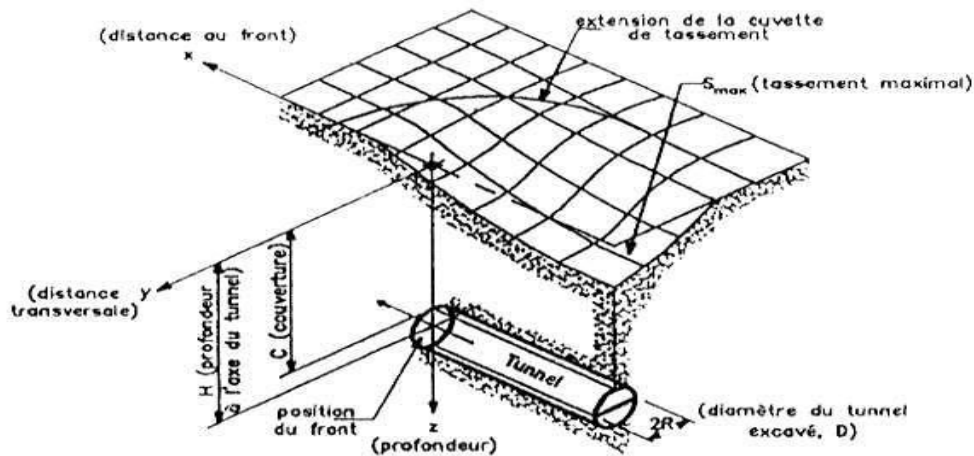


Figure II-4: Cuvette de tassement 3D d'après Leblais 1995.

II.4.2 Transmission des déplacements vers la surface

Les phénomènes s'initiant autour du tunnel se propagent vers la surface en fonction du temps de réponse, et de la hauteur de couverture, la vitesse étant quasi constante pour un terrain donné (Pantet 1991). On note donc un retard et un amortissement entre les tassements de surface et les mouvements en profondeur. Ce phénomène est d'autant plus important que la hauteur de couverture augmente (supérieure à un diamètre). Pour les tunnels peu profonds l'amortissement est si faible qu'une erreur dans la procédure de creusement peut entraîner une rupture en bloc de toute la couverture d'après Chapeau 1991.

Roisin 1995 présente deux types de rupture au-dessus d'un tunnel circulaire foré au bouclier :

- Si le rapport (couverture/diamètre du tunnel) atteint 1,5 à 2, il y a possibilité de formation de voûtes de décharge. Dans ce cas le tunnel est dit profond et le sol est peu perturbé en surface. La surface de rupture (une parabole) est d'autant plus haute que le sol est moins résistant et le diamètre du tunnel plus important.
- Le tunnel est plus proche de la surface, et on se retrouve dans la configuration de rupture en silo de Terzaghi.

La notion d'effet de voûte est également décrite par Lunardi en 1997, qui le définit dans une section transversale de la manière suivante : les contraintes préexistantes sont déviées par l'ouverture de la cavité ; c'est la canalisation du flux de ces contraintes sur le contour de l'excavation qui est à l'origine de l'effet de voûte. Quand il a lieu, ce phénomène permet de garantir la tenue et la durée d'espaces vides dans le sous-sol. Cet effet de voûte (figure.I.5) est fonction de l'état de contraintes du massif et des caractéristiques de résistance et de déformabilité du terrain. Trois situations sont alors possibles et l'effet de voûte peut :

- se produire à proximité du profil d'excavation
- se produire loin du profil
- ne pas se produire

Le premier cas se rencontre lorsque le massif se comporte de manière élastique avec peu de convergence. La deuxième situation se produit lorsque des déformations non élastiques (généralement plastiques) ont lieu, ce qui provoque des convergences importantes. Dans le dernier cas le massif n'est pas en mesure de supporter le champ de contraintes déviées et la cavité s'écroule.

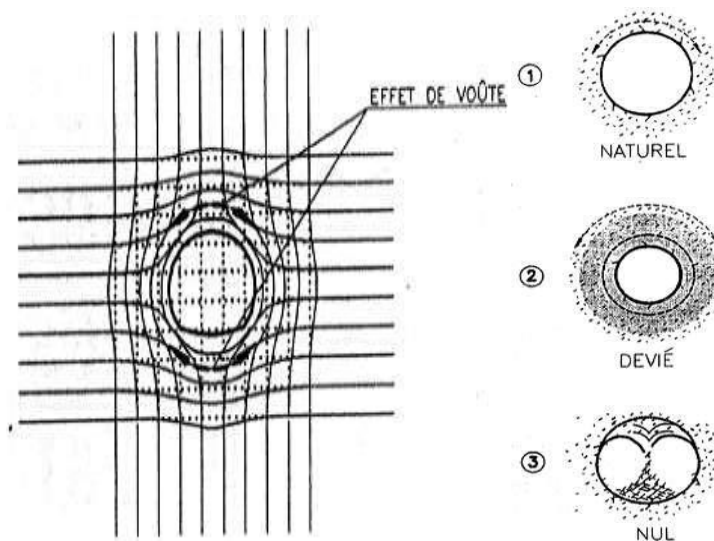


Figure II-5: .Effet de voûte. [9]

II.4.3 Mouvements horizontaux

Les inclinomètres permettent de mesurer les déplacements horizontaux du sol dans deux directions : transversale et longitudinale.

Les déformées inclinométriques transversales présentent deux points communs :

- Le terrain situé en dessous du radier n'est pratiquement pas perturbé.
- Le terrain situé en surface a tendance à converger vers le centre de la cuvette.

II.4.4 Mouvement dans une section transversale au creusement

Cording [1977] propose une représentation des déplacements expérimentaux du chantier de métro bitube Washington DC dans des matériaux granulaires en termes d'isovaleurs de distorsion (Figure I.6) et de déformations volumiques (Figure I.7).

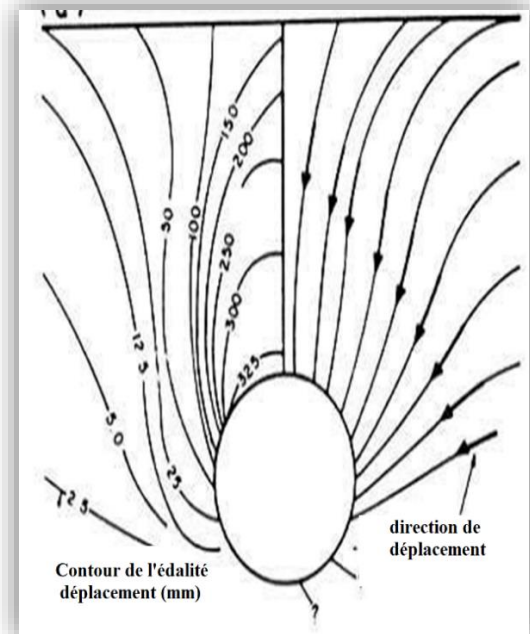
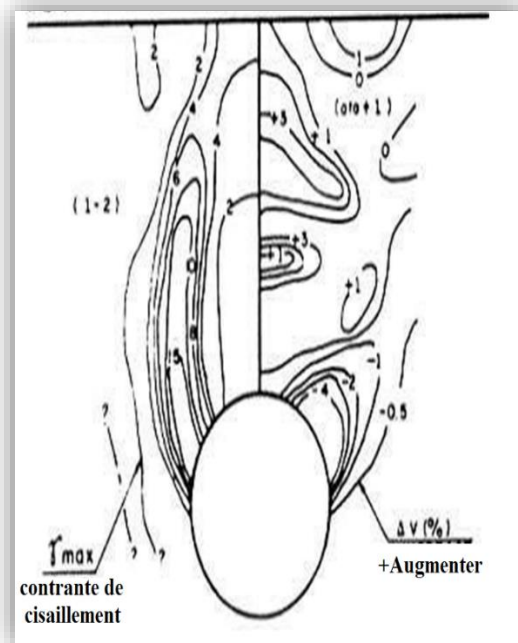


Figure II-6: .Déformation volumique du premier tunnel.

Figure II-7: Déplacement généré par le creusement.

On note sur la (Figure I.6) la symétrie de la cuvette de tassement. Le déplacement vertical est maximal au-dessus de la clé du tunnel et le déplacement horizontal est maximal en surface. Il est important de signaler que si la couverture du tunnel avait été insuffisante, les lignes de cisaillement auraient pu atteindre la surface et provoquer un phénomène de rupture en bloc.

Les phénomènes suivants ont également été mis en évidence (Figure I.8) :

- en surface, zones de compression dans les deux zones latérales.
- une zone décompressée en forme de dôme au-dessus de la clé du tunnel.
- deux zones de distorsion maximale débutant à 45° et se propageant verticalement.
- resserrement par compression aux recoins.

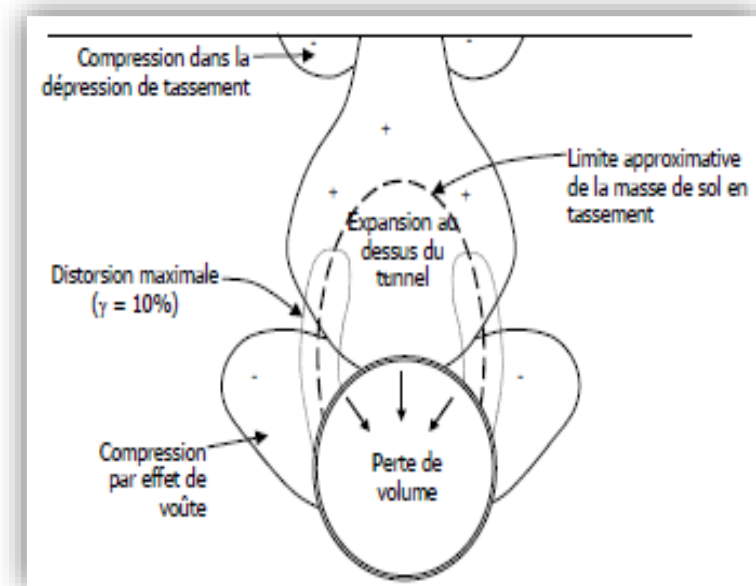


Figure II-8: Répartition des volumes de déplacement de sol et de changement de volume.

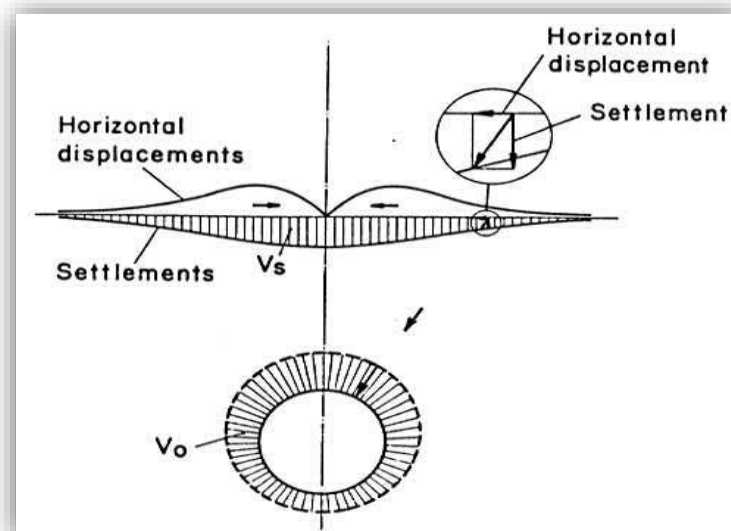


Figure II-9: Mouvements de sol consécutifs à une perte de volume (Uriel 1989).

II.5. L'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols ADECO-RS

Cette analyse représente une nouvelle procédure de conception et construction, dont la qualité s'est définitivement révélée dans les excavations de tunnels, dans des conditions de contraintes et déformations difficiles, où l'application d'autres méthodes telle que la NATM (la Nouvelle Méthode Autrichienne) qui intervient en aval du front, par une simple action de confinement pour réduire la convergence de la cavité (ne tient pas en compte l'extrusion et le pré-confinement). [10]

Lunardi préconise de mettre au point un élément structural ayant des caractéristiques géo mécaniques capables de limiter l'extrusion prématurée du front, et l'apparition de zones en déformations plastiques. Ces éléments agissent à l'intérieur du massif en amont du front lorsque celui-ci est encore impliqué par des contraintes de type tridimensionnelles, et réalisent l'effet de pré-confinement par :

- Des interventions de conservation directe qui consistent à réaliser un pré-soutènement, afin de protéger le contour du noyau, tels que le jet-grouting, le prédécoupage mécanique ou encore la réalisation d'un arc cellulaire.
- Des interventions de conservation indirecte qui consistent à améliorer les caractéristiques du noyau, par exemple par congélation ou par mise en place d'inclusion en fibre de verre (FGT ; fibres glasses tubes) au noyau.
- Des interventions de conservation mixte qui réunissent à la fois une intervention directe de protection, et une intervention de renforcement du noyau, (prédécoupage mécanique + FGT).

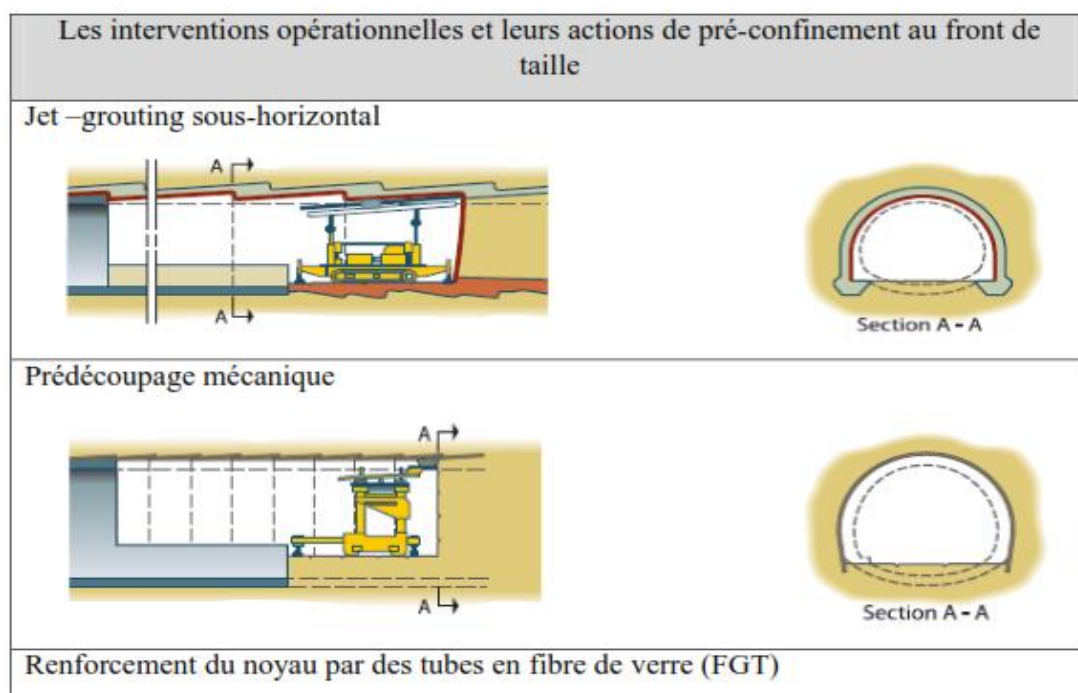


Figure II-10: Quelques méthodes de renforcement du noyau [10]

Parmi ces techniques, l'utilisation d'un pré-renforcement à l'aide de tubes en résine renforcée par des fibres de verre qui nous intéresse plus particulièrement dans cette étude.

II.5.1 Les phases particulières de l'approche ADECO-RS :

- ❖ **Phase de reconnaissance** : C'est la phase d'identification des caractéristiques du milieu en termes de mécanique des roches et des sols (étude géologique et géotechnique plus ponctuelle et plus détaillée des terrains concernées par l'excavation de tunnel).
- ❖ **Phase de diagnostic** : Au cours de laquelle, sur la base des éléments recueillis lors de la phase précédente, le concepteur est appelé à faire (théoriquement) des prévisions fiables concernant la réponse en déformation du milieu à l'action de l'excavation sans interventions de stabilité, et on détermine le comportement du milieu (front stable, stable à court terme ou instable).
- ❖ **Phase de thérapie** : Dans cette phase, on choisit de l'action de confinement ou de pré-confinement à exercer au front vis-à-vis de la stabilité et de la déformation, au moyen d'une série de contrôle et des mesures in situ et en laboratoire. Pour estimer les pressions et les déformations exercées au front, on fait certaines mesures :

a. Mesure d'extrusion: in situ, on utilise des extrusomètres qui fournissent la déformation longitudinale du front (en vraie grandeur). En laboratoire, on utilise un essai d'extrusion en cellule triaxiale, qui va permettre de trouver la pression que l'on doit appliquer dans la cavité de l'échantillon, pour limiter la déformation axiale de l'échantillon à un niveau donné, et notamment pour éviter une trop forte plastification de ce dernier. Cette pression est alors utilisée, par transposition au tunnel réel, pour dimensionner le boulonnage du front de taille et obtenir l'ordre de grandeur des valeurs d'extrusion au front du tunnel.

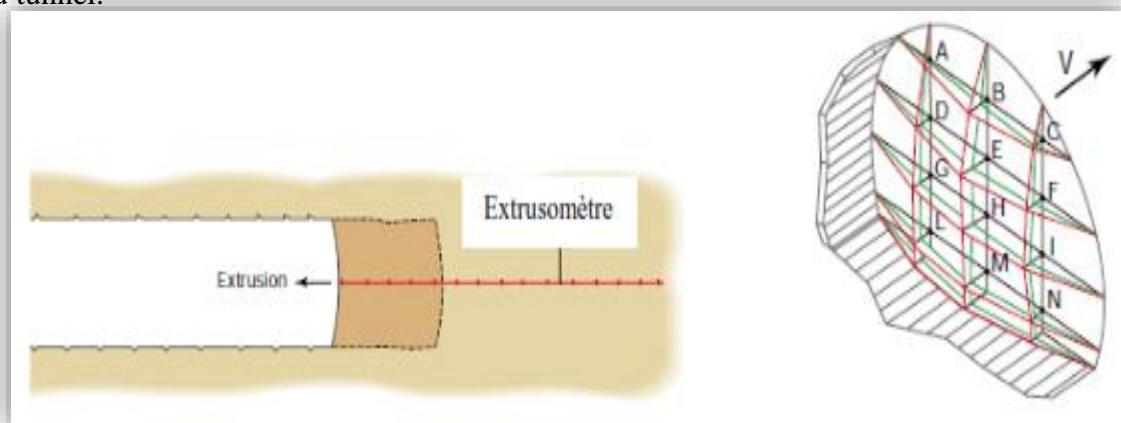


Figure II-11: Les différentes mesures d'extrusion d'après Lunardi 2008.

b. Relevés topographiques : des déplacements absolus du front de taille, à l'aide de mires optiques effectuées ou les travaux d'avancement sont arrêtés.

c. **Mesure de pré-convergence** : on utilise des extensomètres introduits verticalement dans le terrain au niveau de la clef, et des flancs du tunnel au cours de construction ou on utilise les mesures expérimentales de l'extrusion (figure I.12).

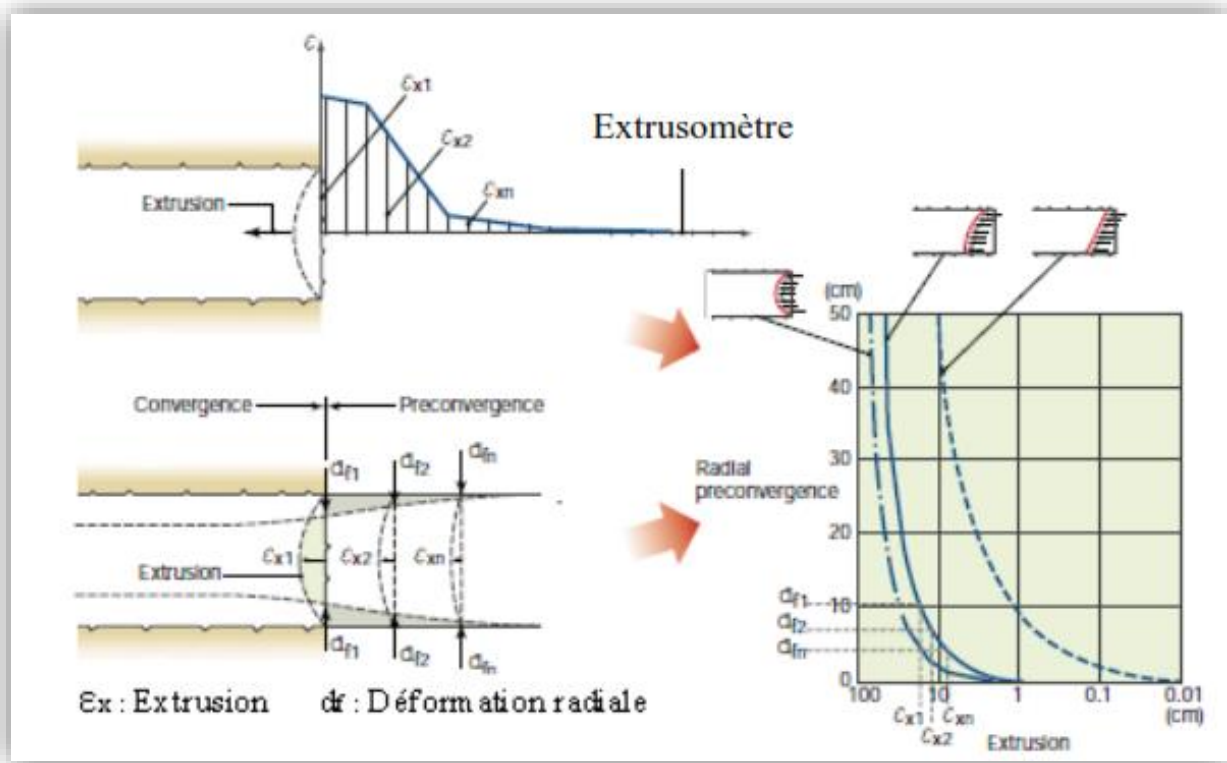


Figure II-12: Mesure de pré-convergence selon les mesures de l'extrusion.

Naturellement, toutes ces mesures s'accompagnaient toujours des mesures traditionnelles de convergence, et de mesures de contrainte dans les revêtements.

Les choix des interventions de confinement et pré-confinement est fondé sur les récents progrès en champ technologique, afin d'obtenir la stabilisation complète du tunnel. Nous définissons aussi la composition des sections type longitudinale et transversale (leur dimensionnement et leur efficacité) en utilisant un calcul numérique.

- ❖ **Phase opérationnelle:** on réalise l'avancement dans le tunnel en mettant en œuvre des soutènements de stabilisation (jet-grouting, fibre de verre...), en les adaptant en termes de confinement et pré-confinement à la réponse réelle en déformation du massif.
- ❖ **Phase de vérification** : Elle permet de vérifier l'exactitude et la justesse des calculs faits dans la phase de diagnostic et de thérapie, par la lecture des phénomènes de déformation comme réponse du milieu durant l'avancement de l'excavation, et contrôler le tunnel après l'exécution entière.

II.5.2 Le boulonnage du front de taille

Le clouage des sols et des roches est une technique pratique et économique pour le renforcement des sols et des roches en place. Le principe qui consiste à renforcer le terrain autour d'une excavation souterraine à l'aide de barres beaucoup plus raides que le massif environnant, l'idée d'appliquer le boulonnage au front de taille du tunnel s'est développée dans les années 80, et sa première utilisation concerne un des tunnels de la ligne ferroviaire Grande Vitesse Rome-Florence, en Italie (1988). Les boulons utilisés sont en fibre de verre (FGT).

II.5.2.1. Technique de boulonnage frontal :

Deux matériaux sont utilisés pour la fabrication de boulons ; l'acier et la fibre de verre, le premier étant utilisé pour le boulonnage radial des tunnels alors que le second est associé au boulonnage frontal. Différents boulons en acier existent suivant leur mode d'ancrage au terrain :

a. **Les boulons à ancrage ponctuel** sont scellés au terrain seulement à ses extrémités ; Les tiges utilisées sont des tiges lisses dont le diamètre varie entre 16 et 25 mm. La longueur de ces boulons peut varier de 1 à 4 m, exceptionnellement 5 ou 6 m. [11]

b. **Les boulons à ancrage réparti** sont scellés au terrain sur toute sa longueur grâce à un coulis de ciment ou de résine, la longueur de ces boulons est comprise entre 1 et 8 m. Il est recommandé d'utiliser des tiges nervurées qui augmentent l'adhérence de la barre à l'intérieur du scellement plutôt que des tiges lisses. Leur diamètre varie entre 16 et 32 mm. Le principal avantage de la résine réside dans son temps de prise compris entre 30 secondes et 5 minutes au lieu des 3 ou 4 heures pour le mortier. Cette différence peut permettre de réduire le déconfinement du terrain qui s'opère avant que le scellement au mortier soit efficace. [2,11]

c. **Les boulons à friction** sont constitués d'un tube creux à haute adhérence dans lequel une pression interne (par exemple, injection d'eau pour les boulons expansifs) permet de plaquer le boulon directement contre le terrain.

On s'intéresse ici uniquement aux boulons frontaux en résine de polyester renforcé de fibres de verre (appelés plus couramment boulons en fibre de verre FGT) qui sont à ancrage réparti. Il en existe plusieurs types sur le marché, suivant leur forme. Certains sont constitués d'un tube nervuré en fibre de verre servant également de tube d'injection du mortier de scellement, alors que d'autres sont constitués d'éléments triangulaire ou rectangulaire en fibre de verre associés à un tube d'injection en PVC (figure I.13). Ces boulons sont utilisés avec la méthode du creusement en pleine ou demi section.

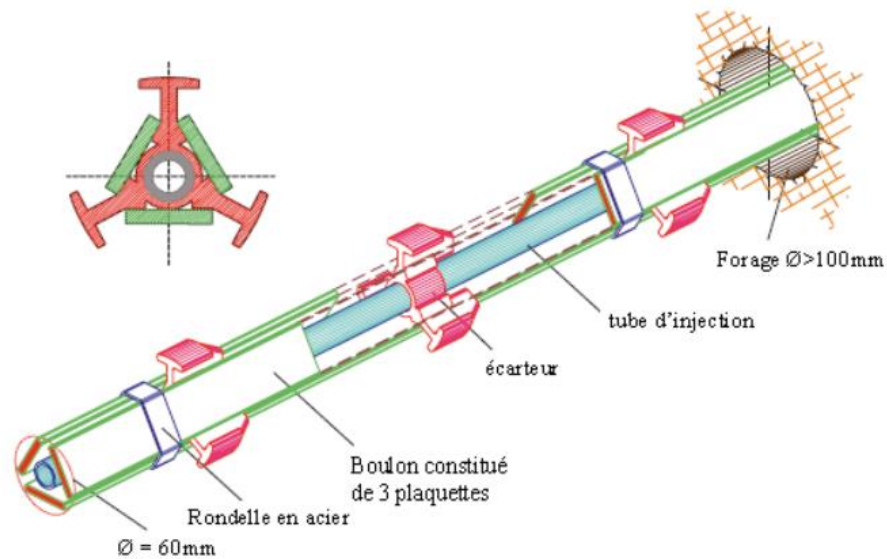


Figure II-13: Boulons en fibre de verre [10]

Les différents éléments formant un boulon sont assemblés sur chantier, et leur longueur est généralement comprise entre 10 et 20m. Ils sont placés à l'intérieur d'un forage frontal d'environ 10 cm de diamètre (figure I.14), réalisé à l'aide d'une foreuse puis scellés au terrain par l'injection de mortier de résine ou de mortier de ciment dans le tube d'injection.



Figure II-14: Pose de boulons en fibre de verre au front de taille.

II.5.2.2. Caractéristiques d'un boulon en fibre de verre

Les boulons en fibre de verre possèdent une forte anisotropie (résistance au cisaillement six fois moindre que la résistance à la traction), qui permet ainsi d'assurer une destruction facile par les engins d'abattage au fur et à mesure de l'avancement.

Leurs propriétés mécaniques relevées sur quelques exemples sont résumées dans le (tableau II.5).

Tableau II-5: Propriétés mécaniques des boulons en fibre de verre.

Caractéristiques	Valeurs			
	SanVitale, Italie	Madrid, Espagne	France, Toulon	Algérie, Tunnel T4
Diamètre externe (mm)	40 à 60	46 à 60	60	76
Diamètre interne (mm)	10 à 40	34 à 40	40	60
Poids spécifique (kg/m^3)	1700	-	-	-
Module d'élasticité (GPa)	19	30	20	20 à 30
Résistance à la traction (MPa)	600	550	500	600
Allongement à la rupture	2%	1,5%	-	2%
Résistance à la flexion (MPa)	500	-	-	-
Résistance au cisaillement (MPa)	95	30	-	100

II.5.2.3. Caractéristiques du scellement :

Les produits de scellement doivent garantir des caractéristiques d'interface suffisamment élevées pour mobiliser l'effort admissible dans un boulon sur quelques mètres au niveau de la liaison sol/coulis ou coulis/boulon. Ils permettent d'assurer le transfert de charge entre le sol et le boulon. Le scellement se fait par injection à travers le tube du boulon.

La résistance au cisaillement est faible, néanmoins le scellement qui constitue une gaine rigide autour du boulon après durcissement apporte une certaine résistance au cisaillement et en flexion supplémentaire qu'il est difficile de quantifier.

II.5.2.4. Mise en place dans le massif :

L'installation d'un boulon nécessite trois opérations qui sont le forage du trou, la pose du boulon et l'injection du scellement qui peuvent être mécanisées.

La continuité du renforcement dans le massif implique une densité de renforcement du noyau. Celle-ci est fonction des performances des boulons, des paramètres géotechniques de l'ouvrage, des caractéristiques géotechniques du massif et de l'état de contraintes initial dans le terrain. Donc l'impératif de productivité impose des boulons de grande longueur capables de supporter des efforts de tractions élevés, afin de limiter le nombre de forages à réaliser. En pratique, deux modes de renouvellement du boulonnage au front existent :

a. **Le cycle court** le renouvellement du boulonnage partiel est effectué à chaque passe d'excavation. Ceci correspond à un linéaire de boulons constant, et à une densité de renforcement qui décroît à l'avant du front. Les boulons sont pratiquement renouvelés tous les trois mètres.

b. **Le cycle long** le renouvellement total du boulonnage est effectué après quelques avancements. Ce qui correspond à un linéaire de boulons qui n'est pas constant et, à une profondeur des boulons qui décroît à l'avancement.

L'intervention au front de taille est plus longue (on renouvelle l'ensemble du boulonnage) (figure I.15).

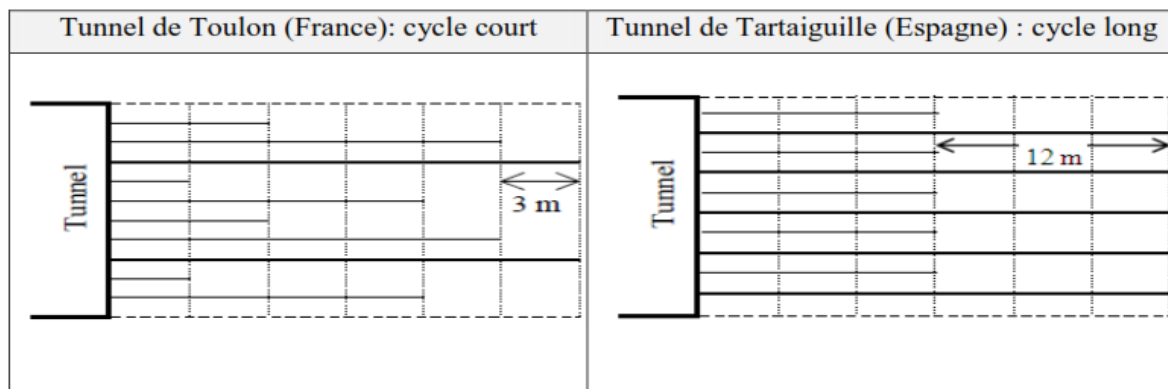


Figure II-15:deux type de cycles de boulonnage du front.

II.5.3 Dimensionnement du boulonnage frontal :

Le boulonnage frontal s'inscrit dans les ouvrages en sol cloué, dont le comportement est un problème complexe à cause des phénomènes d'interaction entre les différents constituants de l'ouvrage (sol, boulons et parement), d'une part et la stabilité globale de l'ouvrage d'autre part. Différentes méthodes de dimensionnement ont déjà été proposées pour les tunnels boulonnés radialement, mais très peu pour les tunnels boulonnés longitudinalement.

II.5.3.1. Approche en stabilité

a. Analyse type équilibre limite

Une modélisation simplifiée du front de taille consiste à considérer un talus vertical soumis en tête à un chargement évalué par différentes méthodes empirique (figure I.16). Ces approches donnent le coefficient de sécurité de l'ouvrage vis-à-vis de la rupture, mais ne donnent aucune information sur le champ de déformation de l'ouvrage.

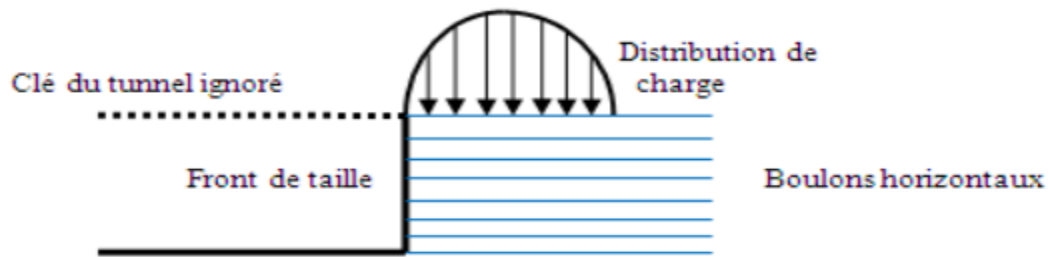


Figure II-16: Dimensionnement courant du boulonnage frontal

Ces approches restent très imprécises puisqu'elles s'appuient sur un calcul 2D (largeur infinie), alors que le problème réel est à l'origine tridimensionnel. De plus, cette hypothèse consiste à ne pas prendre en compte le terrain situé au-dessus du toit du tunnel.

b. Calcul à la rupture :

Ces approches visent à vérifier la stabilité globale de l'ouvrage et fournissent un facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture. Le boulonnage est de manière générale pris en compte par sa résistance à la traction et au cisaillement à l'intersection avec la surface de rupture dans le massif. Leca et Panet (1988) ont proposé une approche du calcul à la rupture dans le cas d'un matériau purement cohérent (critère de Tresca), et dans le cas plus complexe d'un critère de Mohr-Coulomb, et pour des terrains purement frottant proposé par Leca et Dormieux, 1990.

Peila (1994), dans une étude numérique tridimensionnelle d'un tunnel à front de taille boulonné, a suggéré qu'une surface de cisaillement ne se développe pas nécessairement, et que c'est juste un phénomène d'extrusion du front, comme cela a été confirmé expérimentalement par Broms et Bennermark (1967), et il a conclu qu'une analyse basée sur l'équilibre limite semble être trop simple pour donner des résultats convenables pour le dimensionnement de l'ouvrage.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons évoqué les méthodes principales du calcul et du dimensionnement des tunnels à partir de classifications des massifs rocheux, ces méthodes reposent sur des considérations théoriques, empiriques et numériques. Les méthodes empiriques globales tel que la note RMR de Z. Bieniawski, permettent d'orienter le choix du type de soutènement, mais ne suffisent pas à vérifier la stabilité du tunnel.

La méthode analytique de convergence-confinement, sert souvent d'approche pour l'utilisation ultérieure de méthodes numériques « éléments finis par exemple ».

CHAPITRE III: METHODE D'EXECUTION DU TUNNEL T4

III.1. Introduction

Le tunnel T4 se situe au Nord - Est de Constantine. Il traverse du Sud au Nord Djebel El Kentour sur une longueur totale de 2500m. Il s'agit d'un passage souterrain en bitubes séparés d'un palier de 22m. Chaque tube est composé de trois voies de circulation de 3.5m chacune et deux trottoirs de 1m.

Le recours à ce tunnel a été dictée par la topographie de l'itinéraire choisi du lot Est de l'Autoroute Est-Ouest. En raison des côtes du projet et de la nécessité de maintenir des pentes et des rampes acceptables le long de l' autoroute.

Le tronçon étudié se situe entre le PK231+245.00 et le Pk231+208 du tube gauche côté nord (Côté de Skikda), qui est caractérisé par des formations géologiques très médiocres, et qui a subi plusieurs éboulements du front de taille. Le tunnel est situé à 34.25 m au-dessous de la surface de la montagne.

III.2. Description du tunnel

III.2.1 Conditions géologiques et géotechniques du tunnel T4

III.2.1.1. Géologie Régionale :

Le tracé du tunnel est relevé sur la carte géologique de Smendou au 1/50.000^{ème} (Figure II.1). La structure géologique prédominante de la région est orientée selon l'axe Est – Ouest, ce qui résulte en une intersection presque normale à la direction du tunnel.

La géologie du massif traversée par le tunnel est essentiellement de l'âge crétacé inférieur et se compose de marnes et de calcaires sous forme de blocs fortement pliés et cisailés. Ceux-ci sont recouverts par des dépôts du Quaternaire, comprenant des argiles, des limons et des conglomérats. Une description plus détaillée des conditions rencontrées dans la zone du tunnel est donnée à partir des cartes et des levés géologiques réalisés sur site le long du nouveau tracé du tunnel.

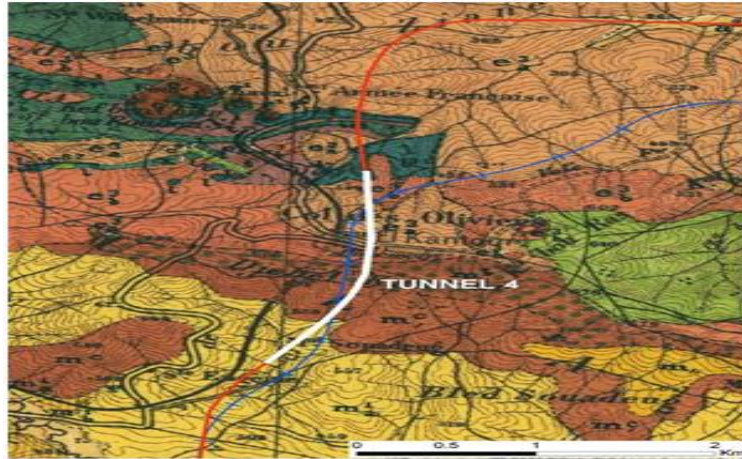


Figure III-1: Emplacement du tunnel T4 sur la carte géologique de Smendou.

III.2.1.2. Géologie locale :

Le Tunnel T4, d'environ 2,5 km de longueur, est situé dans une zone où la croissance de végétations et d'arbres est intense, ce qui délimite la zone accessible à la reconnaissance géologique et géophysique (voir Figure II.2). La couverture maximale du tunnel est d'environ 235m. Les observations faites sur site au niveau des portails sud et nord, révèlent des zones pouvant être susceptibles au glissement.

III.2.1.3. Reconnaissances géotechniques

La campagne géotechnique récente comprend les investigations suivantes :

- Les levés géologiques réalisés par des experts géologues.
- Une campagne de reconnaissance par sondages carottés (8 sondages), des essais in situ : essais pressiométriques (4 sondages pressiométriques), des essais en laboratoire, six inclinomètres et quatre piézomètres.
- Un relevé géophysique par la méthode de résistivité électrique.

Il est prévu que la partie centrale du tunnel T4 passe dans la marne altérée. Cette dernière peut être considérée comme feuilletée, de couleur grise. Les conglomérats qui surplombent la section intermédiaire du tunnel sont des terrains meubles et n'affectent pas le tunnel.



Figure III-2: Vue du portail nord du tunnel T4 (prise de la RN03).

III.2.2 Conditions hydrologiques

Les suivis piézométriques et les observations faites sur site ont révélés la présence d'eau à de faibles profondeurs jusqu'à 6m en surface. Il est donc probable qu'une nappe phréatique, relativement élevée, existe sur une grande partie de la longueur du tunnel. Cependant, les marnes sont généralement de faible perméabilité, et donc la quantité prévue d'eau à rencontrer dans le tunnel sera assez faible, à l'exception des zones fracturées et faillées où des venues importantes d'eau auront lieu. On note qu'une source d'eau a été détectée durant l'investigation géotechnique.

D'autre part, les faibles résistivités interprétées par la campagne géophysique confirment qu'une grande partie des marnes traversées par le tunnel T4 sera très proche de la saturation ou saturée.

III.2.3 Géométrie de tunnel

III.2.3.1. Tracé en plan

Le franchissement du relief accidenté entre le PK 229+220 et le PK 231+750 a été réalisé à l'aide d'un tunnel à deux tubes. Sa conception a dicté la jonction à l'axe principal d'un deuxième axe qui prend naissance au PK 227+820, permettant le respect de la distance requise entre les axes des 2 tubes du tunnel. Ce second axe est projeté du côté Ouest de l'axe principal et continue jusqu'au PK 232+811,66 avant de rejoindre l'axe du tracé de l'Autoroute.

Le tunnel comprend ainsi deux chaussées séparées avec un écartement de 22 m, et comporte aussi 5 communications inter- tubes, notamment 3 galeries pour piétons et 2 galeries pour véhicules.

La grande partie du tunnel est développée sur une courbe côté gauche de rayon 2500m pour le tube droit, et 2478m pour le tube gauche, à l'exception de l'entrée et de la sortie du tunnel qui, quant à eux, suivent un alignement droit. (Figure II.3).

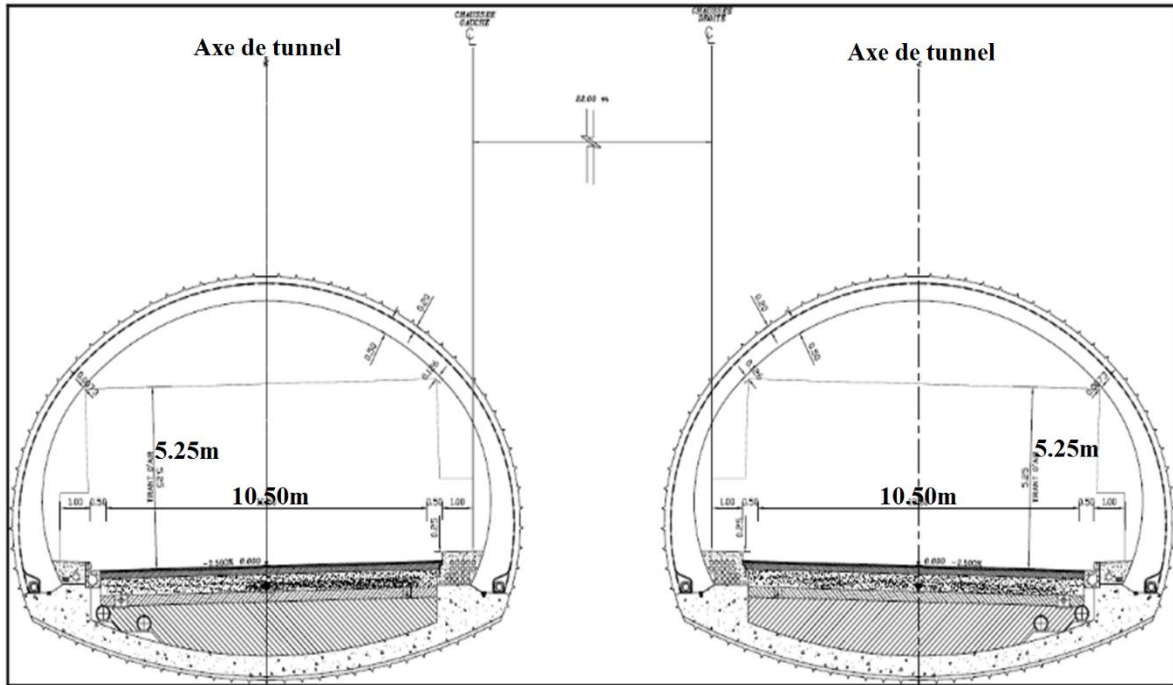


Figure III-3: Coupe Transversale et Type de Tunnel T4.

Deux passages d'urgence sont prévus à proximité des deux têtes du tunnel, au PK 229+170 et au PK 231+780, pour assurer le passage des véhicules de secours d'une chaussée à l'autre. De plus, deux interruptions du terre-plein central sont prévues au PK 228+825 et au PK 232+195, pour assurer le basculement de la circulation en cas d'urgence. (Figure II.4).

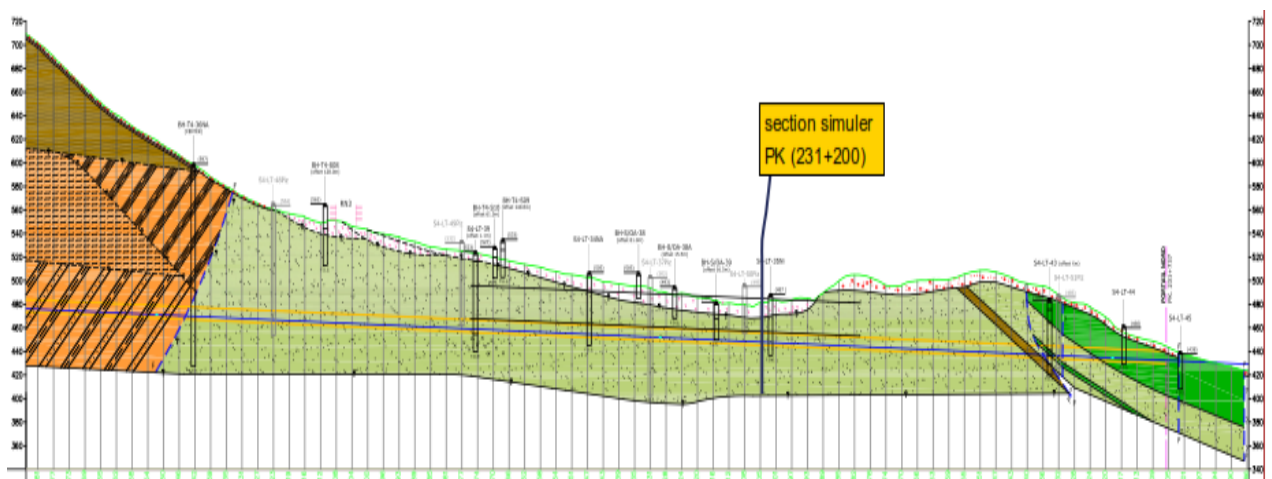


Figure III-4: Coupe longitudinale tube gauche.

Les chaînages du début et de la fin de tunnel T4, ainsi que la longueur de chaque tube respectif, est récapitulée dans le Tableau II.1 ci-dessous

Tableau III-1:Chaînage et Longueur de Tunnel T4.

PK au Début		PK à la Fin		Longueur Totale (m)	
Tube Gauche (sens 2)	Tube Droite (sens 1)	Tube Gauche (sens 2)	Tube Droite (sens 1)	Tube Gauche (sens 2)	Tube Droite (sens 1)
Tunnel T4					
229+228,5	229+218,5	231+731	231+749	2 502,5	2 530,5

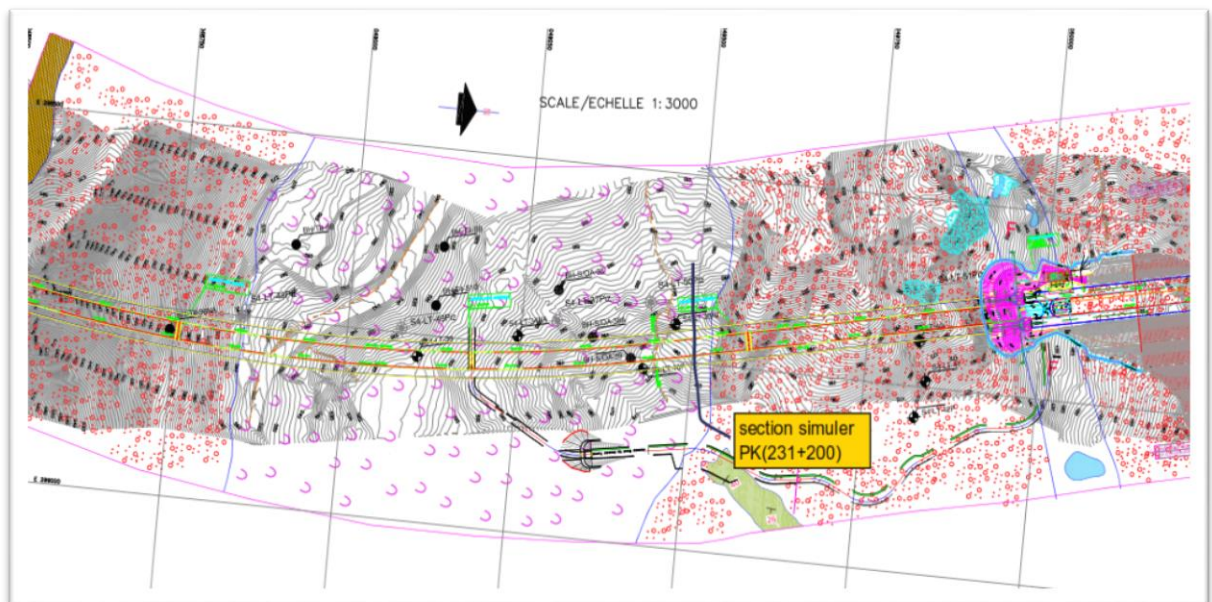


Figure III-5: Tracé en plan.

III.2.3.2. Profil en long

La topographie à la tête du tunnel a dicté une rampe de 0,50% qui produit un remblai assez important. Cependant, le tunnel proprement-dit débute sur une parabole en angle saillant de rayon 12000 m, qui pénètre le tunnel jusqu'au PK 229+545 pour le tube gauche et jusqu'au PK 229+550 pour le tube droit. À partir de là, les profils en long de deux tubes suivent une pente de 3% jusqu'au PK 231+940 pour le tube droit (sens 1) et le PK 231+930 pour le tube gauche (sens 2).

III.3. La méthode de réalisation de tunnel T4

Les tubes jumeaux de chaque tunnel seront excavés en utilisant une distance suffisante entre les faces afin de suivre l'évolution de l'excavation (par la méthode d'observation), et le soutènement en phases successives pour assurer la stabilité du terrain adjacent. Afin d'achever la réalisation du tunnel, il est essentiel de réaliser l'excavation progressivement, en incorporant le soutènement latérale du tunnel au fur et à mesure de l'avancement.

Le suivi du tunnel sera réalisé durant le creusement, à l'aide de trois systèmes d'auscultation, mesures de convergence par méthode optique, mesures des déplacements absolus aux extensomètres, et mesures de niveaux de déformations a l'intérieurs du béton projeté. Ces mesures fourniront les données nécessaires à la méthode d'observation afin :

- Permettre la projection des conditions géologiques rencontrées,
- Vérifier constamment l'efficacité du soutènement, ou de le modifier selon les conditions rencontrées,
- Assurer la sécurité de l'ouvrage,

Le soutènement provisoire exigé sera déterminé en utilisant les principes de la NOUVELLE METHODE AUTRICHIENNE (N.A.T.M). Il s'agit d'un ensemble comprenant du béton projeté, des treillis soudés, des cintres métalliques en profilé HEB et des boulons d'ancrage. La mise en place du soutènement provisoire permet d'assurer la stabilité de l'excavation, avant d'installer une membrane d'étanchéité et de réaliser le soutènement définitif.

L'étanchéité permet de prévenir l'écoulement des eaux dans le tunnel ; des drains perforés sont réalisés avant le revêtement au niveau des piédroits, afin de créer un cheminement préférentiel pour recueillir l'eau. Le revêtement définitif sera en béton et constitue le soutènement permanent dans le tunnel. [12]

III.3.1 La nouvelle méthode autrichienne N.A.T.M

La Nouvelle Méthode Autrichienne est une méthode de renommée internationale, basée sur l'application d'une interaction entre un massif excavé et le soutènement par "convergence-confinement". Le principe est d'installer un soutènement provisoire flexible en béton projeté et de le renforcer, là où c'est nécessaire, par des treillis soudés, des cintres métalliques ou réticulés et des boulons d'ancrage, en permettant quelques déformations du terrain autour de la cavité, avec une combinaison optimale de soutènement, et par suite la propre stabilité du terrain est obtenue.

Une attention particulière doit être accordée à la stabilité de la face de taille, selon les conditions géologiques rencontrées, sera ou pas renforcée avec des clous en fibre de verre et si besoin l'application d'une mince couche de béton projeté. La conception initiale est toujours examinée pendant l'avancement du creusement sur la base des mesures de convergence, et les conditions géologiques rencontrées. [12]

L'application correcte de cette méthode résulterait en un système optimal de soutènement pour toutes les conditions rencontrées, ce qui mène à une réduction des coûts de construction. Pour réduire l'effet des contraintes et des déformations initiales créées par l'ouverture de la cavité, il est nécessaire de mettre en place le soutènement provisoire aussi rapidement que possible.

Le soutènement utilisé dans le cas du tunnel T4 est composé des cintres métalliques HEB 200 + une couche de 40cm de béton projeté + treillis soudé + les boulons d'ancrage.

III.3.2 Usage des galeries de reconnaissance :

La section du tunnel T4 est estimée à 180m², et pour faciliter les travaux une galerie de reconnaissance de dimension réduite inférieure à la section de l'ouvrage est utilisée, elle permet d'évaluer au mieux les difficultés de réalisation de l'ouvrage projeté.



Figure III-6:Galerie de reconnaissance.

Les objectifs assignés à une galerie doivent donc être bien précisés de façon à définir de manière optimale son implantation, ses dimensions et son mode d'exécution. Les objectifs peuvent être classés comme suit :

- Contribution directe à la construction.
- Facilitation de l'exécution.
- Information sur les terrains traversés.

III.3.3 La méthode FIT (ADECO-RS)

Lors du creusement du tunnel, l'utilisation d'un seul système de soutènement par confinement (cintres, boulons, bétons projeté) est insuffisant, car les perturbations du massif ont créé des déplacements et des déformations du sol qui peuvent affecter la stabilité de l'ensemble.

L'importance de ces tassements et déformations est en relation avec les conditions géologiques et hydrologiques. A titre d'exemple pour le portail nord, on remarque que les déformations sont petites jusqu'à 435m d'excavation [PK : 231+290], après celui-ci le changement de la nature géologique du terrain traversé, de marnes saines aux argilites peu friables ont engendré des déformations plus importantes allant jusqu'à 1 m dans quelques points.

Après un avancement d'une trentaine de mètres au niveau des tubes principaux, il a été constaté encore l'accélération des déformations à l'intérieur du tunnel, plus un éboulement survenu au niveau du front d'attaque. La situation est devenue critique et le recours à d'autres solutions de renforcement plus avancées est nécessaire, afin de remédier au problème d'instabilité, et assurer un environnement de travail plus sécuritaire.

Pour cela, le groupe technique a opté pour l'utilisation de la méthode **FIT** (Pré consolidation du terrain par boulons de fibres de verre) ou (**ADECO.RS**) qui est adaptée aux terrains ayant des caractéristiques très médiocres, friables et hétérogènes.

La méthode **FIT** est constitué de :

Cintres métalliques HEB 200 + une couche de 40cm de béton projeté + treillis soudé + les boulons d'ancrage (7 boulons) avec une longueur de 6 m + des tubes (GFRP) (**G**ROUTED **F**IBER **R**EINFORCED **P**OLYMER) renforcés par de fibre de verre au noyau d'avancement.

Pour la section qu'on a choisi (PK : 231+200), plusieurs rangés de tubes en fibre de verre ont été utilisés (en Calotte et Sross), la distance entre les tubes est de l'ordre de 1,5m verticalement et 2,5m horizontalement, et la longueur des tubes en « **GFRP** » sera 19.50m.

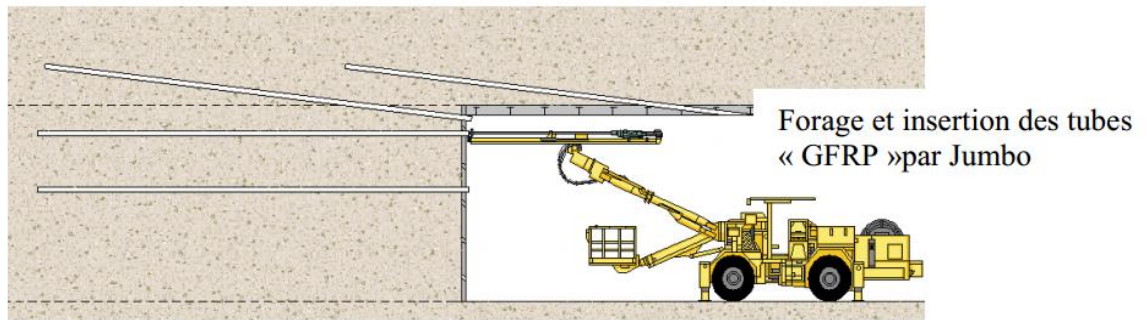


Figure III-7: La mise en place des tubes (GFRP).

- L'injection des tubes par jumbo et la réalisation de la méthode sont représenté dans les figures II.8 et II.9



Figure III-8: Injection des tubes par jumbo.



Figure III-9: Le front de taille du tunnel T4 (réalisation de la méthode FIT)

- Pour constituer le tube total, il faut assembler six tubes de 3m de longueur et un tube support. L'assemblage entre deux tubes est assuré par des manchons de raccordement.

Le renouvellement total du boulonnage est effectué après quelques avancements (environ 16m d'excavation). (Figure II.10).

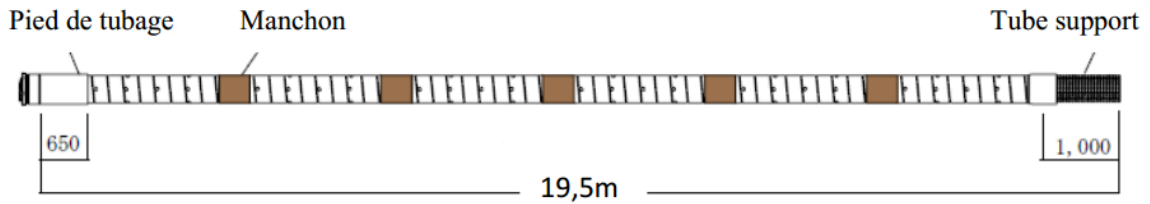


Figure III-10:Assemblage des tubes (GFRP).



Figure III-11:Tube GFRP.



Figure III-12: Tube support.



Figure III-13:Tête de tub GFRP

Le renforcement du tunnel par rangées de tubes en fibre de verre en calotte et stross est représenté sur la figure II.14

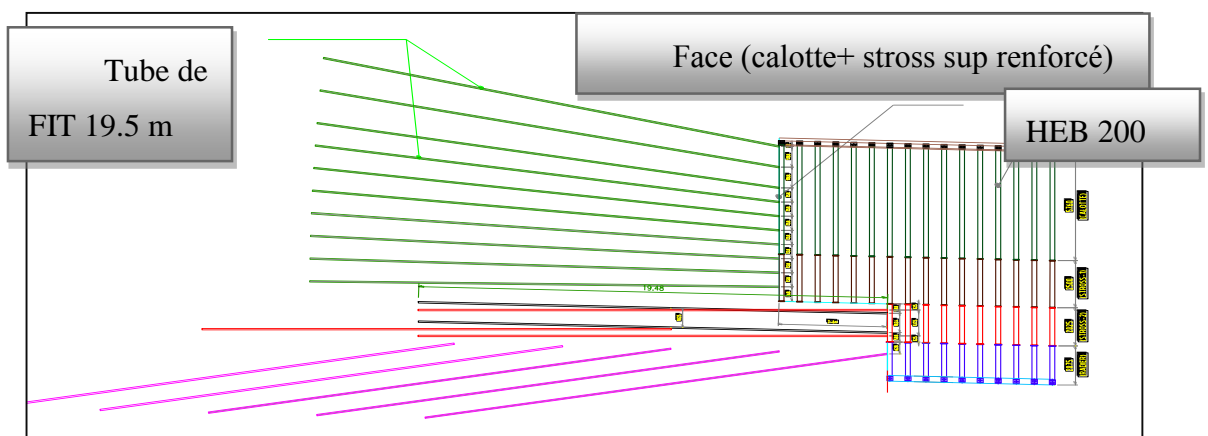


Figure III-14:Processus de renforcement du tunnel.

III.3.4 La Méthode d'Excavation du tunnel T4

L'excavation se fait par la méthode traditionnelle, cette méthode fait appel à l'utilisation des procédés d'excavations traditionnelles, avec excavateurs, pelle, pioche, pic, marteau perforateur ou une simple machine d'attaque ponctuelle. Le domaine d'application de cette méthode s'élargit en suivant un processus de creusement séquentiel avec, si besoin, l'installation de pré-soutènement et l'amélioration du terrain.

Le procédé d'excavation séquentiel consiste à excaver la section du tunnel en deux ou plusieurs étapes, avec l'installation d'une partie du support provisoire. Une fois toutes les étapes sont terminées, le support provisoire se complète et l'observation des déformations du support continue. Le revêtement définitif sera placé par la suite après la stabilisation des déformations. Or avec cette méthode, nous avons une optimisation du système de support provisoire et définitif.

Les changements dans les conditions souterraines dictent les changements à apporter à la méthode d'excavation (phasages et moyens), et au système de support provisoire.

La machine utilisée à la face du front est la Machine à Attaque Ponctuelle, le principe de ce mode d'abattage mécanisé consiste à éclater la roche sous les effets conjugués de la pénétration des pics dans le front de taille, et du balayage du bras. Les déblais sont ensuite repris par un système d'évacuation. Ces machines à attaque ponctuelle ont pour avantages principaux :

- leur adaptation facile aux variations de profil,
- la limitation de l'ébranlement du massif et des parements courbes découpés régulièrement,
- ainsi que la rapidité de la mise en œuvre du soutènement.

Enfin pour le tunnel T4, le calcaire fracturé qui se trouve au niveau du portail nord peut être excavé efficacement avec une machine à attaque ponctuelle



Figure III-15: La tête du Machine à Attaque Ponctuelle.

III.3.5 Soutènement

III.3.5.1. Classement des soutènements

Le choix du profil courbe du tunnel est adopté pour :

- Réduire les poussées qui s'exercent sur le revêtement dans les terrains de mauvaise qualité mécanique,
- Garantir la stabilité et minimiser les concentrations des contraintes majeures.

Le soutènement sera réalisé par une combinaison de béton projeté, de treillis soudés, des cintres métalliques et de boulons d'ancrage. La variation de la nature de terrain (rocher extrêmement médiocre à bon), que le tunnel traverse, a dicté la préparation de quatre classes de soutènement standards pour être utiliser, selon les conditions géologiques rencontrées. De ces classes standards découles des sous classes, qui sont des adaptations pour faire face à des instabilités locales traversées. Ces soutènements sont détaillés sur les plans de soutènement provisoires de chaque classe et sous classes.

Ainsi, selon les conditions géométriques et géologiques traversées par le tunnel, une des classes définies ci-dessous sera adoptée. [9,12]

La classe A: prévue lorsque la qualité de la roche est moyenne. Le support définit par la classe A se compose d'une combinaison de boulons d'ancrage de 4 mètres de longueur, et de béton projeté, d'épaisseur 200mm, renforcé par des treillis soudés. Ceci est prévu pour arrêter n'importe quel mouvement de bloc de roche de moyenne taille, et pour empêcher la détérioration de la roche pendant la période de construction.

La Classe B : On s'attend à ce que la classe B soit employée en cas de formations rocheuses médiocres qui sont prévues dans les marnes argileuses, les marnes compactes, les grés et les calcaires fracturés. Le terrain sera stabilisé grâce à un support constitué par une combinaison de béton projeté, d'épaisseur 200mm, renforcé par des treillis soudés, des cintres métalliques et de boulons.

La Classe C : Cette classe est un développement de la classe B pour la roche particulièrement médiocre, et celle qui se rapproche des sols friables. L'installation de ce support est exigé aussi vite que possible (faisable) après l'excavation, et les trois phases d'excavation de la section (calotte, stross, radier) se suivent avec une proximité étroite, pour assurer la fermeture de l'anneau de soutènement. Les distances entre ces trois phases sont indiquées à titre sur les plans. Celles-ci devront être réajustées selon les résultats d'osculation du support durant la construction. Pour cette classe des contraintes assez élevées vont se manifester lors du creusement ; celles-ci ont dicté le recours à une épaisseur de béton

projeté de 300mm, avec utilisation de cintres métalliques, en profilés allant jusqu'à HEB 200, ainsi que des boulons.

Un radier temporaire en forme d'arc au niveau de la calotte sera fourni, si nécessaire, pour limiter la convergence latérale, dans ce cas le contrefort de la face par clouage en fibre de verre sera réalisé, avec l'application d'une mince couche de béton projeté. Aussi si l'excavation du tunnel doit s'arrêter (pour n'importe quel raison), il serait nécessaire de soutenir le front de taille de la même façon.

La classe D : Cette classe est prévue pour les sols d'états très médiocres. Cette condition est attendue dans des brèches de failles et des secteurs profonds très altérés. Elle nécessite l'avancement avec l'application systématique d'un confortement de la face et l'utilisation du radier temporaire au niveau de la calotte. Ceci pour pouvoir contrôler aux mieux les déformations.

Pour augmenter la capacité de ce support afin de faire face aux contraintes attendues une épaisseur de béton projeté de 400mm avec utilisation de cintres métalliques, en profilés allant jusqu'à HEB 200, ainsi que des boulons. Un radier temporaire en forme d'arc au niveau de la calotte sera placé pour limiter la convergence latérale.

Dans les conditions prévues du sol, pour cette classe, on s'attend à ce que dans la majorité des cas, la face ne soit pas stable, et nécessitera un contrefort par clouage en fibre de verre avec l'application d'une mince couche de béton projeté.

III.3.5.2. Répartition des Classes le Long du tunnel 4

L'étude du système de support nécessaire le long de tunnel T4, a indiqué une certaine répartition préliminaire des classes de support en fonction des conditions souterraines, et géométriques (couverture). Le tableau II.2 néanmoins pour les zones des portails (jusqu'à une couverture d'un diamètre environ), une règle empirique basée sur l'expérience acquise dans la construction des tunnels a été appliquée. Cette règle consiste à adopter le support le plus défavorable parmi celui qui résulte des calculs, ou un support type C avec Cintre métallique HEB200.

Selon l'observation d'ingénieur géologue sur chantier, chaque classe est divisée à cinq sous classes, tout dépend les conditions géologiques et géométriques rencontrées.

Tableau III-2:présentent les récapitulatifs de cette répartition préliminaire. [9,12]

Tunnel T4					
formation	Couverture (m)				
	0 - 15	15 - 30	30 -75	75 - 100	100 - 230
Zone du portail	C3(PRM)	–	–	–	–
Argilite/Argile marneuse	–	DI(RPM)	–	–	–
Argilite/Argile marneuse	–	CI	CI	DI	
Marne compacte	–	–	CI		–
Marne schisteuse	–	–	CI	CI	DI
Brèche de faille	–	D3(PRM)			

N.B.: R = Radier temporaire; P = Parapluie; M = Micropieux; I=1 jusqu'a 5 selon observation

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les coupes longitudinale et transversale, ainsi que le tracé en plan et la géologie du site.

La méthode d'excavation et du soutènement de tunnel T4 est une combinaison des deux méthodes N.A.T.M et FIT (ADECO-RS). Une galerie de reconnaissance de dimension réduite inférieure à la section de l'ouvrage est utilisée, elle permet d'évaluer au mieux les difficultés de réalisation de l'ouvrage projeté.

CHAPITRE IV: MODELISATION DU TUNNEL T4

IV.1. Introduction:

Le comportement du tunnel est analysé en utilisant le code **Plaxis 3D Tunnel**, qui nous a permis de simuler réellement le phasage suivi sur site par Consortium Japonais de l'Autoroute Algérienne, dont le creusement de la demi-section supérieure (Calotte) avec la moitié de la section médiane (Stross 1) est réalisé par pitch de 0.75 m, suivi par une reprise en sous œuvre par l'exécution du reste de la section médiane (Stross 2), avec la réalisation du radier contre-voûté.

IV.2. Phasage des travaux de creusement du tunnel:

Le tunnel est situé à 34.25 m au-dessous de la surface de la montagne. Le modèle a été convenablement dimensionné afin de représenter le terrain naturel d'une manière à ce que les conditions limites aux abords permettant un déplacement libre est une force nulle.

Les dimensions du modèle tridimensionnel du tunnel sont 140m x 90m ainsi que les phasages de creusement sont représentés sur les figures. III.1 et. III.2

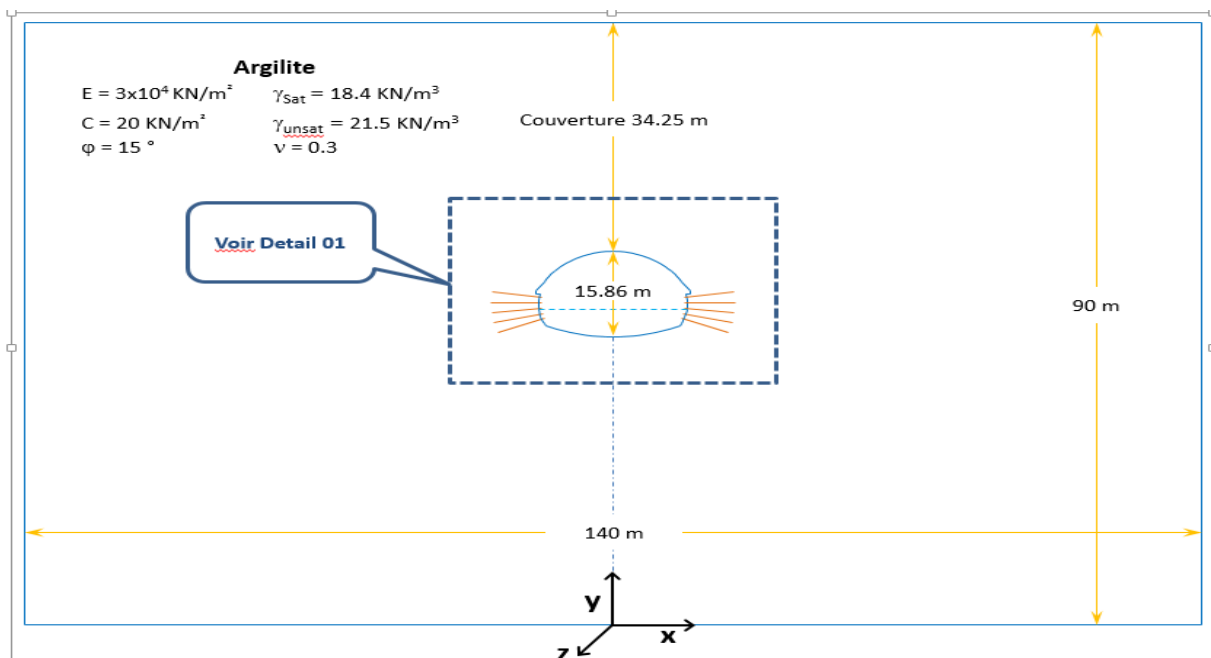


Figure IV-1: Vue en coupe transversale de la géométrie du tunnel creusé dans des argilites très médiocres.

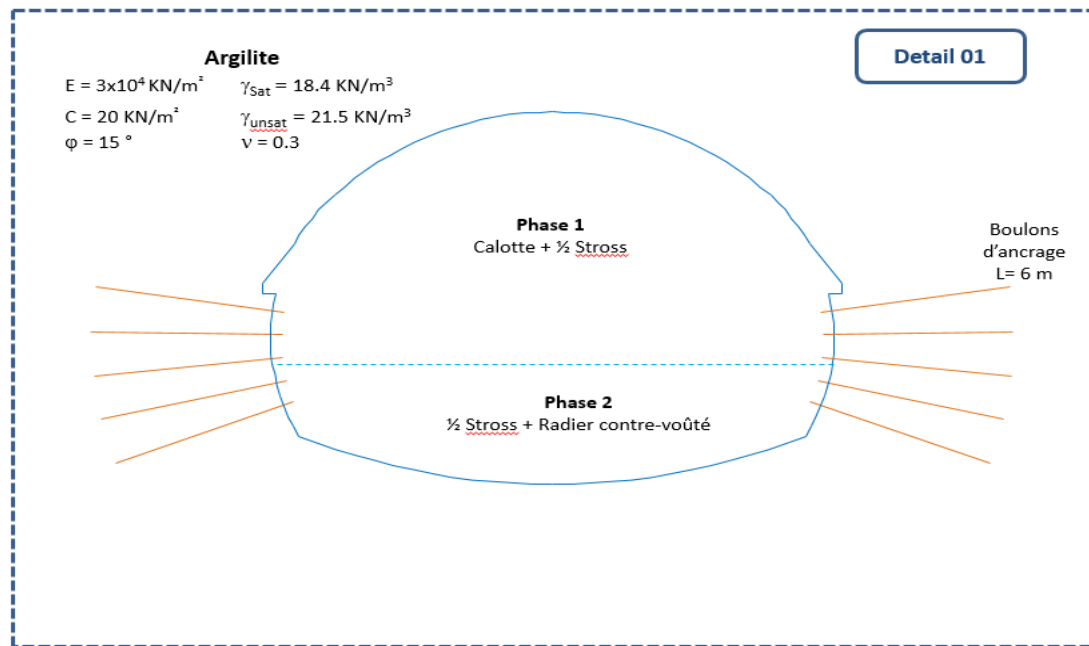


Figure IV-2: Détail N°01 de la vue en coupe du tunnel.

IV.2.1 Phasage de creusement

Le phasage d'avancement de l'excavation du tunnel T4 a subi des modifications multiples. En s'adaptant aux conditions géologiques de la montagne, le mode de creusement a été amélioré en introduisant des éléments accessoires au soutènement.

Au début, le phasage était selon la méthode NATM, dont le creusement se faisait, par sections devisées, sur 03 étapes (Calotte, Stross et radier). À cause des déformations importantes enregistrées sur site, les éboulements successifs au front de taille, et les instabilités du support provisoire, le recours à une autre méthode est avéré inévitable. La méthode de creusement a été changée par une autre méthode appelé FIT (*Fiber Injection Tube*), qui s'inspire de la méthode ADECO-RS (Analyse de la Déformation Contrôlée dans les Roches et les Sols), développé par les entreprises italiennes et validé par l'un des meilleurs experts du monde **Pietro Lunardi**.

Et pour répondre aux exigences techniques de cette méthode, *excavation à pleine section*, le phasage a été adapté avec les machines de chantier, qui sont des machines à attaque ponctuelle utilisées à cause de terrain friable.

Le Phasage détaillé des travaux est récapitulé sur le tableau.III.1

Tableau IV-1: Phasage des travaux de creusement du tunnel T1 pour un cycle d'avancement.

Phasage	Désignation	TOBS	
Phase 1	<ul style="list-style-type: none"> Excavation de la section totale du tunnel sur une longueur de 16m (diamètre de la section circulaire équivalente de l'excavation) Mise en place du soutènement provisoire (béton projeté + Treillis soudés + Cintre HEB200) Installation des boulons d'ancrage. 	<i>Simulation de la partie déjà excavée du tunnel</i>	
Phase 2	Renforcement de la ½ supérieure + ½ section la partie médiane (Calotte + Stross 1) avec des boulons de fibres de verre L=19.5m φ76mmx8.0mm		<p>1^{er} Cycle FIT Ce cycle est considéré comme étant une transition entre les deux méthodes d'excavation (NATM et FIT) suite à la décompression du terrain causé par l'effondrement et l'arrêt des travaux durant la validation de la nouvelle méthode.</p>
6 phases de calcul (phase 3 – phase 8)	Excavation de la calotte + Stross 1 sur long de 3 m (par pas d'avancement de 0.75m)	<i>Cette étape sera simulée sur 6 phases successives dans le logiciel Plaxis 3D Tunnel (c.-à-d. désactivation de 0.75 du terrain et activation du support provisoire sur 3 m de longueur)</i>	
Phase 9	Renforcement de la partie Stross 2 et radier avec des fibres de verre sur 19.5 m		
6 phases de calcul (phase 10 – phase 15)	Excavation de la calotte + Stross 1 sur long de 3 m (par pas d'avancement de 0.75m)	<i>Cette étape sera simulée sur 6 phases successives dans le logiciel Plaxis 3D Tunnel (c.-à-d. désactivation de 0.75 du terrain et activation du support provisoire sur 3 m de longueur)</i>	
6 phases de calcul (phase 16 – phase 21)	Excavation de la radier + Stross 2 sur long de 3 m (par pas d'avancement de 0.75m)	<i>Répétition des phases 3 -8</i>	
6 phases de calcul (phase 22 – phase 27)	Renforcement de la ½ supérieure + ½ section la partie médiane (Calotte + Stross 1)	<i>Répétition des phases 10 -15</i>	
Phase 28	Début du 2 ^{ème} cycle FIT	<i>L'effet de la méthode FIT sera constaté à partir de cette zone</i>	

• Cycle d'avancement du creusement du tunnel avec méthode FIT

Chaque cycle d'avancement consiste à renforcer le front de taille sur 19.5m, et excaver par tranche de 0.75m selon deux phases :

- ✓ Phase 01 : excavation de la demi-section supérieure + une partie de la section médiane (clotte + stross supérieur), et mise en place du soutènement provisoire.
- ✓ Phase 02 : excavation du reste de la section médiane (stross inférieur), avec mise en place du soutènement provisoire, et fermeture de l'anneau par le radier contre-voûté.

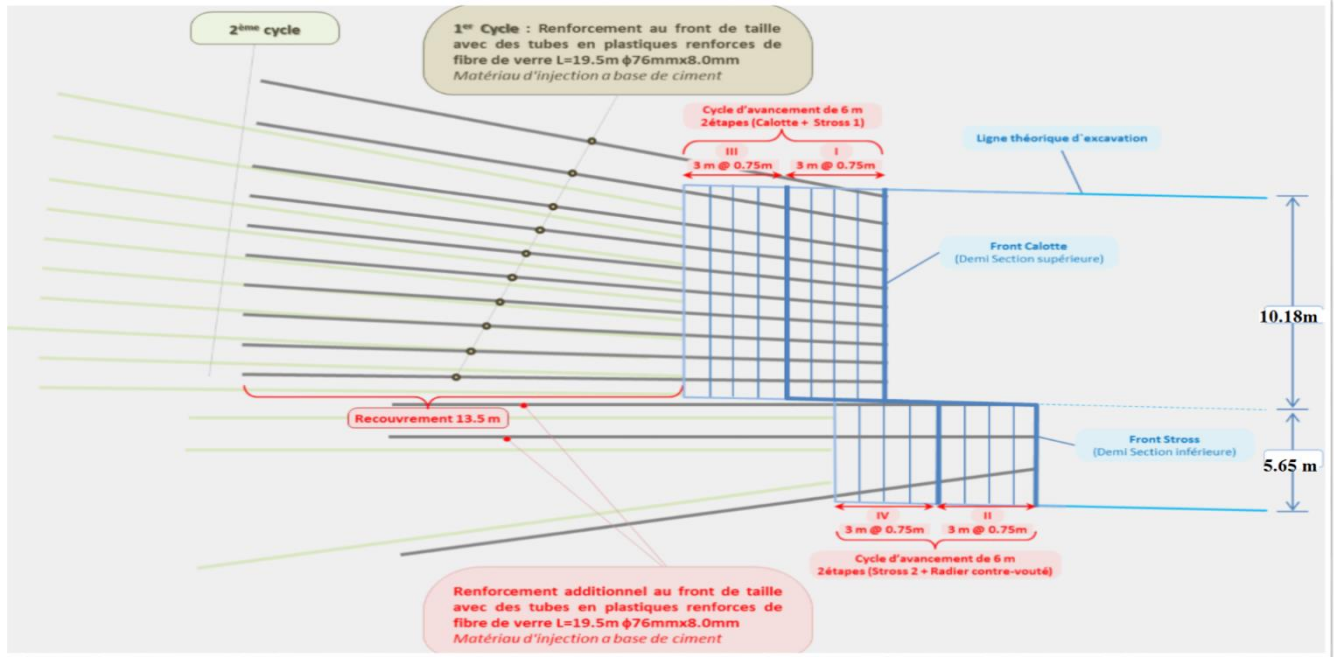


Figure IV-3: Coupe longitudinale (Schéma représentatif du Cycle d'avancement)

IV.2.2 Coordonnées des boulons d'ancrage

Le nombre des boulons dans notre modèle est de 10 boulons, constitués de ronds à béton $\phi 32$ FeE400, ancrés au terrain avec du coulis de ciment. (5 boulons dans chaque partie latérale du tunnel) travaillants au frottement. Ces boulons sont soumis à des tests d'arrachement effectués sur site, et doivent résister un effort d'arrachement de 250 KN afin d'être validé par l'ingénieur de contrôle.

Tableau IV-2: Coordonnée des boulons d'ancrage.

Numéro du boulon	X	Y
Boulon 01	8.116	45.792
	13.755	43.744
Boulon 02	8.340	46.551
	14.187	45.202
Boulon 03	8.471	47.332
	14.438	46.702
Boulon 04	8.506	48.124
	14.505	48.222
Boulon 05	8.445	48.913
	14.388	49.738

IV.2.3 Caractéristiques du terrain encaissant

Les paramètres géotechniques pris dans le calcul (voir tableau III.3) sont celles obtenus par des essais triaxiaux effectués par le groupement sur des échantillons paraffinés prélevés directement dans la masse du tunnel. Ces essais ont montré que le terrain encaissant présente des caractéristiques très faibles.

Tableau IV-3: Paramètres géotechniques du terrain du tunnel T4.

Paramètre	Nom	Terrain	unité
Modèle de matériau	Model	Mohr-Coulomb	-
Type du comportement du matériau	Type	Drainé	-
Poids Volumique "non saturé"	γ_{unsat}	18.50	kN/m ³
Poids Volumique "saturé"	γ_{sat}	21.40	kN/m ³
Module d'Young	E_{ref}	$3 \cdot 10^5$	kN/m ²
Coefficient de Poisson	ν	0.3	-
Cohésion	c_{ref}	20	kN/m ²
Angle de frottement	ϕ	15	°
Angle de dilatance	ψ	0.0	°
Résistance d'interface	R_{inter}	1	-

IV.2.4 Caractéristiques du soutènement provisoire

Le soutènement provisoire est composé d'une couche de béton projeté de 40 cm, treillis soudés et cintres HEB200.

Les propriétés du soutènement du tunnel sont représentées sur le tableau III.4

Tableau IV-4: Propriétés du soutènement du tunnel T4.

Paramètre	Nom	Valeur	unité
Type de comportement	Material Type	Elastic	-
Rigidité normale	EA	$9.23 \cdot 10^6$	kN/m
Rigidité de flexion	EI	$1.2 \cdot 10^5$	kNm ² /m
Epaisseur équivalente	d	$0.395 \approx 0.40$	M
Poids	w	17.73	kN/m/m
Coefficient de poisson	ν	0.2	-

$$EA_{equivalent} = (E_b A_b + E_s A_s) / A_b + A_s \tag{III.1}$$

$$EI_{equivalent} = E_b I_b + E_s I_s \tag{III.2}$$

Avec :

$$EA_{equivalent} = EA ;$$

$$EI_{equivalent} = EI ;$$

A_b : section du béton projeté ;

- A_s : section profilé métallique HEB200
- $E_b A_b$: rigidité normale de béton projeté ;
- $E_b I_b$: rigidité de flexion de béton projeté
- $E_s A_s$: rigidité normale du cintre HEB200 ;
- $E_s I_s$: rigidité de flexion du cintre HEB200

- Pour le béton projeté, on prend dans le calcul un élément unitaire de 1m avec épaisseur de 0.40 m. Les appropriées du béton utilisé sont :

Surface $A_b = 0.4 \text{ [m}^2\text{]}$

Densité = $2400 \text{ [kg/m}^3\text{]}$

$E_b = 4 \times 10^6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ (Valeur moyenne de Module Young utilisée pour la simulation du calcul de l'excavation "béton à jeune âge")

$E_b = 25 \times 10^6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ (Valeur de Module d'Young de béton projeté utilisée pour la simulation du calcul "béton mur")

$$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = 0.00533 \text{ (m}^4\text{)}$$

-Profilé métallique : Cintre HEB 200

Tableau IV-5:Caractéristique du cintre HEB 200.

b	200	mm
h	200	mm
a	9	mm
e	15	mm
A_s	0.01041	m ²
I_s	0.005696×10^{-5}	m ⁴
E_s	210	GPa

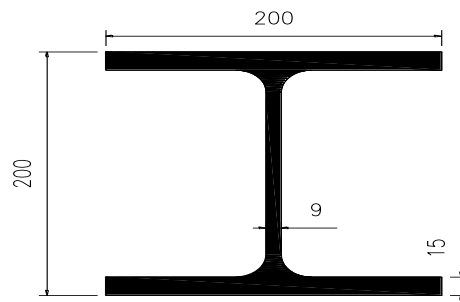


Figure IV-4: profilé métallique HEB200.

IV.2.5 Cohésion du noyau renforcé :

La cohésion renforcée du noyau donnée par (Grasso & Al ,1989) est la suivante:

$$C_{renforcée} = c + \frac{\Delta\sigma_r}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{(III.3)}$$

Avec

c :Cohésion naturelle du terrain.

φ :Angle de frottement interne du terrain.

$\Delta\sigma_3$: Incrément de contrainte principale mineure due au renforcement évaluée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_3 = \frac{n T_b}{S} \quad (III.4)$$

n : Nombre de boulons.

T_b : Traction admissible du boulon ($T_b = A\sigma_{adm}$).

S : Surface du front.

Les caractéristiques réelles retenues pour la modélisation sont :

$C=20$ (KPa) ; $\varphi = 15^\circ$; $n = 56$; $S = 180,72m^2$

$$\Delta\sigma_3 = \frac{56 \cdot 600}{180.72} = 185,92 \text{ kN/m}^2$$

Donc la cohésion renforcé est de $C' = 121,15 \text{ KN/m}^2$

IV.3. Modélisation du tunnel T4 par Plaxis 3D

IV.3.1 Simulation numérique du Tunnel

La formation géologique est considérée comme étant homogène et le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb a été choisi pour la simulation de notre projet.

Pour réduire le temps de calcul, seulement une 1/2 section du massif sera modélisée (figures III.4), et le modèle géométrique choisi est celui relatif à la classe de soutènement de type D3, résumé au tableau III.6

Tableau IV-6: paramètre des matériaux de soutènement.

	Module d'élasticité (kN/m ²)	Superficie de la section (m ²)	Moment d'inertie (m ⁴)	Remarques
Profilés métalliques	2,100×10 ⁸	1,041×10 ⁻²	7,595×10 ⁻⁵	Eléments de poutre HEB-200@750
Béton projeté	4,000×10 ⁶	0,40	—	Eléments de poutre t=40cm

Tableau IV-7: Dimensions géométriques du modèle Plaxis.

Section	Rayon	Angle
Calotte	9.73 m	45°
Stross	6.92 m	74°
Radier	20.15 m	24°

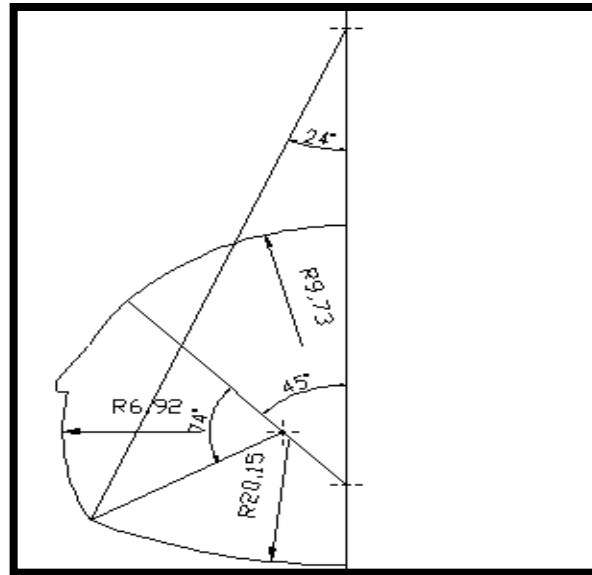


Figure IV-5: Géométrie de la 1/2 section du tunnel.

Les étapes de calcul du modèle dans PLAXIS 3D sont résumées comme suit :

- **Première étape :** Introduction des paramètres ;

Les paramètres qui ont été introduit dans le code Plaxis 3D sont :

1. La forme de la section du tunnel, elle est définit par trois rayons, et trois angles pour représenter les différents éléments de la section (Tableau III.6).
2. Le point d'implantation, qui est le centre du cercle de radier, il est posé de façon que la couverture sur le tunnel est de 34.25m
3. Les boulons d'ancrage suivant ces coordonnées.

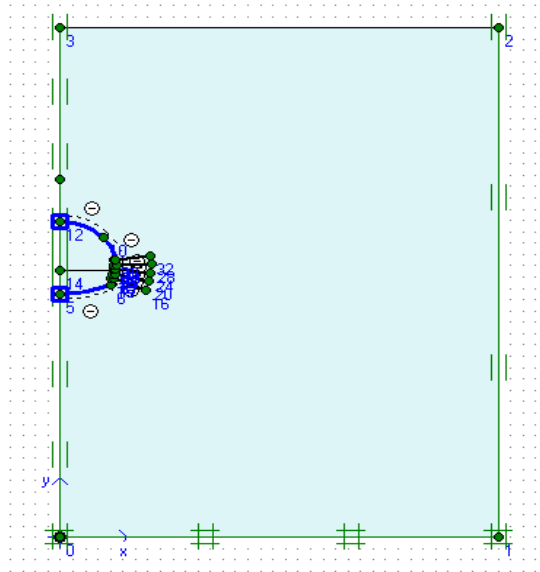


Figure IV-6: Model Géométrique du tunnel dans Plaxis tunnel 3D.

1. Les caractéristiques géotechniques du sol « argiles » (figure III.7)

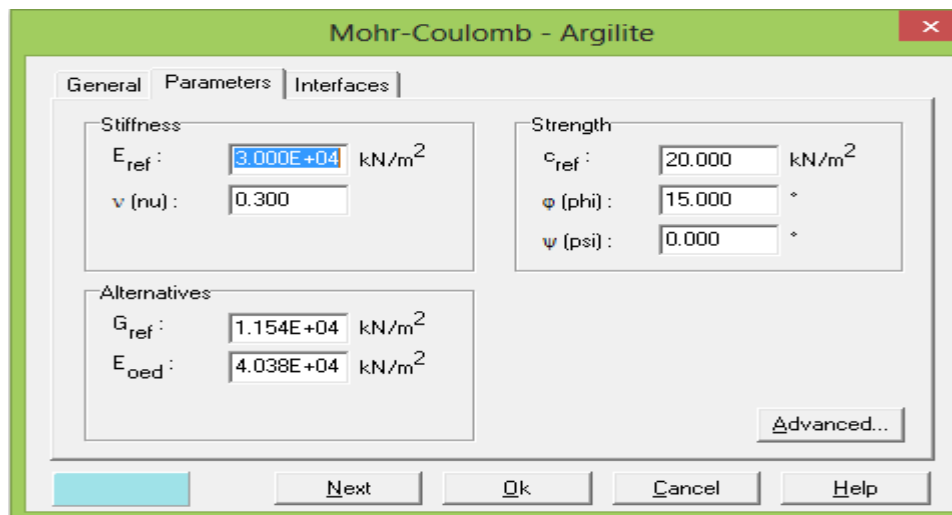


Figure IV-7: Caractéristiques du sol.

- **Deuxième étape** : Création de maillages 2D - 3D par éléments finis

Le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ce milieu équivalent est ensuite divisé en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan, hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel). Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation polynomiale entre des valeurs

du champ en certains points de l'élément, appelés nœuds. L'ensemble formé par les éléments finis est appelé maillage, le maillage en 2D ce fait par 6 nœuds et en 3D par 15 nœuds. (figures III.8a.III8c)

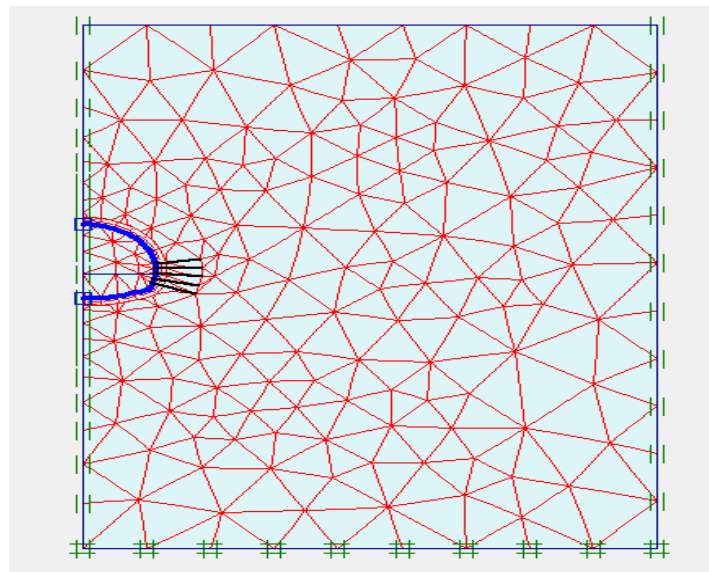


Figure IV-8.a: Maillage 2D du modèle.

Pour créer le modèle en 3D, il faut définir d'abord les plans nécessaires des phases des travaux suivant la 3^{ème} direction Z. (figure III.8.b)

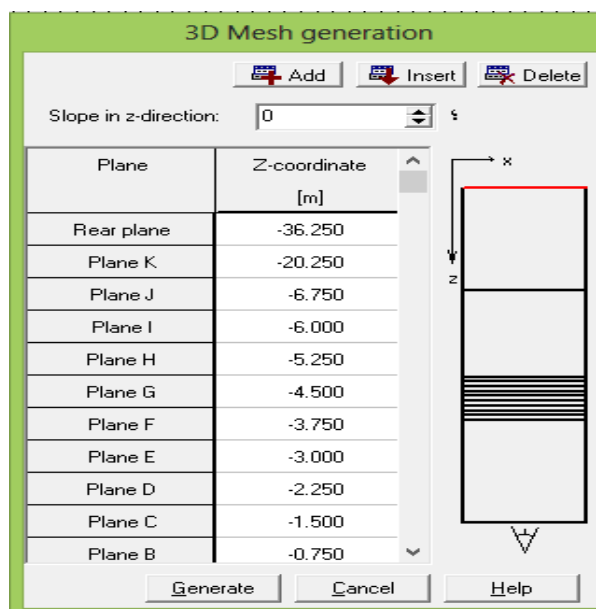


Figure.III.8.b. Coordonnées des plans Z pour génération du maillage 3D

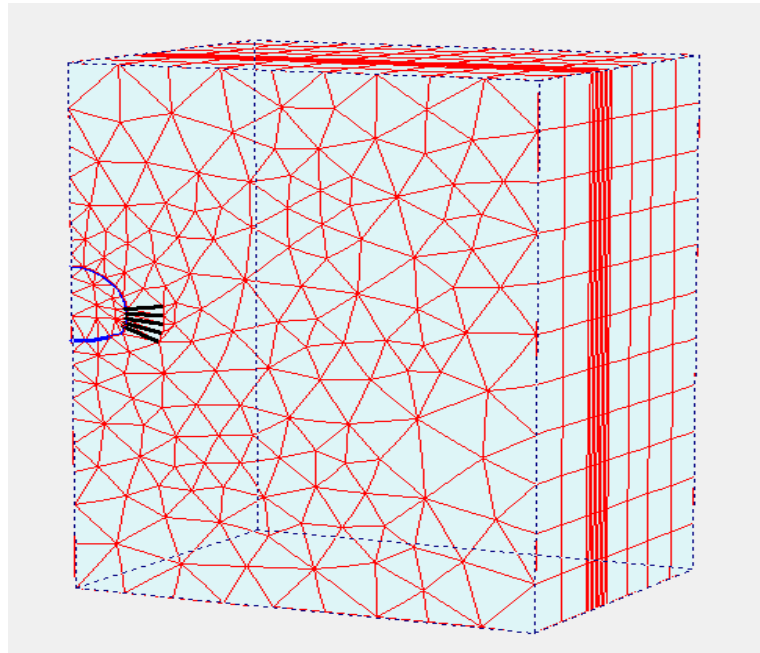


Figure.III.8.c.Maillage 3D 3585 éléments 19193 Nœuds

- Le code Plaxis estime une contrainte initiale maximale dans le massif de $1,52 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^3$ (figure III.9)

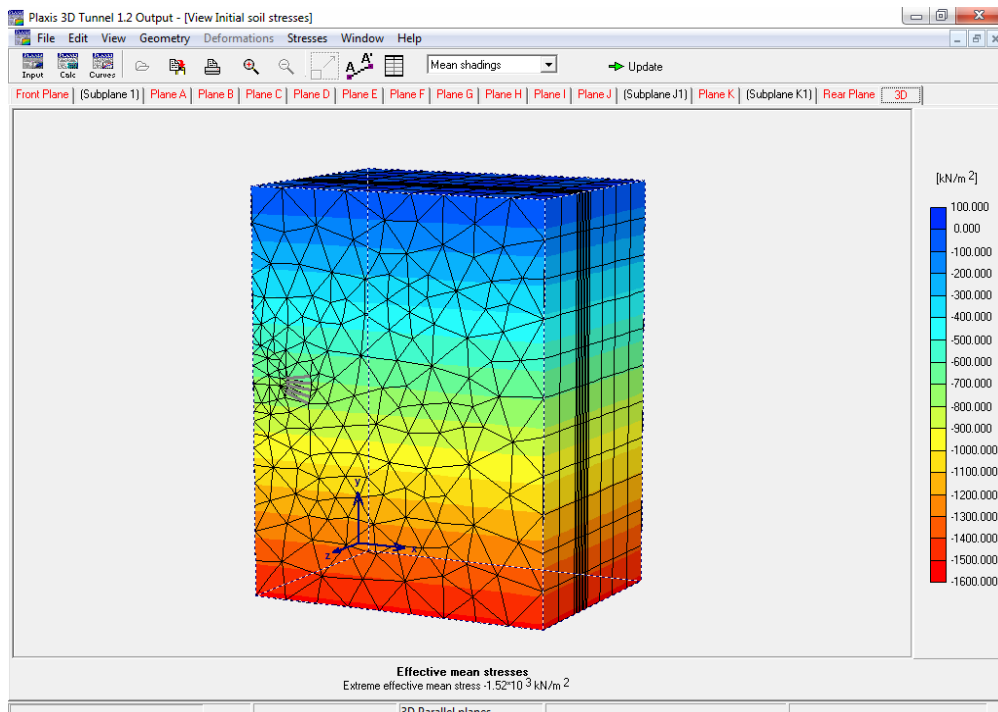


Figure IV-9:Contrainte initiale.

- La pression interstitielle est nulle, et la cohésion drainée est utilisé dans les calculs.

• Troisième étape : calcul

Le calcul se fait selon l'ordre de phasage qui est déjà cité dans le Tableau.III.1.

- Au début, on doit choisir quatre points (A, B, C, D) du modèle, et suivre ensuite leurs déplacements (voir figure III.10).
- Chaque point est utilisé pour suivre les déformations dans le maillage :
 - Le point A : permet de calculer le tassement de la clé de voute.
 - Le point B : permet de calculer l'extrusion.
 - Le point C : est utilisé pour la vérification du soulèvement du radier.
 - Le point D : est utilisé pour calculer le tassement en surface.
- La simulation de l'excavation de la section totale du tunnel est réalisée sur une longueur de 16ml. (figure III.11, III.12).
- Une désactivation du terrain et une activation du soutènement provisoire et du renforcement est effectuée selon l'ordre de phasage.

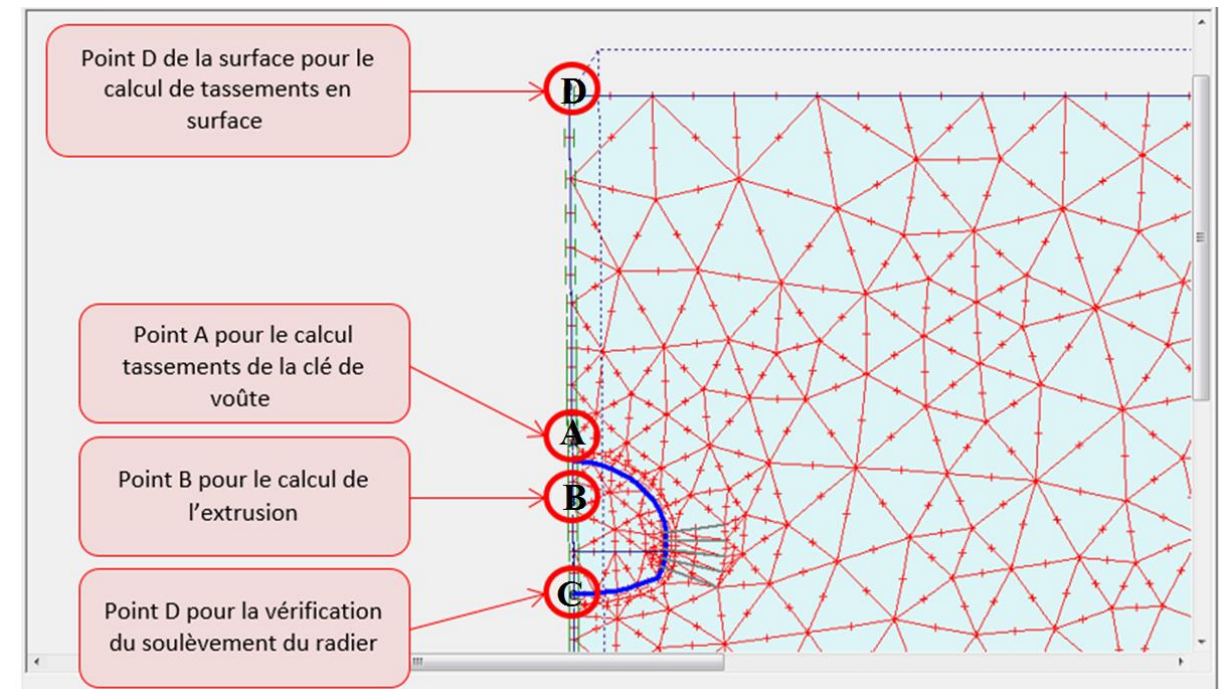


Figure IV-10: Position des points de déplacement.

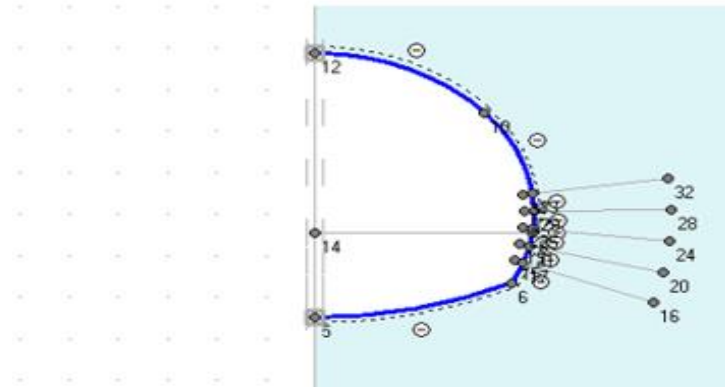


Figure IV-11: Désactivation du terrain sur 16ml.

L'aperçu 3D de la phase 01 est représenté sur la figure.III.12

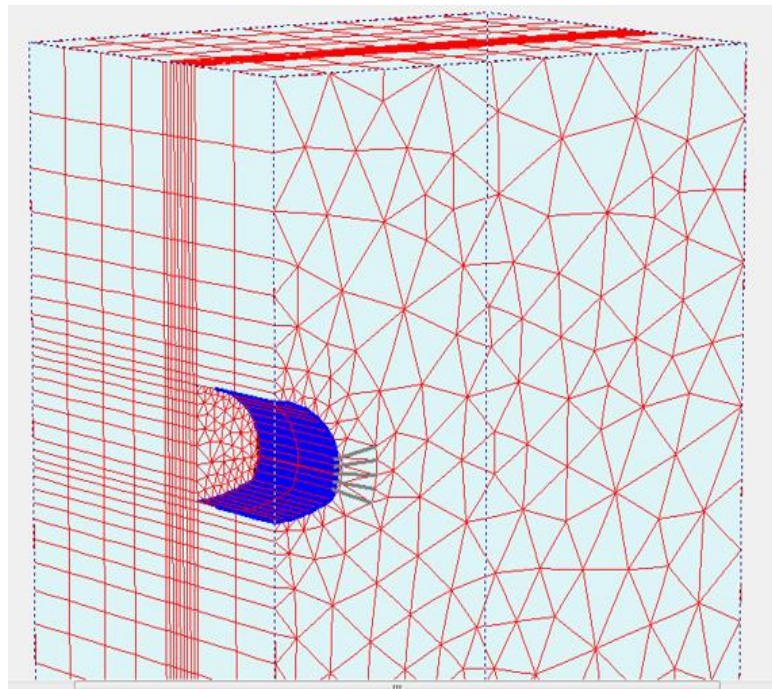


Figure IV-12: Excavation de la section totale du tunnel sur une longueur de 16ml en 3D.

Quatrième étape : résultats

Les déplacements calculés pour les différentes phases sont comme suit :

Phase 01 : le calcul se fait lorsque on excave 16ml sans renforcement du noyau centrale, cette phase représente une instabilité dans notre ouvrage, d'où la nécessité d'aller vers une autre solution pour stabiliser de la section du tunnel.

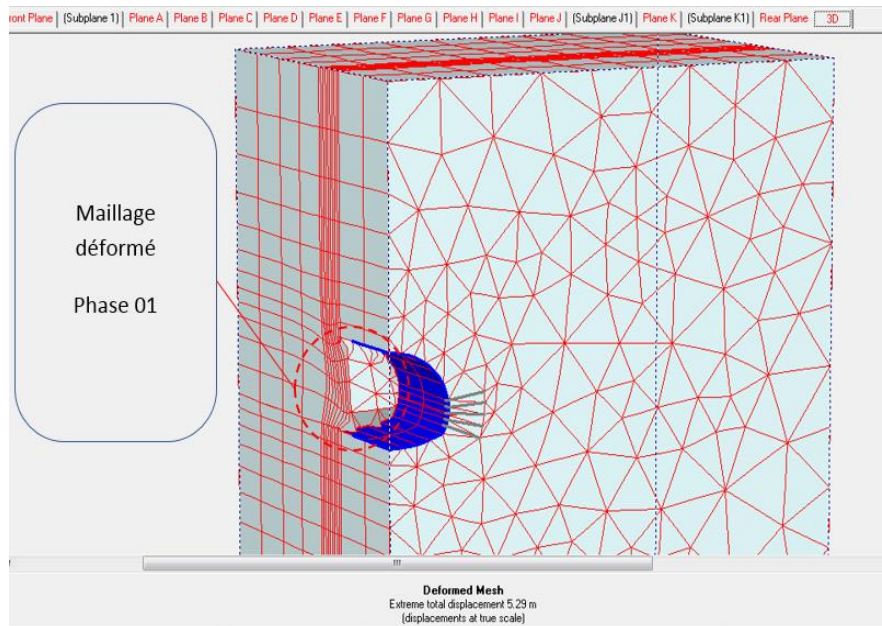


Figure IV-13. a: La déformation du maillage.

Le déplacement total de la Phase 01 est estimé à **5.29m**. Il y a un effondrement du front de taille et un temps de tenue de terrain non renforcé très court. (Figure III.13.b)

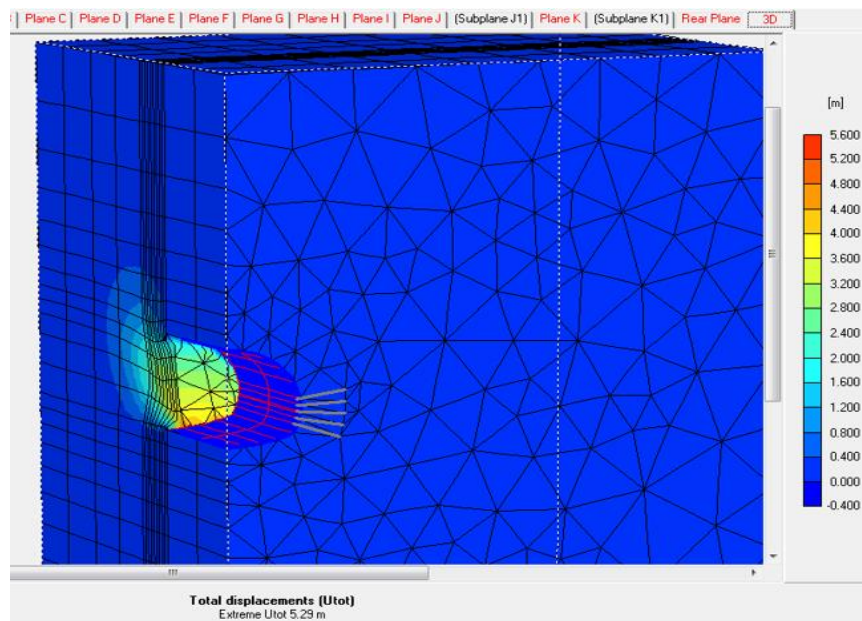


Figure.III.13.b Déplacement de la Phase 01

- ✓ Le tassement maximal est estimé à 16.2 cm. (figure III.14)

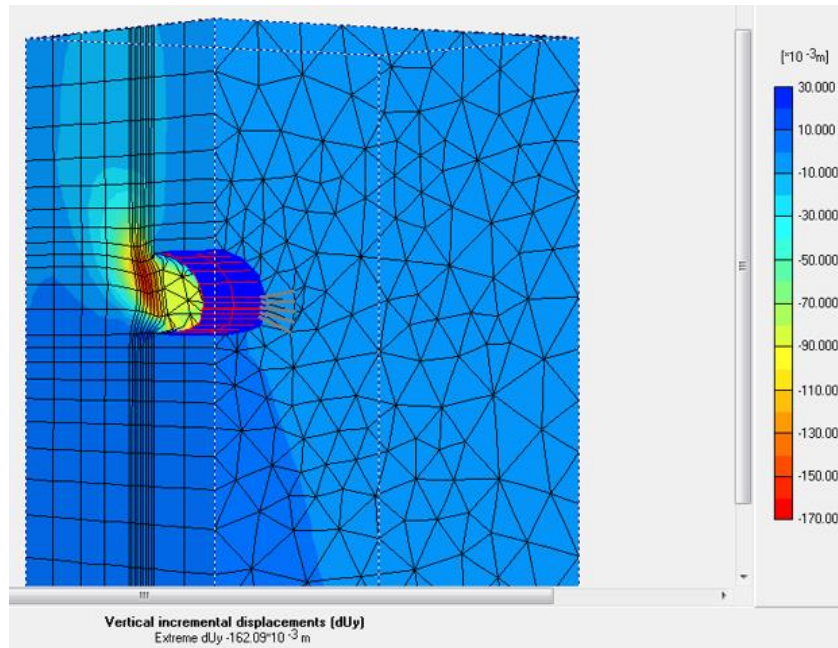


Figure IV-14: Tassement de la Phase 01.

L'extrusion de la Phase 01 est de 5.18 m (figure III.15). Ce qui nécessite le renforcement du noyau central du tunnel, afin de s'opposer aux fortes sollicitations induites par le creusement par la méthode NATM

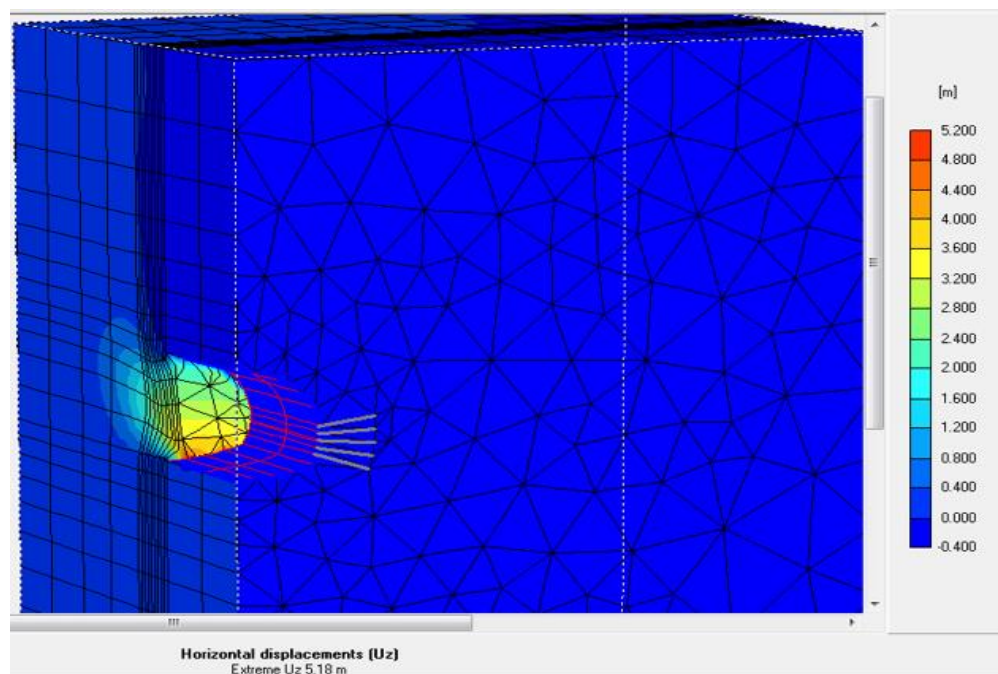


Figure IV-15: Extrusion de la Phase 01.

- **Phase de Renforcement**

Pour stabiliser notre section du tunnel, nous avons proposé comme une solution l'utilisation de la méthode de renforcement FIT (ADECO-RS), qui consiste à utiliser des injections par des boulons de fibre de verre(GFRP).

Le matériau composite (sol + tube GFRP + coulis de ciment) est représenté dans le code plaxis par un matériau, qui contient les paramètres équivalentes de ces composantes (noyau renforcé). (Figure III.16)

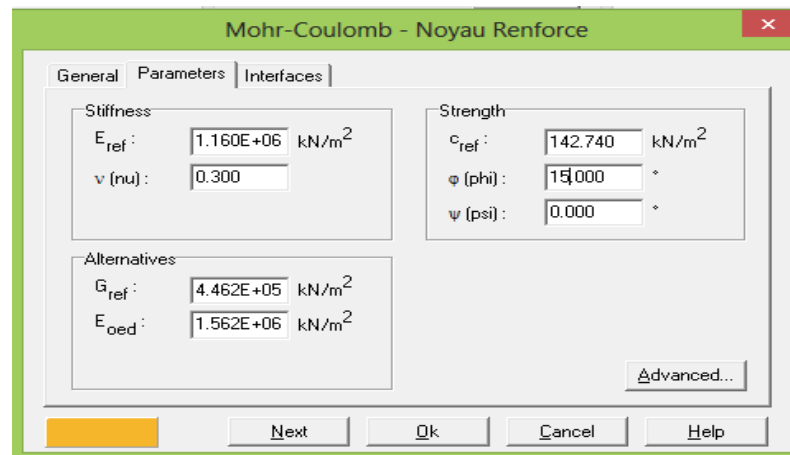


Figure IV-16:Caractéristique du matériau du noyau renforcé.

Le renforcement de la ½ section la partie médiane (Calotte + Stross 1) avec des boulons de fibres de verre est représentée sur la figure (III.17)

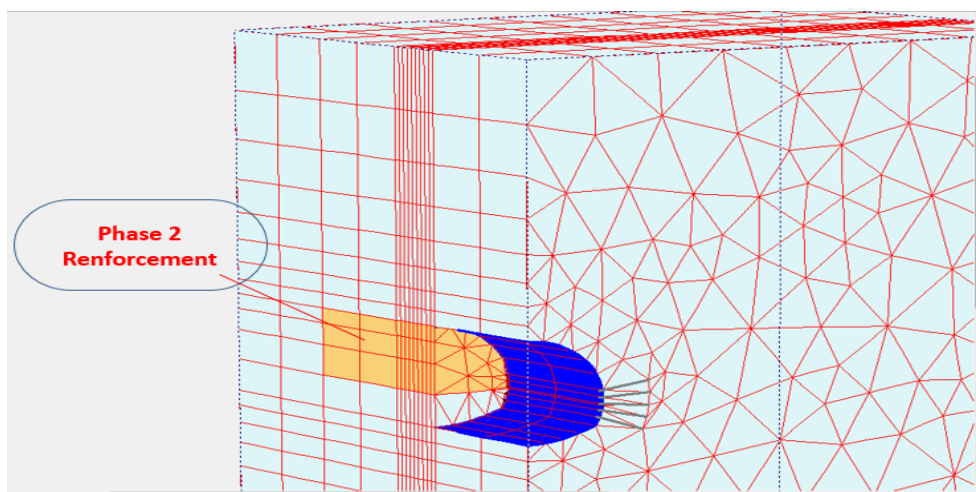


Figure IV-17:Renforcement de la Calotte + Stross 1.

- **Résultats après renforcement de la première phase**

Après le renforcement du noyau central, on remarque une réduction de l'extrusion jusqu'à une valeur de **3.2 mm**, et une concentration des déformations dans la partie non renforcées (partie inférieure).

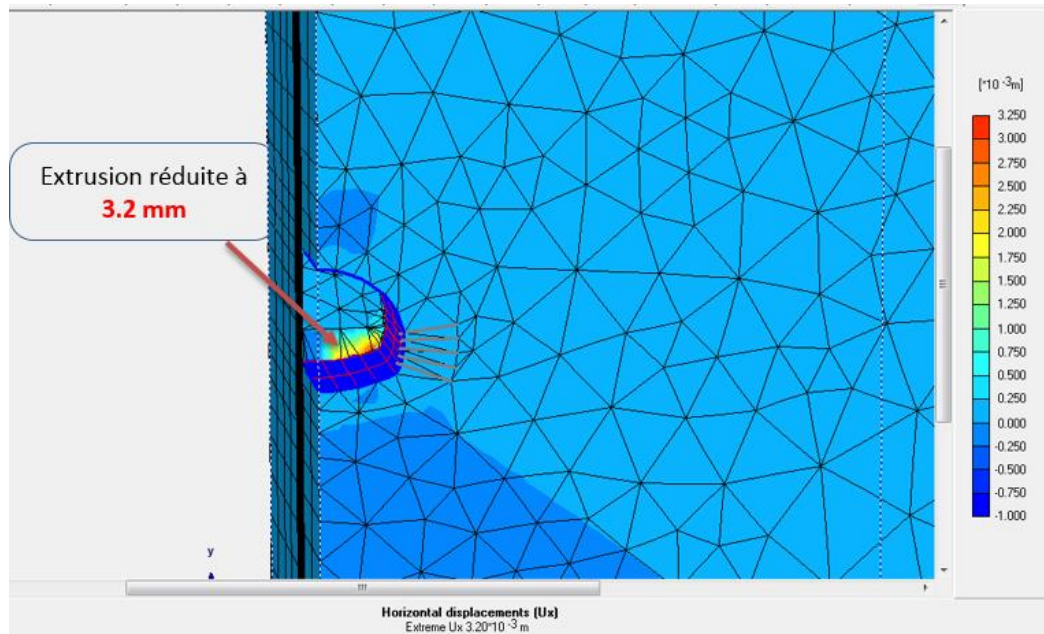


Figure IV-18: Extrusion après renforcement.

Le déplacement total après renforcement du noyau central a été réduit à **28.36 mm** (figure III.19), et le tassement vertical est diminué jusqu'à une valeur de **5.87 mm**. (Figure III.20)

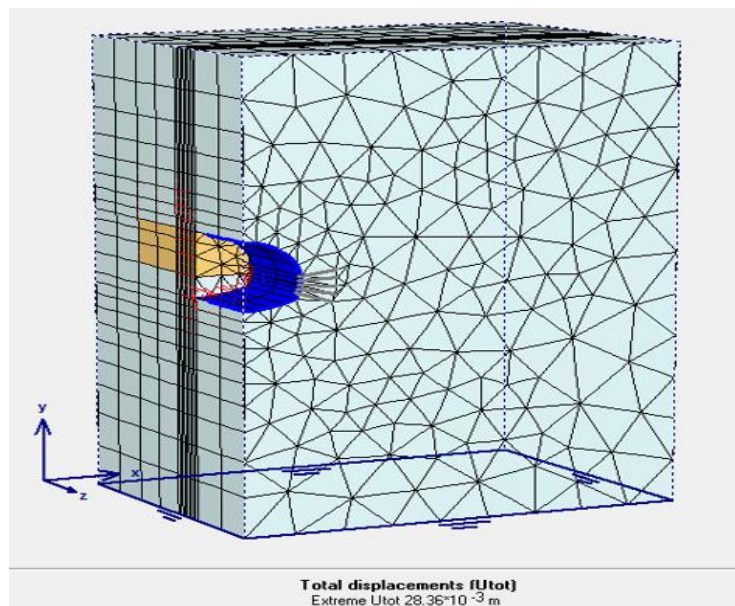


Figure IV-19 : Déplacement après renforcement.

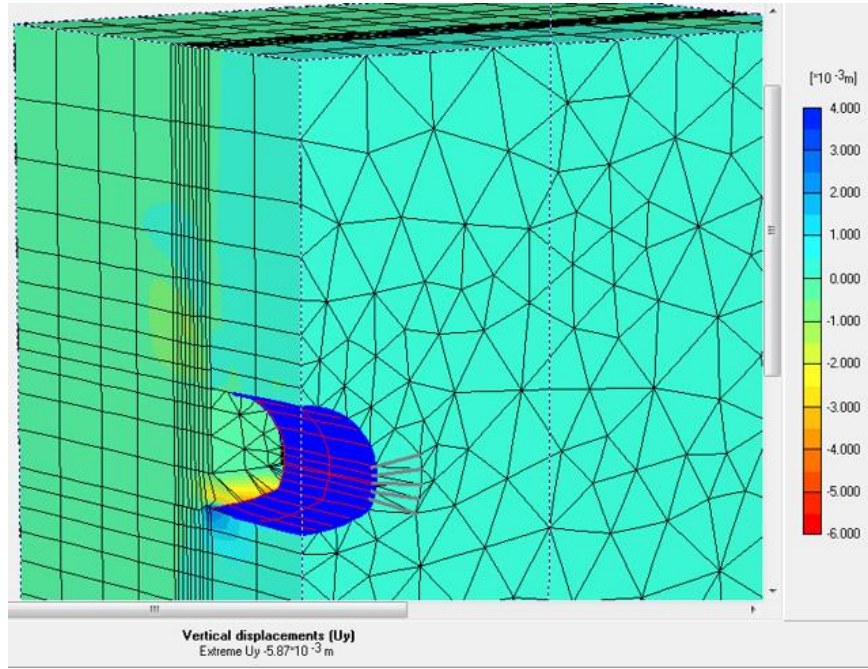


Figure IV-20:Tassement après renforcement.

Les étapes de calcul seront répétées de la même manière jusqu'à la fin de cycle 01 (Renforcement du terrain sur 19.5 ml → excavation de 6 ml de la partie supérieure avec 1/2 Stros 1 → excavation de la de la partie inférieure 1/2 stross 2 avec radier contre vouté).

Les déformations (tassement, extrusion et soulèvement) des quatre points (A, B, C, D), qui ont été présentes ci-dessus sous forme de schémas en 3D, sont représentés aussi sous forme de courbe dans la figure (III.21)

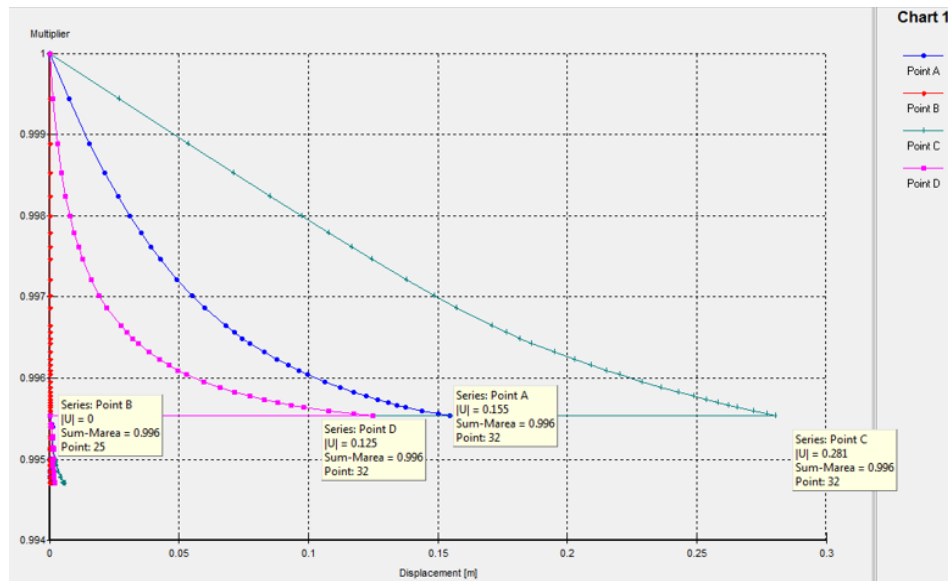


Figure IV-21:Diagramme de Déformations des 4 points A, B, C, et D.

Conclusion

La stabilité de front de taille lors de creusement dans un sol argileux très médiocre a été réalisée par la méthode de renforcement ADECO-RS, et la méthode N.A.T.M qui utilise un soutènement flexible de béton projeté, et des cintres métallique;

L'utilisation de l'N.A.T.M seul, nous a donné un temps de tenue de terrain très court, par rapport au temps nécessaire pour poser le soutènement.

Pour améliorer la stabilité du front, une méthode de creusement en divisée est recommandée, elle est basée sur le choix des parties concernées par le creusement jusqu'au revêtement définitif.

Dans notre travail, nous avons utilisé le Plaxis pour étudier l'influence de la méthode FIT (ADECO-RS) sur l'amélioration des caractéristiques géo-mécaniques du sol, et sur la stabilité du front de taille lors de creusement à savoir, la diminution des déplacements autour de l'ouvrage, engendré par la profondeur de tunnel, et les contrainte qui causent des déformations importantes autour de l'ouvrage.

Nous avons constaté une stabilité dans la section du tunnel T4 durant les travaux d'excavation, le temps de tenue est suffisant pour poser le soutènement provisoire, donc la méthode (FIT) est considérée comme une méthode de renforcement efficace.

CHAPITRE V: ÉTUDE PARAMETRIQUE SUR LES PROPRIETES DU SOL

V.1. Introduction

La présente étude a pour but d'étudier l'effet de quelques paramètres géotechniques sur l'efficacité de la méthode de Pré-consolidation du terrain par boulons de fibres de verre (FIT).

Après l'établissement du model de référence, on fait varier les propriétés du sol tel que le module de déformabilité de sol (Module d'Young), la cohésion et l'angle de frottement.

Le sol a été défini en comportement élasto-plastique selon le critère de rupture Mohr-Coulomb, le modèle élément finis utilisé est le code de calcul Plaxis 3D tunnel

V.2. Influence du module de déformabilité de sol

Lunardi (1989) propose de prendre en compte l'effet des éléments de renforcement comme une augmentation du module de déformation du noyau (reliant cette valeur au nombre de boulons, à la cohésion et à l'angle de frottement du massif de sol).

On prend une section unitaire de 1,2 x 4,5 comme présentée sur la figure IV.1

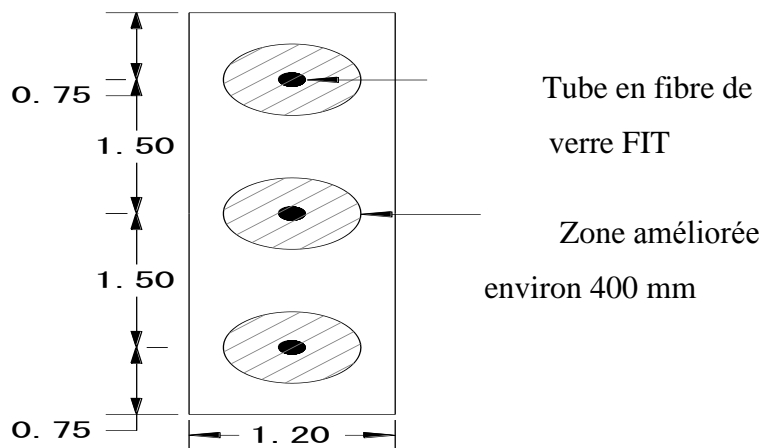


Figure V-1: La section du matériau composite.

Le module de déformation du noyau amélioré équivalent ($E_{\text{équivalent}}$) est donné par la relation suivante :

$$E_{\text{équivalent}} = (EA + E_g A_g + E_p A_p) / (bh) \quad (\text{IV.1})$$

Les caractéristiques du matériau composite sont représentées sur le tableau IV.1

Tableau V-1:Caractéristiques de la composite.

E (sol) kN/m ²	A (sol) m ²	A _g	E _g	A _p	E _p	E _{équivalent} kN/m ²
30	3.8928	1.497	4 x 10 ⁶	0.01359	30 x 10 ⁶	1.16*10⁶

On remarque que le module de déformabilité du sol **E_{équivalent}** après renforcement a fortement augmenté, il est passé de 30 kN/m² à 1.16*10⁶ kN/m², donc la variation du module de déformabilité du sol **E** par rapport à la valeur de référence n'influe pas sur le module de déformation du noyau amélioré équivalent **E_{équivalent}**.

V.3. Influence de la cohésion et de l'angle de frottement du sol sur la cohésion renforcée

Le renforcement par boulonnage des tunnels peut être modélisé suivant trois approches :

- Des approches simplifiées ;
- L'homogénéisation et la modélisation complète du terrain ;
- Des inclusions et leur interaction.

Pour notre cas, on va utiliser l'approche simplifiée, qui ne prend pas en compte directement le boulonnage, mais tente de simplifier l'apport de renforcement du boulonnage, par l'utilisation d'un paramètre équivalent, donc on a utilisé la modélisation par l'augmentation de la cohésion du sol dans le noyau.

Grasso & Al [1991, 1993] ont proposé de simuler l'effet de renforcement longitudinal du front par une augmentation des propriétés du sol, et en particulier en agissant sur la valeur de la cohésion du sol.

- Pour plusieurs densités de boulonnage **n** (30, 40, 50, 60), et plusieurs angles de frottement **φ** (10,15, 20), on fait varier la cohésion du sol, et on calcul la cohésion renforcée **C_{renf}** par la formule utilisé déjà dans le chapitre précédent.
- Pour l'étude paramétrique on effectue les calculs suivants :
 - ✓ C-50% C+50%
 - ✓ C-75% C+75%

Avec : $C = 20 \text{ KPa}$ (cohésion naturelle du terrain)

$\varphi = 15^\circ$ (angle de frottement naturel du terrain)

V.3.1 Influence de l'angle de frottement

Les résultats des cohésions renforcées pour $C = 20 \text{ KPa}$, et on variant l'angle de frottement de 5° par rapport à la valeur de référence sont présentés sur le tableau IV.2

Tableau V-2: Influence de l'angle de frottement sur la cohésion renforcée.

n	S(m ²)	Tb (KN)	$\Delta\sigma_3$ (KN/m ²)	C (KPa)	φ_1 (degré)	C _{renf} (KPa)	φ_2 (degré)	C _{renf} (KPa)	φ_3 (degré)	C _{renf} (KPa)
30	180,72	600	99.60	20	15	84,90	10	79.35	20	91.12
40			132,80			106,53		99.13		114.82
50			166,00			128,17		118.9		138.52
60			199,20			149,80		138.69		162.23

❖ **L'augmentation de l'angle de frottement de 5° (environ de 30%) conduit à une :**

- Augmentation de la cohésion renforcée de **7,32%** pour un nombre de boulons égale à 30
- Augmentation de la cohésion renforcée de **7,78%** pour un nombre de boulons égale à 40
- Augmentation de la cohésion renforcée de **8,08%** pour un nombre de boulons égale à 50
- Augmentation de la cohésion renforcée de **8,30%** pour un nombre de boulons égale à 60

On remarque que, pour un nombre de boulons **n** égale à **30** et **40**, le taux d'augmentation de la cohésion renforcé est de l'ordre de **7%**. Il est de l'ordre de **8%**, pour **n** égale à **50** et **60**

❖ **La diminution de l'angle de frottement de 5° (environ de 30%) conduit à une :**

- Diminution de la cohésion renforcée de **6,54%** pour un nombre de boulons égale à 30
- Diminution de la cohésion renforcée de **7,47%** pour un nombre de boulons égale à 40
- Diminution de la cohésion renforcée de **7,79%** pour un nombre de boulons égale à 50
- Diminution de la cohésion renforcée de **7,87%** pour un nombre de boulons égale à 60

On remarque que, pour des nombres de boulons **n de 40, 50 et 60**, la diminution de l'angle de frottement de 5° conduit à un même taux de diminution de la cohésion renforcé. Ce taux est plus petit pour un nombre **n** égale à **30**

La variation de l'angle de frottement autour de sa valeur de référence φ influe sur la cohésion renforcée, et un nombre de boulons réduit permet d'avoir une cohésion optimale de la composite.

V.3.2 Influence de cohésion du sol

✓ 1^{er} cas : Diminution de la cohésion du sol de 50% de la cohésion initial

Les résultats des cohésions renforcées, on variant le nombre de boulons **n**, et pour un angle de frottement $\varphi = 15^\circ$ sont présentés sur le tableau IV.3

Tableau V-3:Influence de la diminution de la cohésion du sol sur la cohésion renforcée.

n	S(m ²)	Tb(KN)	$\Delta\sigma_3$ (KN/m ²)	C(KPa)	φ_1 (degré)	C _{renf} (KPa)
30	180,72	600	99.60	10	15	74,90
40			132,80			96,53
50			166,00			118,17
60			199,20			139,80

❖ La diminution de la cohésion du sol de 50% de la cohésion initial conduit à une :

- Diminution de la cohésion renforcée de **11,78%** avec un nombre de boulons égale à 30
- Diminution de la cohésion renforcée de **9,39%** avec un nombre de boulons égale à 40
- Diminution de la cohésion renforcée de **7.80%** avec un nombre de boulons égale à 50
- Diminution de la cohésion renforcée de **7.15%** avec un nombre de boulons égale à 60

On remarque que, la diminution de la cohésion de 50% de la cohésion initial, conduit à une diminution importante de la cohésion renforcée, pour des petites densités de boulonnage. Cette diminution est moins importante pour les grandes densités de boulonnage.

✓ 2^{ème} cas : Augmentation de la cohésion du sol de 50% de la cohésion initial

Les résultats des cohésions renforcées on variant le nombre de boulons n, et pour un angle de frottement $\varphi = 15^\circ$ sont présentés sur le tableau IV.4

Tableau V-4:Influence de l'augmentation de la cohésion du sol sur la cohésion renforcée.

n	S(m ²)	Tb(KN)	$\Delta\sigma_3$ (KN/m ²)	C(KPa)	φ 1 (degré)	C _{renf} (KPa)
30	180,72	600	99.60	30	15	94,90
40			132,80			116,53
50			166,00			138,17
60			199,20			159,80

❖ L'augmentation de la cohésion du sol de 50% de la cohésion initial conduit à une :

- Augmentation de la cohésion renforcée de **11,78%**, pour un nombre de boulons égale à 30 ;
- Augmentation de la cohésion renforcée de **9,39%**, pour un nombre de boulons égale à 40 ;
- Augmentation de la cohésion renforcée de **7.80%**, pour un nombre de boulons égale à 50;
- Augmentation de la cohésion renforcée de **7.15%**, pour un nombre de boulons égale à 60;

L'augmentation de la cohésion du sol conduit à une augmentation importante de la cohésion renforcée pour des petites densités de boulonnage que pour des grandes densités.

✓ 3^{ème} cas : Diminution de la cohésion du sol de 75% de la cohésion initial

Les résultats des cohésions renforcées on variant le nombre de boulons n, et pour un angle de frottement φ sont présentés sur le tableau IV.5

Tableau V-5:Influence de la diminution de la cohésion du sol sur la cohésion renforcée.

n	S(m ²)	Tb(KN)	$\Delta\sigma_3$ (KN/m ²)	C(KPa)	φ 1 (degré)	C _{renf} (KPa)
30	180,72	600	99.60	5	15	69,90
40			132,80			91,53
50			166,00			113,17
60			199,20			134,80

❖ **La diminution de la cohésion du sol de 75% de la cohésion initial conduit à une :**

- Diminution la cohésion renforcée de **17.67%**, pour un nombre de boulons égale à 30
- Diminution la cohésion renforcée de **14.08%**, pour un nombre de boulons égale à 40
- Diminution la cohésion renforcée de **11.70%**, pour un nombre de boulons égale à 50
- Diminution la cohésion renforcée de **10.01%**, pour un nombre de boulons égale à 60

On remarque que, pour des petites densités de boulonnage, la diminution de la cohésion de 75% de la cohésion initial, conduit à une diminution élevée de la cohésion renforcée.

✓ **4^{ème} cas : Augmentation de la cohésion du sol de 75% de la cohésion initial**

Les résultats des cohésions renforcées, on variant le nombre de boulons n et pour un angle de frottement φ sont présentés sur le tableau IV.6

Tableau V-6:Influence de l'augmentation de la cohésion du sol sur la cohésion renforcée.

n	S(m ²)	Tb(KN)	$\Delta\sigma_3$ (KN/m ²)	C(KPa)	φ 1 (degré)	C _{renf} (KPa)
30	180,72	600	99,60	35	15	99,90
40			132,80			121,53
50			166,00			143,17
60			199,20			164,80

❖ **L'augmentation de la cohésion du sol de 75% de la cohésion initial conduit à une :**

- Augmentation la cohésion renforcée de **17.67%**, pour un nombre de boulons égale à 30
- Augmentation la cohésion renforcée de **14.08%**, pour un nombre de boulons égale à 40
- Augmentation la cohésion renforcée de **11.70%**, pour un nombre de boulons égale à 50
- Augmentation la cohésion renforcée de **10.01%**, pour un nombre de boulons égale à 60

Pour des petites densités de boulonnage, on remarque que l'augmentation de la cohésion de 75% de la cohésion initial, conduit à une grande augmentation de la cohésion ;

Cette augmentation est moins importante pour les grandes densités de boulonnage.

- ✓ Pour des faibles valeurs de la cohésion du terrain, on augmente le nombre des boulons sur la face du front pour obtenir une bonne cohésion du massif après le renforcement.
- ✓ On fait une optimisation entre le nombre de boulons et la cohésion primaire du terrain, afin d'avoir une cohésion suffisante pour stabiliser la section du tunnel durant les travaux de creusement.

Conclusion

Cette étude traite l'effet de la variation de quelques paramètres géotechniques tel que le module d'élasticité, l'angle de frottement interne et la cohésion primaire du sol, pour plusieurs densités de boulonnages, sur l'efficacité de la méthode de Pré-consolidation du terrain par boulons de fibres de verre (FIT).

L'étude paramétrique réalisée prouve que, la variation du module de déformabilité du sol E par rapport à la valeur de référence n'influe pas sur le module de déformation du noyau amélioré équivalent $E_{\text{équivalent}}$.

La variation de l'angle de frottement autour de sa valeur de référence, influe sur la cohésion renforcée, et un nombre de boulons réduit permet d'avoir une cohésion optimale de la composite.

Pour des faibles valeurs de la cohésion du terrain, une augmentation du nombre des boulons sur la face du front permet d'obtenir une bonne cohésion du massif après le renforcement.

Une optimisation entre le nombre de boulons et la cohésion primaire du terrain est faite, afin de trouver une cohésion suffisante, qui permet de stabiliser la section du tunnel durant les travaux de creusement. Et l'adaptation du mode de renforcement selon la nature du terrain réduit le cout du projet.

CONCLUSION GENERALE:

Les travaux de creusement influent sur la stabilité de front de taille pendant la réalisation d'ouvrages souterrains.

Les caractéristiques géo-mécanique de sol et les déformations naturelles comme les failles et les discontinuités du massif orientent le choix de la méthode de creusement et de soutènement.

La stabilité du front de taille lors de creusement du tunnel T4 a été réalisée par la méthode de renforcement ADECO-RS et la méthode NATM qui utilise un soutènement flexible de béton projeté et des cintres métalliques.

La modélisation du tunnel a permis de suivre les différents déplacements et déformations autour de l'ouvrage, et étudier la stabilité dans la section du tunnel T4 durant les travaux d'excavation.

Nous avons constaté que le temps de tenue est suffisant pour poser le soutènement provisoire, et que la méthode de renforcement FIT est considérée comme une méthode de renforcement efficace.

L'étude de l'influence de la variation du module d'élasticité, de l'angle de frottement interne et de la cohésion du sol sur la stabilité de front de taille, prouve que :

- ✓ La variation du module de déformabilité du sol E par rapport à la valeur de référence n'influe pas sur le module de déformation du noyau amélioré équivalent $E_{\text{équivalent}}$.
- ✓ La variation de l'angle de frottement autour de sa valeur de référence, influe sur la cohésion renforcée, et un nombre de boulons réduit donne une cohésion optimale de la composite.
- ✓ Pour des faibles valeurs de la cohésion du terrain, une augmentation de nombre de boulons sur la face du front donne une bonne cohésion du massif renforcée.

Ainsi cette analyse a mis en évidence l'importance de la prise en compte des variabilités des propriétés du sol, à cause de leurs effets sur la cohésion du massif après renforcement, qui permet de stabiliser la section du tunnel durant les travaux de creusement.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **KAROLOY. SZECHY** ; « TRAITÉ DE CONSTRUCTION DES TUNNELS » ; Dunod ; Paris; 1970.
- [2] **BECHIRI AMIR** ; « ETUDE DE LA SECTION DU TUNNEL (T4) A FAIBLE COUVERTURE DE L'AUTOROUTE EST –OUEST » ; Mémoire de master, université L'Arbi tbessi, Tebessa; 2014.
- [3] **FALCHI DELITALA .G**; « CALCUL DE REVETEMENT DE TUNNELS » ; Donud Paris; 1971.
- [4] **BIENIAWSKI Z. T** ; «THE GEOMECHANICS CLASSIFICATION (RMR SYSTEM) IN DESIGN APPLICATIONS TO UNDERGROUND EXCAVATIONS »; Symposium International sur la Géologie de l'Ingénieur et la Construction en Souterrain ; Lisbonne; 1983.
- [5] **AFTES** ; « Recommandations relatives ; La Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains » ; pp : 54 ; 2003.
- [6] **BHAWANI .S; RAJNISH. K**; « TUNNELLING IN WEAK ROCKS “ELSERVIER GEO-ENGINEERING BOOK SERIES»; Volume 5; 2006.
- [7] **KITCHAH FETHI**. « MEMOIRE DE MAGISTERE « ÉTUDE NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UNE SECTION DU TUNNEL T4 DE L'AUTOROUTE EST-OUEST » ; Mémoire de Magister. Université El Hadj Lakhdar Batna ; 2012.
- [8] **O. C. ZIENKIEWICS, R. L. TAYLOR** ; « LA METHODE DES ELEMENTS FINIS » ; 4^{eme} édition ; 1989.
- [9] **KAOUANE KAMEL, DJAMAI BEDR EDDINE** ; « LA STABILITE DU FRONT DE TAILLE D'UN TUNNEL LORS DU CREUSEMENT DANS LE TUNNEL T4 ENTRE CONSTANTINE SKIKDA » ; Mémoire de Master université Badji Mokhtar Annaba; 2014.
- [10] **PIETRO LUNARDI**, «DESIGN AND CONSTRUCTION OF TUNNELS Analysis of controlled deformation in rocks and soils (ADECO-RS) »; 2008; Italy.
- [11] **DANIEL DIAS**. « RENFORCEMENT DU FRONT DE TAILLE DES TUNNELS PAR BOULONNAGE ETUDE NUMERIQUE ET APPLICATION A UN CAS REEL EN SITE URBAIN » ; thèse de doctorat, institut national des sciences appliquées de lyon;1999.
- [12] **AGENCE NATIONAL DES AUTOROUTES**; « RAPPORT DE PRESENTATION; Autoroute Est-Ouest, Lot unique Est » ; 2008.
- [13] **PLAXIS 3D Tunnel Reference Manual**, Version 1, Avril 2001.

V.4. Des résultats de modélisation

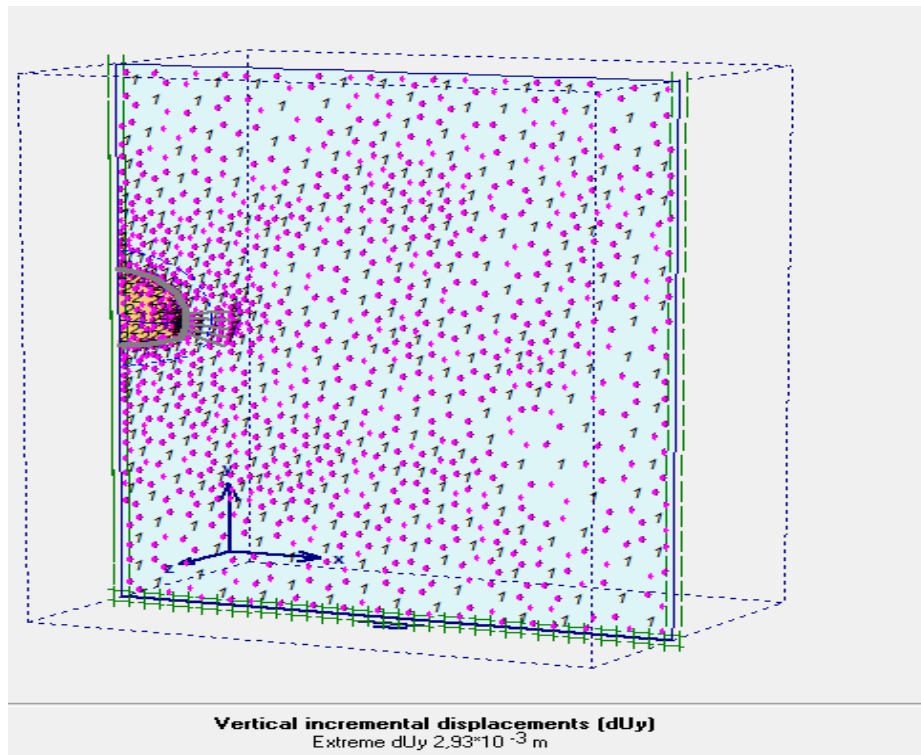


Figure 23: Les déplacements verticale du sol dans un plan transversale.

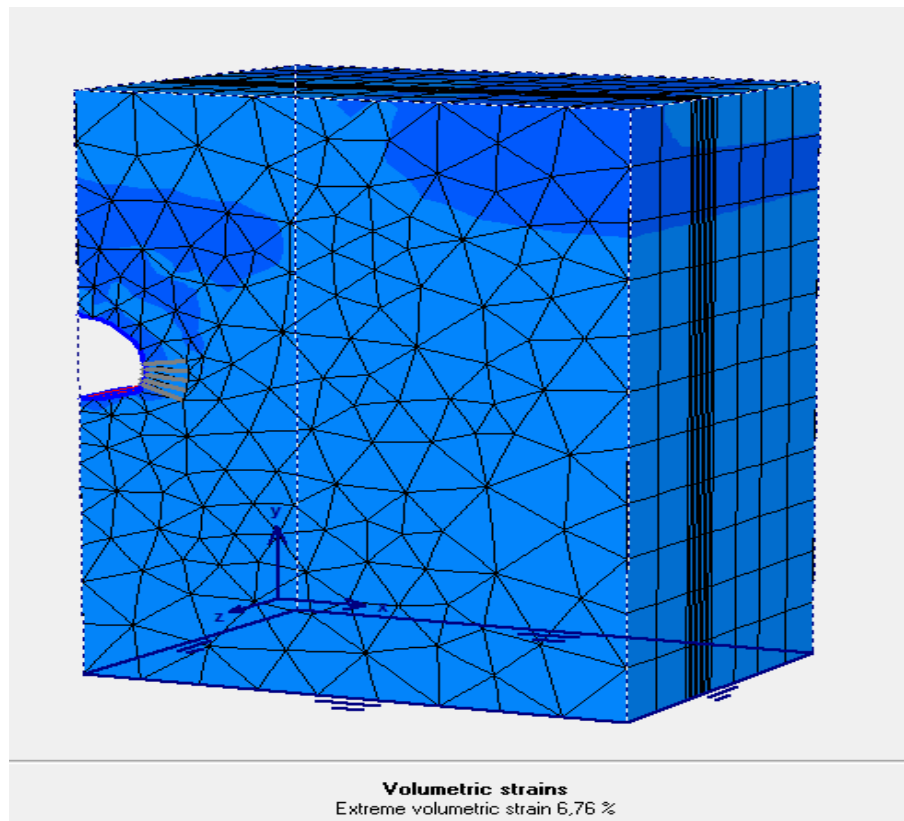


Figure 24: Pression volumétrique.

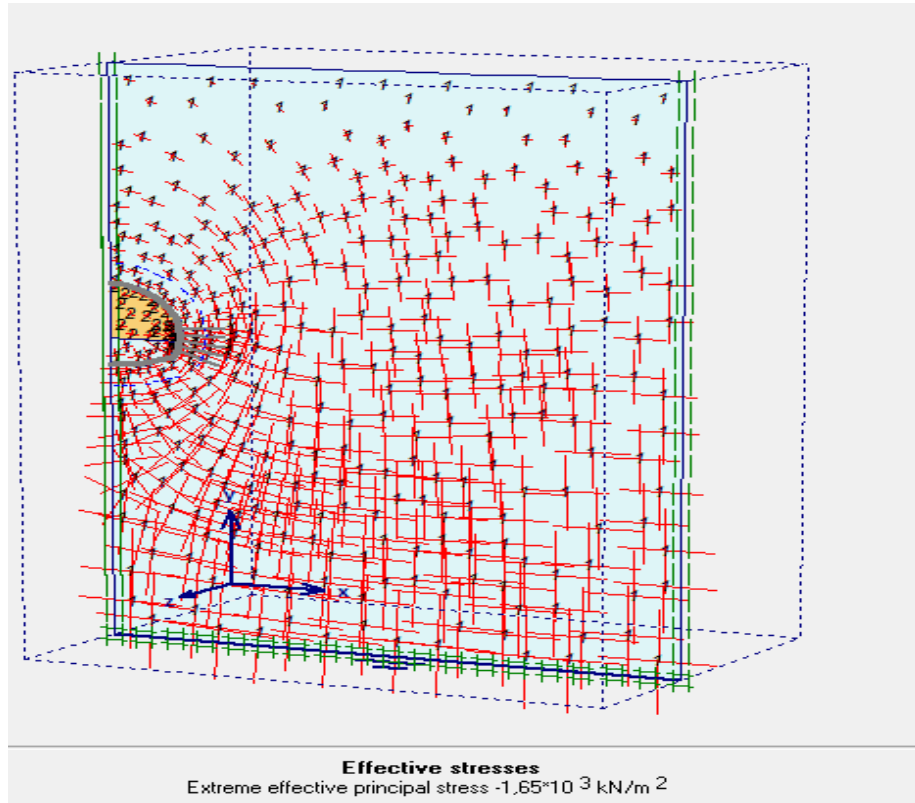


Figure 25: Contrainte effective dans un plan transversale.

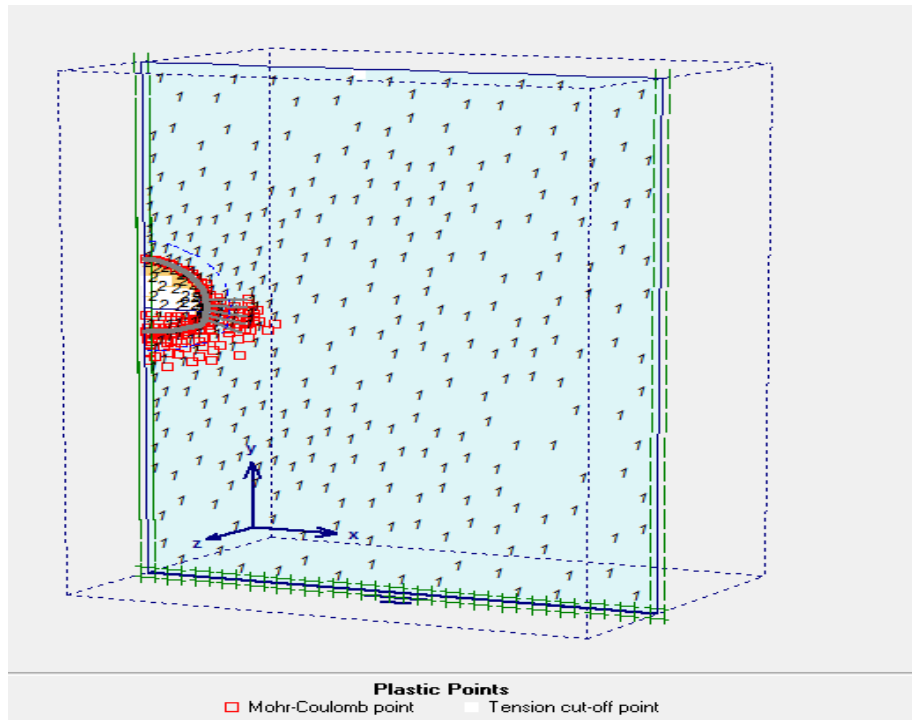


Figure 26: Positions des points plastiques.

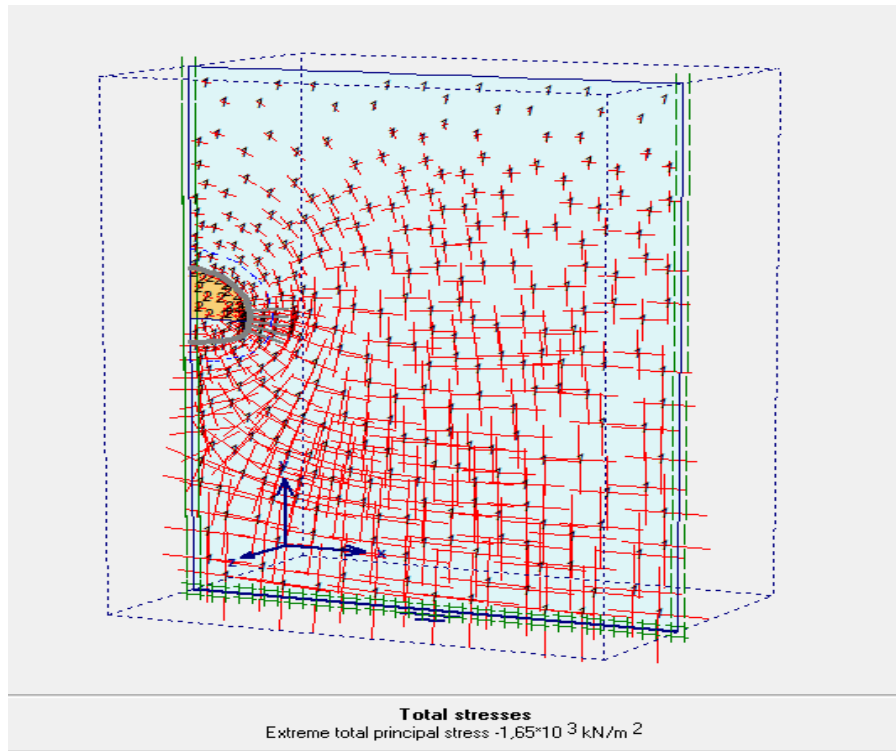


Figure 27: la contrainte totale dans un plan transversale.

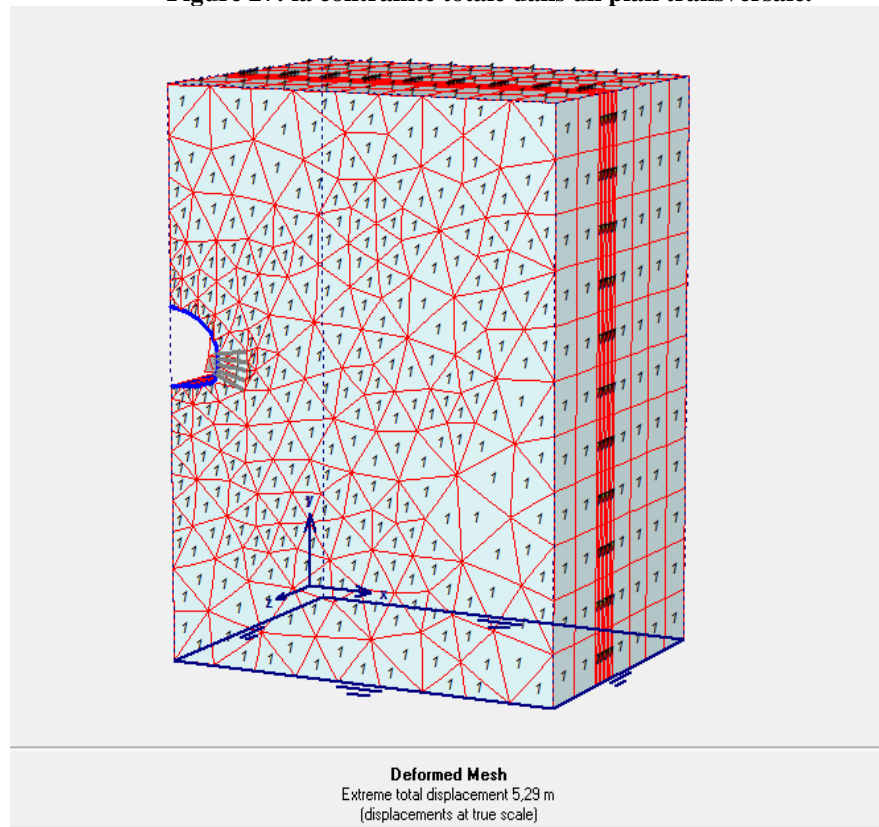


Figure 28: Déformation de maillage.

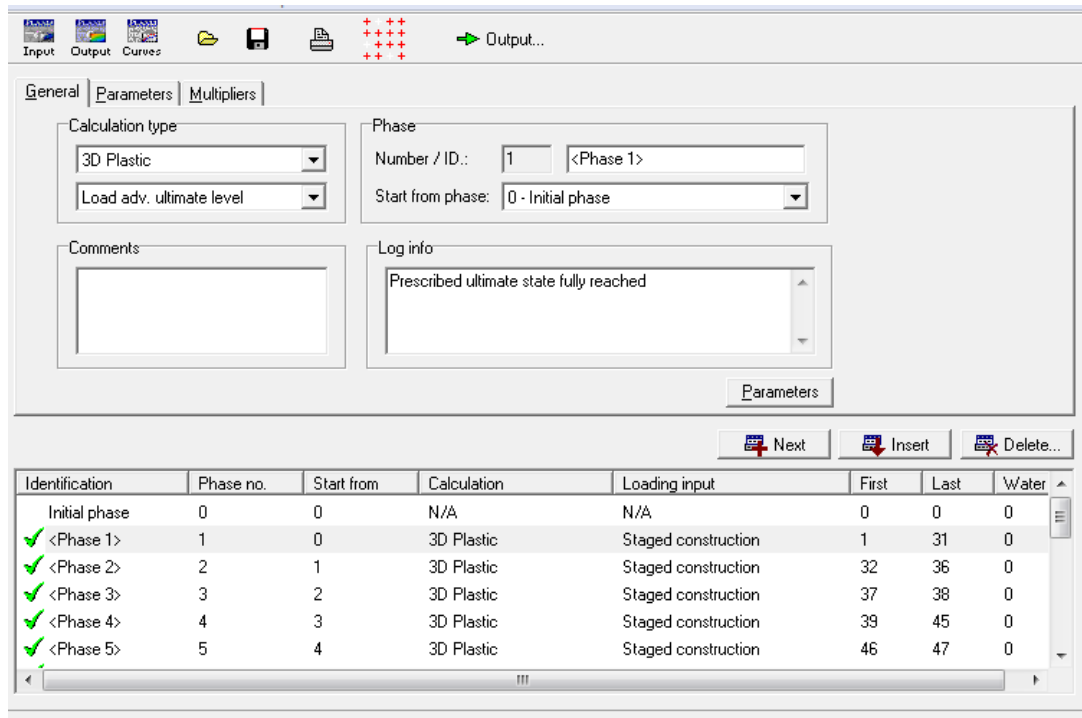


Figure 29: Fenêtre de calcul dans le code plaxis.

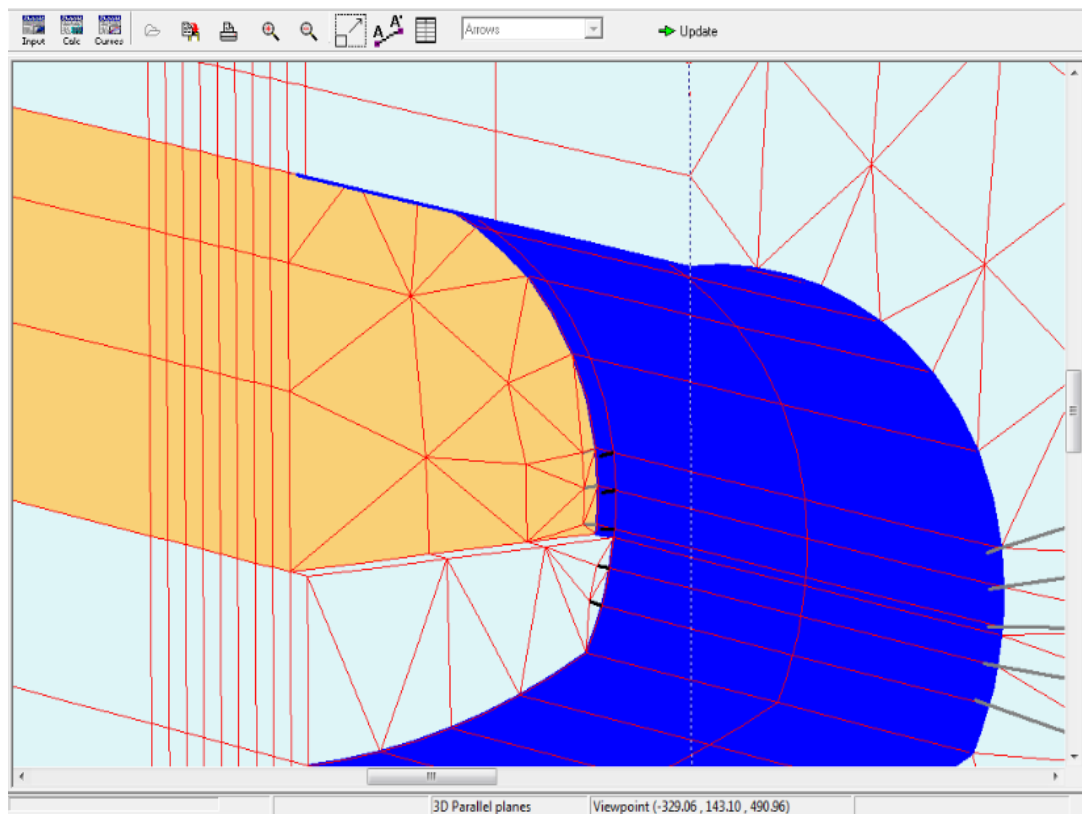


Figure 30: Simulation de l'excavation du premier tranche après renforcement, et l'activation du soutènement.

V.5. Photos sur chantier du tunnel T4



Figure 31: La mise en place du tube GFRP.



Figure 32: les tuyaux prêts pour l'injection.



Figure 33: Galerie de reconnaissance dans le tunnel T4.



Figure 34: Front de taille du tunnel T4, soutènement provisoire déjà placé dans la partie excavé , et des jumbo de 2 bras et de 3 bras pour la mise en place les tubes GFRP.



Figure 35: La mise en place des boulons d'ancrages à la paroi du tunnel.

V.6. Exemples des sondages carottiers pour le tunnel T4.

