République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Dr YAHIA FARES De MEDEA
Faculté des sciences et de technologie
Département de Génie de la Matière



Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

THEME

Modélisation numérique de la stabilité d'une section du Tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest

Présenté par :

Mr. ***SABI amine***

Mr. ***HOCINE BEY farouq***

Proposé et dirigé par :

Dr. MENAA Lazazi

Promotion: 2015

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d’abord à remercier Dieu le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d’accomplir ce Modeste travail. En second lieu, Nous tenons à remercier notre chers parents pour le soutien et leurs patiences.

Nous tenonsà remercier notre encadreur Dr MENAA Lazazi, ses précieux conseils et son aidedurant toute la période du travail. nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l’intérêt qu’ils ont porté à notre projet de fin d’études en acceptant d’examiner notre travail et de l’enrichir par leurs propositions. Enfin, Nous tenonségalement à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce travail à:

Mes chers parents notamment mon père qui m'a beaucoup soutenu.

Mes frères et mes sœurs.

Ma belle famille.

Mes amies et à tous les étudiants de génie civile option géotechnique, promotion 2015.

Amine

Dédicaces

Avec tout respect et amour je dédie ce modeste travail

À mes chers parents

Lakhdar et fatima

À mon grand frère islam et le petit mohamed

Àmes adorablessœursNora et Faizapour tout leurs

soutien moral et leurs amour et affection.

À tous mes amis : amine, zohir, abdou, moussa, abdelghani,

ishaq, houssam, oussama.

A mes collègues de l'université de medea.

farouq

Résumé :

L'étude de l'équilibre et la stabilité du tunnel suscite un intérêt important. Les mouvements qui sont susceptibles de se produire au niveau du front et en surface a permis d'introduire des méthodes de réalisation et de renforcement (boulons) récentes afin que nous puissions les contrôler. Ce travail de mémoire a pour but d'étudier la stabilité d'une section du tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest.

On a utilisé pour mieux modélisation numérique de cette section de tunnel logiciel RS2 (Phase2.v8.005).

Mot clé : Tunnel, Boulonnage, Front de taille, Renforcement, Modélisation numérique.

Abstract:

The study of equilibrium and stability of the tunnel arouse an important interest. Movements that are likely to occur at the front surface and allowed to introduce methods of construction and building(bolts) recently so they can control them. This thesis aims to study the stability of a tunnel section of the T4 East-West highway.

Was used for better Numerical modeling of the tunnel section the software (Phase2.v8.005).

Keywords: Tunnel, Bolting, Tunnel face, Reinforcement, Numerical simulation.

ملخص

دراسة التوازن و استقرار الأنفاق يجذب اهتمام كبير. الحركات التي من المحتمل أن تحدث على واجهة النفق و في السطح سمحت بإدراج طرق تنفيذ و تدعيم(مسامير) حديثة لكي نستطيع مراقبتها . هذا العمل يهدف إلى دراسة قسم من النفق ت الخاص بالطريق السيار شرق-غرب

كلمات مفتاحية

نفق .تثبيت المسامير. واجهة النفق . طريقة ف ا ت .تدعيم.النمذجة الرقمية

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE :

CHAPITRE1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 INTRODUCTION 01
I.2.CLASSIFICATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS 02
I.3 TECHNIQUES DE CREUSEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS 02
I.3.1 Technique de creusement à l'explosif 03
I.3.2 Technique de creusement mécanisé 03
I.3.3 Machines de creusement des tunnels 04
I.3.3.1 Machine à attaque partielle ou ponctuelle 04
I.3.3.2 Haveuse 05
I.3.4 Machines de construction des tunnels 05
I.3.5 Choix de la méthode de creusement 08
I.4 LE SOUTÈNEMENT 09
I.4.2 Les cintres 10
I.4.3 LE BOULONNAGE 12
I.4.4 LE BETON PROJETE 13
I.4.5 Bouclier et voussoirs préfabriqués 14
I.4.6 La nouvelle méthode autrichienne (NMA ou NATM) 15
I.5 SOUTÈNEMENT AU FRONT DE TAILLE 16
I.6 CHOIX DU MODE DE SOUTÈNEMENT 17
I.7 RÔLE DU SOUTÈNEMENT 17
I.8 FONCTIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT 19
I.9 REVÊTEMENT DÉFINITIF 20
I.10 CONCLUSION 20

CHAPITRE II : METHODE DE DIMENSIONNENT DES TUNNELS

II.1.Introduction 22
II .2.Les Méthodes de dimensionnement 22
II.2.1Méthodes empiriques 22
A-Méthode de Terzaghi 23
B-Rock Quality Designation (R.Q.D) 25
Méthode de Z. Bieniawski 25

D-Méthode de N. Barton 27
E-Classifications de l'AFTES (1993): 30
E.1 Principe 31
Des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution 31
- Des critères relatifs à l'environnement 31

E.1 Recommandations 31
II.2.2.Méthodes Analytiques 33
A-Tunnel non revêtu à comportement élastique linéaire 33
B-Tunnel non revêtu à comportement élastoplastique 35
Théorème de Panet : 35
- Théorème limite 36

C-Tunnel non revêtu à faible profondeur 39
D-Tunnel revêtu à grande profondeur 39
II.2.3.Les méthodes numériques 39
A-Méthodes numériques appliquées aux tunnels : 40
B-Les différents types de modélisations de tunnel 40
- La modélisation 2D en déformations planes 40
- La modélisation tridimensionnelle 42

II.2.4.La méthode des réactions hyperstatiques 43
II.3.Conclusion 43
CHAPITRE III : ETUDE DE CAS
III.1. Introduction 45
III.2 Description générale du tronçon tunnel (T4) de l'autoroute est-ouest 45
III.2.1 Conditions géologiques et géotechniques 46
III.2.2 Conditions hydrologiques 48
III.2.3 Méthode de réalisation et de soutènement 48
III.2.4 Processus de renforcement du tunnel T4 50
III.3.PRESENTATION DU LOGICIEL RS 2(Phase2 8.0) 52
III.3.1.DEFINITION 52
III.3.2.Présentation de logiciel 52
L'interface de logiciel 52
- Paramètres du projet 53

- Saisie des limites 54

Excavation 55

- Boundaries 55
- Maillage 56

Propriétés 57

- linéaires 58
- Propriétés Liner composites 59
- BoltProperties 60

- Compute 61

Les modèles de comportements intègres dans RS2 62

III.3.3.MODELE DE MOHR-COULOMB 63

III.4.Modélisation de la section de tunnel T4 64

III.4.1.Présentation de la procédure de simulation 64

III.4.1.2.Caractéristiques géométriques et géotechniques 64

III.4.1.2.Les caractéristiques géotechniques utilisées 65

III.4.1.3. Boulonnage radial 65

III.4.1.4. Le maillage 66

III.4.2. Les différentes analyses adoptées 66

III.4.2.1.Phasage de calcul 67

III.4.2.1.a. Phase 1 (stage 1) 67

Les caractéristiques du soutènement 67

- Cintres métalliques HEB 200 67
- Treillis soudé 67
- Les caractéristiques de boulons radiaux utilisés 68
- Les caractéristiques de Béton projeté 68
- Caractéristique de renforcement 69

III.4.2.1.b. Phase 2(stage 2) 69

- Représentativité de la cellule de base 70
- Détermination du module équivalent 71

III.4.3.Résultat 71

- Déformation 72
- Déplacement 73

- Force axial dans les boulons 74

Conclusion 74

CHAPITRE IV: RESULTATS ET DISCUSSIONS

IV. INTRODUCTION 75

IV.1. Déformations principales 75

Vecteurs de déformation 76

IV.2. Déplacement 76

IV.2. 1. Déplacement Horizontal 76

IV.2. 2. Déplacement Vertical 79

IV.2. 3.Déplacement Total 82

IV.3.Les forces 84

IV.3.1.Les forces dans les boulons radiaux 84

IV.3.2. Les forces dans le béton du tunnel 85

IV.4. Les moments 86

IV.5. contrainte de béton 86

IV.6.Conclusion 88

CONCLUSION GENERAL

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 Différentes catégories des machines de creusement

Figure I. 2 Machine à attaque ponctuelle (CETU, 1998)

Figure I. 3 Haveuse

Figure I. 4 Exemple de tunneliers (toan,2007)

Figure I. 5 Coupe de la machine tunnelier (CETU, 1998)

Figure I. 6 Cintres métalliques lourds (Gesta, 2007)

Figure I. 7 Soutènement par boisage (Gesta, 2007)

Figure I. 8 Cintres métalliques coulissants (Gesta, 2007)

Figure I. 9 Pose de boulons au front de taille (Trompille, 2003)

Figure I. 10 Profil de soutènement en Béton projeté (CETU, 1998)

Figure I. 11 Disposition générale et voussoir courant (Gesta, 2007)

Figure I. 12 Voussoirs préfabriqués en béton armé (Gesta, 2007)

Figure I. 13 (a) Application de la nouvelle méthode autrichienne

(b) Boulonnage du front. (CETU, 2006)

Figure I. 14 Mouvement de sol accompagnant le creusement

Figure I. 15 Représentation théorique de technique de soutènement

Figure II.1: Zone décomprimée au dessus d'une cavité (K.Terzaghi 1946).

Figure II.2: Les contraintes et les déplacements.

Figure II.3 : Portée non soutenue d'un tunnel.

Figure II. 4: Repère du problème 2D-plan.

Figure II.5 : Modèle transversal et longitudinal du tunnel.

Figure III. 1 tunnel T4

Figure III. 2 Tracé en plan du Tunnel T4.

Figure III. 3 Coupe géologique du Tunnel T4.

Figure III.4 Profil en travers de la méthode 1

Figure III. 4 Processus de renforcement du tunnel (Tube gauche).

LISTE DES FIGURES

Figure III. 5 Les types de renforcement du tunnel T4.

Figure III.6. L'interface de logiciel

Figure III.7. Paramètres du projet

Figure III.8. Création des plusieurs phases

Figure III.9. Dessin géométrique

Figure III.10. Dessine l'excavation

Figure III.11. Ajouter limite de l'ouvrage

Figure III.12. Configuration mesh

Figure III.13. Maillage

Figure III.14. Définir Matériaux

Figure III.15.Attribuer Propriétés

Figure III.16.définir Liners

Figure III.17 .définir paramètre béton armé

Figure III.18.Propriétés Liner composites

Figure III.19. Propriétés de boulons

Figure III.20.lancement de calcul

Figure III.21.L'affichage de résultat

Figure III.22. Choix le modèle de comportement

Figure III. 23: Dimensions de tunnel.

Figure III. 24. Vue en coupe longitudinal de la zone à faible couverture.

Figure III. 25. Le maillage adopté pour le calcul

Figure III. 26. Cintres métalliques HEB 200

Figure III. 27. Treillis soudé

Figure III. 28. Section T4 avec renforcement (phase 1)

Figure III. 29. Schéma représente la méthode de la voûte parapluie.

Figure:30. Principe de la méthode d'homogénéisation.

Figure:31. Cellule de base représentative du sol renforcé.

LISTE DES FIGURES

Figure III. 32. Section T4 avec la couche homogénéisée

Figure III. 33. déformation obtenu

Figure III. 34. Déplacement totale phase 1

Figure III. 35. Déplacement total phase 2

Figure III. 36. Force axial dans les boulons

Figure IV.1 .déformation du tunnel phase1

Figure IV.2.déformation du tunnel phase2

Figure IV.3. Vecteurs déformation phase1

Figure IV.4. Vecteurs déformation phase2

Figure IV.5. Déplacement horizontal phase 1

Figure IV.6. Déplacement horizontal phase2

Figure IV.7. Diagramme de déplacement horizontal

Figue IV.8. Déplacement horizontale maximal phase 1

Figure IV.9. Déplacement horizontale maximal phase 2

Figure IV.10. Déplacement horizontal phase1

Figure IV.11. Déplacement vertical phase2

Figure IV.12. Diagramme de déplacement vertical

Figure IV.13. Déplacement verticale maximal phase1

Figure IV.14. Déplacement verticale maximal phase 2

Figure IV.15. Déplacement Total phase 1

Figure IV.16. Déplacement Total phase 2

Figure IV.17. Diagramme de déplacement total

Figure IV.18.maximale de déplacement phase 1

Figure IV.19. Maximale de déplacement totale phase 2

Figure IV.20. Les forces dans les boulons

Figure IV.21. Force axiale

Figure IV.22. Moment de flexion pour phase 1 et phase 2

Figure IV.23. contrainte de béton pour (Reinforced Concret1)

Figure IV.24. contrainte de béton pour (Reinforced Concret2)

Figure IV.25. contrainte de béton pour (Reinforced Concret3)

LISTE DES LES TABLEAUX

Tableau I. 1 Classification des ouvrages souterrains Barton et al. (1974)

Tableau I- 2 Appellation de quelques tunneliers existants

Tableau I- 3 Critères de choix pour le creusement des tunnels

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

Tableau II. 2 Classification de la roche suivant R.Q.D

Tableau II. 3 Paramètres de classification des roches et notes de pondération.

Tableau II. 4 Classification de la qualité de la roche.

Tableau II. 5 Choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités (d'après AFTES, Groupe n°7,1974).

Tableau III.1. Paramètres mécaniques utilisés lors de la modélisation.

Tableau III.2: Caractéristiques mécaniques de boulons.

Tableau III.3.Caractéristiques Béton projeté.

Tableau III.5. Détermination du module équivalent pour la voûte parapluie.

Tableau IV.1. Choix le facteur sécurité

Introduction générale :

La réalisation d'ouvrages souterrains a connu un essor important dans les dernières décennies.

La densification des agglomérations urbains et l'embouteillage conduit à une demande croissante de construire des ouvrages (aussi bien routiers que ferroviaires).

L'un des problèmes majeurs lié à ces ouvrages est constitué par les mouvements du sol induits par les travaux surtout à faible profondeur. Ce problème est d'autant plus important en présence des formations géologiques très médiocres telles que les schistes et l'argilite fortement altérée, le tassement dans ce cas se développe au cours de temps, parfois pendant de longues périodes après la fin des travaux.

L'ingénieur est donc confronté à deux problèmes ; préserver la stabilité de l'ouvrage et contrôler les déformations du massif. Ainsi, diverses techniques peuvent être associées telles que l'utilisation de la voûte parapluie ou le renforcement du front de taille par boulonnage afin de maintenir le front de s'écrouler et minimiser les tassements en surface. Le renforcement du front consiste à mettre en place en avant du front des boulons en fibre de verre scellés au terrain par du coulis de ciment ou des résines.

Ce travail de thèse a pour but de modélisation numérique de la stabilité d'une section de tunnel T4 de l'autoroute est-ouest en utilisant le logiciel RS2 (Phase2.v8.005).

Le présent mémoire est composé de quatre chapitres :

- Le premier est consacré aux aspects généraux sur les constructions souterraines, aux reconnaissances et aux différentes techniques de creusement ainsi que le renforcement de front de taille des tunnels.
- Le second chapitre présente la méthode de dimensionnent des tunnels
- Le troisième chapitre présente une description générale du tunnel T4, et présentation de logiciel RS2 (Phase2.v8.005), la modélisation numérique d'une section de tunnel T4 en utilisant deux phases de calcul.
- Le quatrième chapitre présente les résultats et discussions.

I.1 INTRODUCTION :

Le secteur des travaux géotechnique (souterrains) connaît un essor important depuis plusieurs années, en raison notamment de l'utilisation croissante du sous-sol pour la réalisation d'ouvrage souterrains (tunnels,métros, autoroutes, voies ferrées) et le développement de réseaux enterrés (l'assainissement, les télécommunications, l'adduction d'eau, le gaz et l'électricité). Ces ouvrages sont souvent construis dans des conditions difficiles tant du point de vue géotechnique (terrain meuble et aquifère) que de celui de l'environnement des projets (notamment en site urbain), et nécessitent la mise en œuvre des procédés élaborés issus des récents progrès accomplis sur les plans technologique et scientifique.

Dans le domaine des tunnels, les procédés de construction sont très nombreux les techniques de mise en œuvre sont de plus en plus évoluées et le matériel utilisé a connu une évolution considérable. De plus, la mécanisation des opérations a eu pour première conséquence de réduire considérablement les délais d'exécution tout en assurant une plus grande sécurité des biens et des personnes travaillant sur le chantier. Il est donc désormais, possible de creuser des tunnels de très grande longueur dans les conditions les plus difficiles : mauvaise tenue du massif, présence d'une nappe phréatique, profondeur importante. Ainsi, de nombreux projets grandioses ont été élaborés tels que le tunnel sous la Manche, le tunnel sous Caluire à Lyon et le tunnel de la traversée souterraine de Toulon et beaucoup d'autres traduisant les progrès réalisés par l'homme dans ce domaine.

I.2CLASSIFICATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS :

Les ouvrages souterrains sont des ouvrages enterrés construits par excavation dans les terrains vierges sans ou avec déblaiement des masses de terres supérieures. Parmi les différentes classifications qui se présentent, nous citerons celle de Barton et al. (1974) qui classe les ouvrages souterrains suivant leur destination, en caractérisant la sécurité requise par ordre croissant (Tableau I).

Classe	Description
A	Excavation minière à caractère temporaire.
B	Puits verticaux.
C	Galeries hydrauliques, Collecteurs d'assainissement, Galeries de reconnaissances.
D	Cavité de stockage, Stations de traitement d'eau, Tunnels routier s et ferroviaires, tunnels d'accès.
E	Usines souterraines (plus souvent hydroélectriques), Tunnels autoroutiers. Tunnels ferroviaires. Galeries du métro, Abries de défense civile.
F	Centrales nucléaires souterraines. Gares souterraines. Salles ouvertes au public (sports, spectacles).

Tableau I. 1 Classification des ouvrages souterrains Barton et al. (1974)

1.3 TECHNIQUES DE CREUSEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS:

Les méthodes existantes pour le creusement des ouvrages souterrains dépendent de la nature du terrain, des conditions hydrologiques, et du type de projet considéré. La méthode d'excavation retenue doit principalement garantir l'équilibre et la pérennité de l'ouvrage pendant et après son exécution, de même qu'elle doit satisfaire de rigoureux critères d'économie de temps et de moyens financiers. Kaiser (1981) résume la philosophie des méthodes d'excavation modernes en trois principes :

- Dans certains cas, renforcement du massif par ancrage, congélation ou injection afin d'augmenter la cohésion du massif.

- Optimiser la forme géométrique de la section du tunnel afin de réduire les contraintes agissant sur le soutènement. Nous citerons en ce qui suit les méthodes actuelles les plus courantes ; chacune d'elles peut être plus adaptée que les autres pour un type de projet donné.

1.3.1 Techniquede creusement à l'explosif :

La première application de l'explosif (1679) a été faite en France pour le creusement du tunnel de navigation du canal de Languedoc, avec les étapes suivants :

- Le creusement s'effectue en trois phases successives : Perforation, Abattage, Marinage. La perforation se fait aux marteaux perforateurs à l'air comprimé, la longueur des trous de mines est généralement comprise entre 2 et 5 m.
- L'abattage a lieu après chargement des trous de mines avec des explosifs par mise à feu suivant un plan de tire définit.
- Le marinage (l'évacuation des déblais) s'effectue après purge du toit et du front et éventuellement ancrage ou soutènement des blocs instables. En site urbain cette méthode ne peut être utilisée que dans les cas où son emploi s'avère strictement nécessaire.

1.3.2 Technique de creusement mécanisé :

Dans Le souci de réduire certains inconvénients du travail à l'explosif tels que : les risques d'accidents, l'ébranlement de la roche autour de la cavité, les hors profils, les coûts supplémentaires qui en résultent en matière de soutènement a amené les exploitants des mines ainsi que les entrepreneurs à chercher d'autres moyens d'excavation sans l'emploi des explosifs. Ainsi le creusement mécanisé est apparu. On peut distinguer deux classes de tunneliers selon qu'il s'agit de simples machines de creusement ou de véritables machines de construction de tunnels intégrant les fonctions correspondant à la réalisation d'un ouvrage finalisé de point de vue génie civil.

L'organigramme qui suit regroupe les principales catégories de tunnelier existantes.

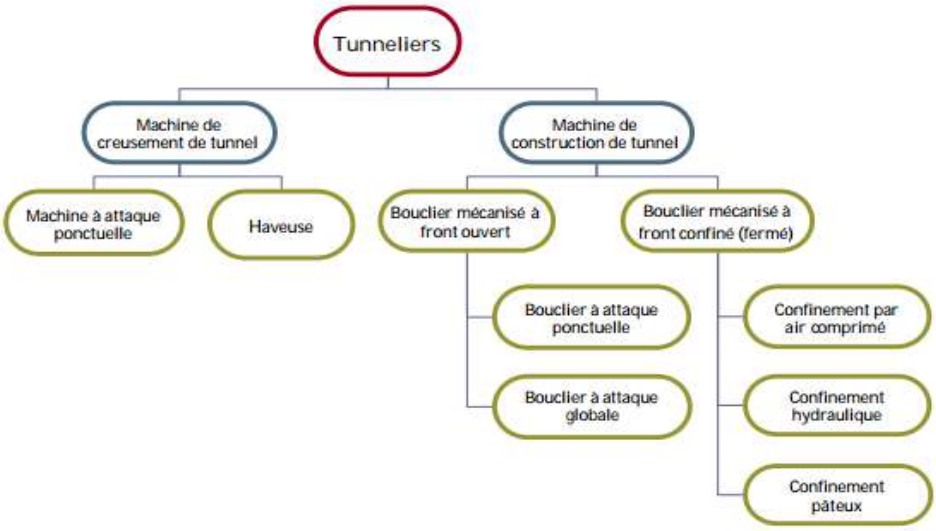


Figure I. 1 Différentes catégories des machines de creusement

1.3.3 Machines de creusement des tunnels :

1.3.3.1 Machine à attaque partielle ou ponctuelle :

Elle est utilisée très fréquemment pour l'excavation de tunnels en roches molles et moyennes ; elle a l'avantage et la possibilité d'adaptation de la section du tunnel à n'importe quelle forme. Les machines à attaque ponctuelle (figure I.2) sont équipées d'un bras excavateur à extrémité du quel est monté un outil (ou tête) d'abattage. Ainsi les géométries de front peuvent-elles être variables. Elles excavent le front de taille par balayage successif du bras excavateur.



Figure I. 2 Machine à attaque ponctuelle (CETU, 1998)

1.3.3.2 Haveuse :

Ce sont des machines de prédécoupage mécanique, essentiellement françaises, utilisées avec succès depuis 1974 sur de nombreux chantiers en France, ainsi qu'en Italie. C'est une méthode qui consiste à réaliser, à proximité immédiate de l'extrados de l'ouvrage, une saignée de 8à35 cm d'épaisseur avant même de procéder au creusement du tunnel lui-même. En terrain dur et stable, les saignées sont réalisées à faible épaisseur (8 à 10 cm) et l'excavation est effectuée à l'explosif ; l'avantage réside en la réduction des vibrations dues à l'explosif, et de la densité des soutènements (Gesta, 2007). En terrain tendre, mais cohérent, la saignée est plus épaisse et elle est remplie de béton pour constituer une prévoûte résistante avant l'excavation du noyau. Dans ce cas le prédécoupage mécanique permet généralement de réduire les tassements en délimitant les décompressions. À ce titre l'emploi d'une haveuse peut être recommandé lorsque le volume des travaux ne justifie pas l'investissement d'un bouclier mécanisé.(fig I.3)



Figure I. 3 Haveuse

1.3.4 Machines de construction des tunnels :

Les tunneliers constituent un outil aujourd'hui irremplaçable pour le creusement d'ouvrages dans des situations géologiques très diverses.

Ils ont complètement transformé l'organisation même de ces chantiers parce qu'ils ont obligé à une analyse plus rigoureuse des tâches de chacun des membres de l'équipe. Ces tâches se sont trouvées à la fois allégées physiquement, mais aussi responsabilisées. Un tunnelier est un engin permettant de percer et creuser des tunnels.

Chaque tunnelier est adapté en fonction de la nature du sol et de la géométrie de l'ouvrage à réaliser (diamètre, courbure, pentes).

Le tunnelier assure plusieurs fonctions, entre autres :

- Abattage du terrain ;
- Évacuation des déblais (marinage) ;
- Mise en place du soutènement ;

Les tunneliers les plus spectaculaires sont souvent médiatisés à l'occasion des grands projets de génie civil, principalement dans le domaine des transports. Leur diamètre peut dépasser 10 mètres, maisce type d'engin est également mis en œuvre pour la réalisation des réseaux d'adduction d'eau, d'égouts, d'enfouissement des lignes électriques à très haute tension, etc. Ces types de réalisation ont des diamètres plus modestes. Pour les percements d'un diamètre inférieur à 1,5 ou 2 m on parle de microtunneliers.

Les machines de construction de tunnels se distinguent de celles de creusement par le fait qu'elles comportent obligatoirement un bouclier.

Ces machines sont destinées au creusement et à la construction de tunnels dont les parois nécessitent un soutènement ou même un revêtement définitif immédiat; mais dont le front d'attaque est stable pendant une durée suffisante pour ne nécessiter aucun soutènement En fait, il s'agit de terrains de caractéristiques mécaniques moyennes dont lesquels la pression hydrostatique ou l'irruption brutale de l'eau ne sont pas à craindre, soit que ces conditions existent naturellement ou le terrain a été préalablement traité à cet effet.



Figure I. 4 Exemple de tunneliers (toan,2007)

On cite quelques tunneliers qui existent dans le monde à travers le tableau qui suit :

Appellation de tunnel	Tunnelier
Ligne TGV Amsterdam Rotterdam le tunnelier-roi) (1993)	Le plus grand tunnelier du monde 14,87 m de diamètre au garrot, il s'appelle Aurora. Il intègre toutes les innovations. 3100tonnes
Boulevard périphérique nord de Lyon (1994)	Un tunnelier à pression de terre d'un diamètre record 11 m, terrain très hétérogène.
Metro de Sydney (1997)	Un tunnelier à pression de boue : 3 mm de tassement seulement. réussit son premier passage sous des pistes d'aéroport.
Tunnel ferroviaire à Hong Kong (2000)	Pour la premièrefois dans cette région, un tunnelier à pression de terre capable de creuser la roche et le sol meuble.
Tramway de Strasbourg	Un tunnelier à pression de boue (système de guidage au laser) réussit son premier passage sous des terrains meubles.

Tableau I- 1 Appellation de quelques tunneliers existants

La dernière génération des tunneliers pressurisés est la plus performante de point de vue sécurité du chantier pendant et après les travaux. Néanmoins, le coût est assez considérable, de manière à n'être utilisée que dans les projets importants.

1.4.4.4 Organes de tunnelier :

Gesta (2007) affirme qu'un tunnelier présente très souvent trois parties distinctes (figure 1.5) :

- La tête de coupe rotative : C'est l'organe qui porte les outils. La tête de coupe doit assumer les fonctions de découpe de terrain et de ramassage des déblais. Elle est à la fois poussée au terrain grâce aux vérins longitudinaux et animée d'un mouvement de rotation par ses moteurs d'entraînement qui peuvent être hydrauliques ou électriques. Des ouvertures sont pratiquées dans la tête pour permettre le passage des matériaux extraits.
- Outils de coupe : Plusieurs types d'outils peuvent être installés sur les têtes des tunneliers. On utilise, soit des disques, soit des pics. Les disques conviennent à l'attaque des formations rocheuses, même homogènes et résistantes. Les pics ou les dents travaillent à la façon des dents en raclant le terrain dans lequel ils pénètrent. Ils conviennent pour des terrains meubles ou cohérents et sont alors disposés sur les bras ou le long des fentes radiales de la tête de coupe.

Pour répondre à la tendance actuelle d'utilisation des tunneliers dans des formations variées ou hétérogènes, il est fréquent de disposer sur la tête de coupe, à la fois, de disques qui désagrègent les parties rocheuse set des pics qui fragmentent les zones de terrains moins cohérents.

- Appui arrière : Pour progresser, tout tunnelier doit pouvoir disposer vers l'arrière d'une réaction d'appui suffisante pour vaincre la somme des forces longitudinales qui s'opposent à cette progression. Ces forces dépendent de la nature du terrain et de l'architecture du tunnelier. Il existe, en principe, plusieurs catégories de forces :

- Les forces qui doivent être exercées sur la tête d'abattage et sur ses outils pour assurer sa pénétration.
- Les forces de frottement du terrain le long de la jupe.
- Les forces de confinement du front (air comprimé, boue ou confinement pâteux).

L'ensemble de ces forces peut atteindre plusieurs milliers de tonnes s'il s'agit de tunneliers de grand diamètre munis de jupes et d'un dispositif de confinement du front (6000t dans le cas des tunneliers des galeries principales d'un diamètre de 7,65 m au creusement du tunnel sous la Manche).

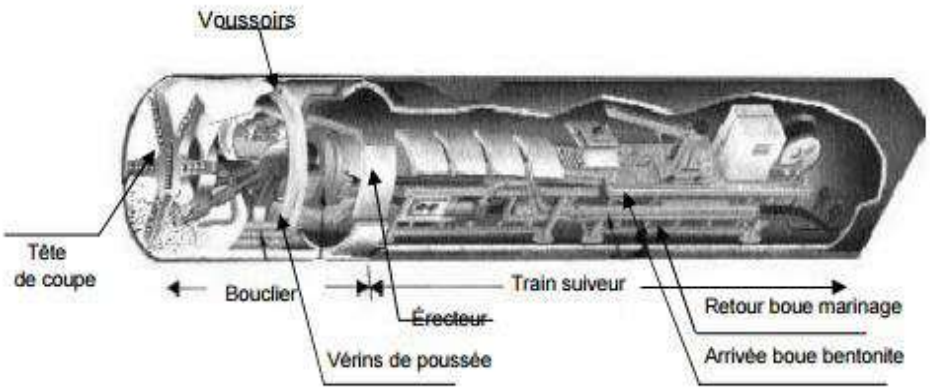


Figure I. 5 Coupe de la machine tunnelier (CETU, 1998)

1.3.5 Choix de la méthode de creusement :

Les critères de choix sont nombreux et leur importance relative est varié. Parmi ces critères :

- La nature du terrain ;
- Les exigences de l'environnement ;
- Le délai imposé ;

- La nature du matériel existant à l'entreprise ;

Dans certains cas, certaines méthodes sont exclus ; à titre d'exemple, les explosifs sont interdits dans un terrain désagrégé et de même pour les techniques mécanisées qui conviennent pour le creusement de rocher et sont inopérants dans un terrain peu cohérent ou meuble. On peut dire que le choix est difficile et demande beaucoup d'attention et d'expériences. Néanmoins, on peut dresser le tableau ci-dessous comme d'autres critères de choix :

Critères de choix		Nature de terrain	Matériels	Section du creusement
Méthodes	L'explosif	Toutes les natures de roches	Ne varie pas fondamentalement en fonction du terrain	-
	Méthodes mécanisées	Sols homogènes	Varie considérablement en fonction du terrain	-
Type de machine	Machine à attaque ponctuelle	Terrain tendre mais cohérent	-	Toutes sections
	Machine à attaque globale	Sols homogènes	-	Section circulaire
Type de confinement	Bentonite ou aircomprimé	Terrain instable	-	-
	Confinement pâteux	Terrain hétérogène	-	-
Type de tête de coupe	Couteaux	Sols	-	-
	Pics à crayon	Roche mi dur	-	-
	Molettes à disques	Roche dure à très dure	-	-

Source : Gesta (2007).

Tableau I- 2 Critères de choix pour le creusement destunnels

1.4 LE SOUTÈNEMENT :

Souvent, les excavations souterraines ne sont pas stables, des éboulements ou des effondrements se produisent, soit pendant l'excavation, ou après un temps plus ou moins long. Dans d'autres cas, la convergence de l'excavation est excessive, ou bien les déformations dues au creusement ne seraient pas admissibles pour les structures voisines. On est alors conduit à soutenir l'excavation ; au point de vue mécanique ce soutènement a pour rôle d'assurer la stabilité à court terme ou à long terme et de contrôler les déformations instantanées ou différées des terrains encaissants.

Le soutènement est évidemment le facteur le plus important de la sécurité du chantier. Les instabilités peuvent apparaître au cours de l'excavation, et le soutènement doit être mis en place au

fur et à mesure de la progression du chantier à une distance plus ou moins grande du front d'attaque dans les terrains particulièrement difficiles ; Par contre dans d'autres cas la galerie est stable pendant l'excavation et les effondrements peuvent se produire ultérieurement (Panet, 1973).

Pour choisir un soutènement et notamment pour déterminer l'épaisseur du revêtement ; il faut aussi tenir compte du comportement à long terme des terrains. Les déformations différées conduisent dans certains terrains à des sollicitations croissantes ; il convient donc d'étudier successivement le soutènement pendant les travaux d'excavations et les sollicitations de soutènement à long terme, soit pendant la vie de l'ouvrage.

Dans ce qui suit nous allons nous intéresser aux soutènements sous ses différentes formes ainsi qu'à son fonctionnement. Les soutènements se classent en quatre catégories :

- Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant ; ce sont essentiellement :
- Le béton projeté seul.
- Le béton projeté associé à des cintres légers.
- Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant ; il s'agit du boulonnage sous diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :
- Boulons à ancrage ponctuel.
- Boulons à ancrage réparti.
- Les soutènements agissant par supportage:
- Cintres lourds.
- Cintres légers.
- Voussoirs en béton.
- Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques :
- Injections de consolidation.
- Air comprimé.
- Congélation.

1.4.1 Les cintres :

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage. Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments :

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

Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres :

- Les cintres en bois (figure 1.6) : ils sont de plus en plus rarement utilisé en raison du fait qu'ils nécessitent une main d'œuvre très qualifiée pour la mise en œuvre, ils sont réservés aux petits ouvrages ou ceux qui ont une forme irrégulière.
- Les cintres métalliques lourds (figure 1.7) : ils agissent comme des vrais soutènements dans la mesure ou la section n'est pas très importante.
- Les cintres métalliques légers et coulissants (figure 1.8) : ils sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U.

-

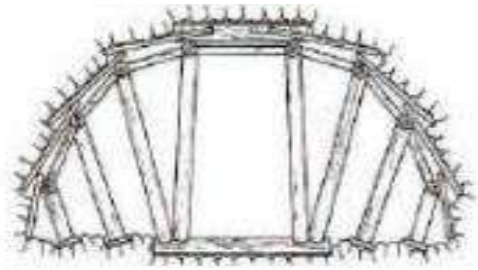


Figure I. 6 Soutènement par boisage (Gesta, 2007)

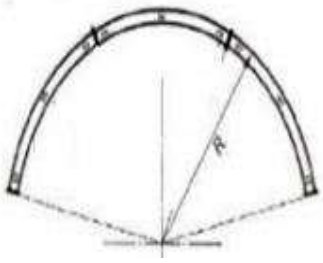


Figure I. 7 Cintres métalliques lourds (Gesta, 2007)

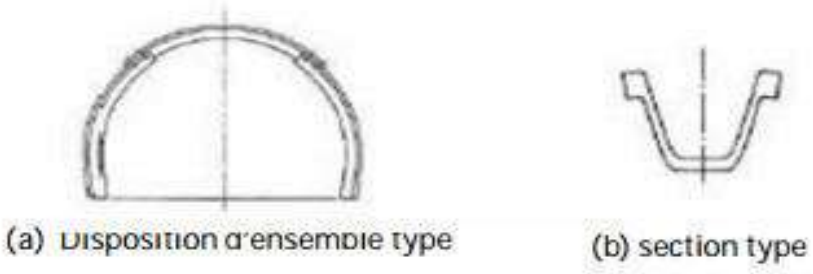


Figure I. 8 Cintres métalliques coulissants (Gesta, 2007)

1.4.2LE BOULONNAGE :

On appelle boulonnage le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques et de longueur comprise entre 1,50 et 5 m, placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre.

Contrairement aux cintres qui agissent par supportage, les boulons agissent surtout par confinement, c'est-à-dire qu'ils développent le long de la paroi du tunnel, une contrainte radiale qui, même si elle est faible, permet d'augmenter dans des proportions très importantes la résistance du terrain dans la direction tangentielle.

Même s'il a localement dépassé sa limite de rupture, le rocher est ainsi capable de retrouver un nouvel état d'équilibre grâce à la formation de voûtes de décharge tout autour de l'excavation.

Les boulons agissent également comme armatures en améliorant la résistance au cisaillement du terrain fracturé et en lui conférant une sorte de cohésion fictive. On voit que le mode d'action du boulonnage est très différent de celui des cintres dans la mesure où, dans le premier cas, le terrain est aidé à se soutenir lui-même en utilisant ses propres capacités alors qu'il joue, dans l'autre cas, un rôle un peu plus passif.

Deux matériaux sont utilisés pour la fabrication de boulons : l'acier ou la fibre de verre ; le premier étant utilisé pour le boulonnage radial des tunnels alors que le second est associé au boulonnage frontal.



Figure I. 9 Pose de boulons au front de taille (Trompille, 2003)

1.4.3LE BETON PROJETE :

Plutôt que de couler un béton, pourquoi ne pas le projeter ? C'est l'idée qu'ont eu plusieurs ingénieurs de mines vers 1910. Il ressemble d'ailleurs de très près à un mortier à prise rapide.

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années.

Il est employé pour constituer une peau de confinement améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant, il est utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers.

Le béton projeté présente l'avantage de constituer une peau continue qui protège le terrain des altérations dues à l'air et à l'humidité, et qui obture les interstices.

Le confinement généralisé qu'il procure permet de limiter la déformation et d'éviter la chute des caractéristiques mécaniques du terrain. Il a un véritable rôle structurant, et reprend les charges issues du terrain. Comme le boulonnage auquel il est souvent associé, il est également efficace dans le cas de grandes portées.

Plusieurs conditions cependant doivent être remplies pour permettre l'emploi du béton projeté :

- Le terrain doit être exempt de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution et risquent de créer des sous-pressions locales incompatibles avec la résistance de la coque en béton.
- Le terrain doit présenter une cohésion minimale telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton.
- Dans le cas de très fortes contraintes initiales (forte couverture) et lorsque le terrain présente un comportement plastique, les déformations de convergence indispensables à l'obtention de l'équilibre sous la pression de confinement dont est capable le soutènement risquent d'être incompatibles avec la déformabilité du béton.

Seul, le béton projeté est de moins en moins utilisé. Il est souvent associé à des panneaux de treillis soudés ou, de plus en plus, à des fibres métalliques qui lui confèrent une certaine résistance en traction et en cisaillement. Son usage pour les tunnels a fait l'objet de recommandations très détaillées de l'AFTES. (Association Française des Tunnel set de l'Espace Souterrain)



Figure I. 10 Profil de soutènement en Béton projeté (CETU, 1998)

1.4.4 Bouclier et voussoirs préfabriqués :

Le bouclier est également un procédé de soutènement. Il est réservé aux terrains meubles dont la cohésion est insuffisante pour garantir la stabilité, ne serait-ce que pendant le laps de temps nécessaire à la mise en place d'un soutènement fixe. Il s'agit en fait d'un soutènement mobile qui progresse en même temps que le front. Les voussoirs sont mis en place par anneaux cylindriques successifs et servent d'appui longitudinal pour la progression du bouclier. Il existe, bien entendu, de nombreux types de voussoirs en béton que l'on peut classer en deux catégories principales :

- Les voussoirs alvéolaires (figure 1.11.a) : ils comportent des nervures longitudinales et transversales au travers desquelles il est possible d'enfiler des boulons qui permettent l'assemblage et la transmission de certains efforts de flexion d'un voussoir à l'autre ; leur inconvénient, c'est de nécessiter un volume d'excavation plus important que les voussoirs pleins.
- Les voussoirs pleins (figure 1.11.b): ils sont des éléments de coques d'épaisseur constante.

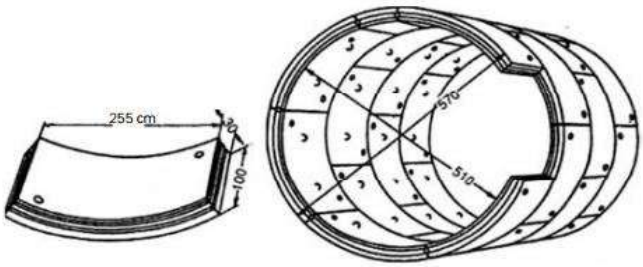


Figure I. 11 Disposition générale et voussoir courant (Gesta, 2007)

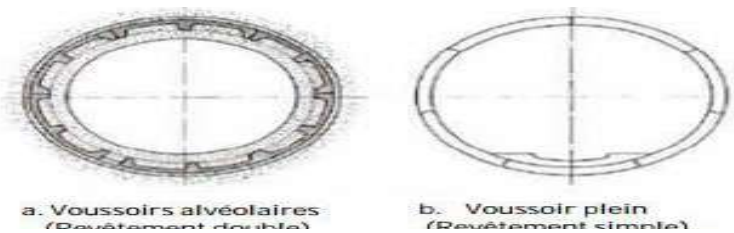


Figure I. 12 Voussoirs préfabriqués en béton armé (Gesta, 2007)

1.4.5 La nouvelle méthode autrichienne (NMA ou NATM) :

Apparue dans les années 60, la technique de soutènement combinant boulons et béton projeté s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels, tant son efficacité est grande. En couplant l'usage du béton projeté avec un boulonnage radial systématique (figure 1.13), il s'est avéré que dans la majorité des terrains rencontrés en tunnel des résultats intéressants sont apparus.

Pour l'ancien mineur, habitué à poser des soutènements très résistants, et donc rassurants, la NATM semble bien légère. Mais au lieu de "supporter" simplement le terrain perturbé par le creusement, elle permet à celui-ci de se soutenir lui-même.

En d'autres termes, c'est la roche elle-même qui participe à son propre soutènement.

En autorisant une convergence contrôlée, le système boulons-béton crée une redistribution des contraintes dans le massif et un état d'équilibre stable.

Cette technique, relativement peu onéreuse, est donc celle qui sera systématiquement proposée en profil-type de base pour le soutènement.

De part sa conception optimisée et facilement ajustable, ce type de soutènement, plus que tout autre, doit être associé à une auscultation précise du tunnel.

Différents auteurs ont fait des études sur cette méthode nous citons ; Ng, Lee et Tang (2004). Ils ont établi une série d'analyses systématiques tridimensionnelles (3D) couplées en éléments finis pour étudier les interactions multiples entre deux grands tunnels jumeaux parallèles hypothétiques construits dans l'argile raide au moyen de la nouvelle méthode autrichienne.

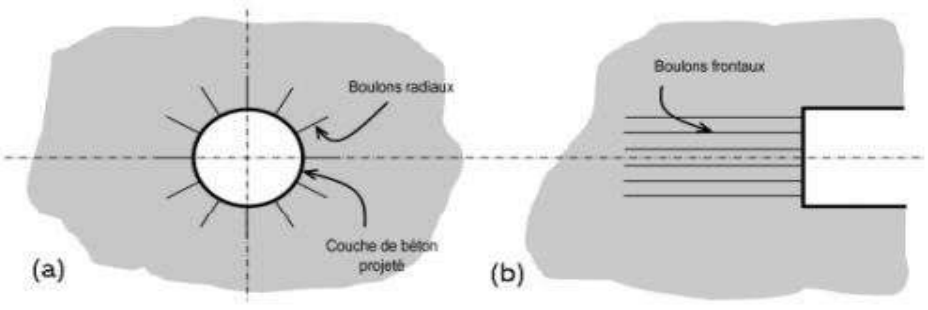


Figure I. 13 (a) Application de la nouvelle méthode autrichienne
(b) Boulonnage du front. (CETU, 2006)

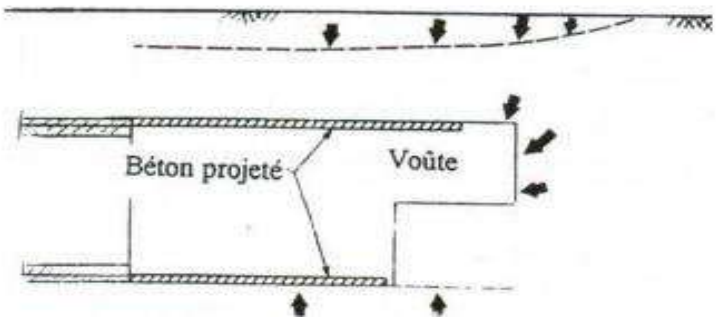


Figure I. 14 Mouvement de sol accompagnant le creusement

L'étude de Schmitter (1987) montre qu'en l'utilisation de la méthode de creusement traditionnel (la nouvelle méthode autrichienne) (figure 1.14), il se crée un mouvement général de convergence du sol vers le front de taille et les parois de la galerie se (Cité par Atwa et al., 2001).

1.5 SOUTÈNEMENT AU FRONT DE TAILLE :

L'intérêt de la stabilité du front de taille ne s'est manifesté que plus tardivement, avec la réalisation de tunnels dans des sols meubles (Leca, 2000).

Lors du creusement d'un tunnel, la stabilité du front de taille est menacée par les travaux. Le front de taille devient alors le siège principal des déformations. L'état d'équilibre du massif à l'avant du front est alors fondamental : il doit assurer la stabilité du front pendant le creusement et limiter son extrusion afin de maîtriser les tassements. Une rupture pouvant mettre simultanément en danger le personnel travaillant dans le tunnel ainsi que les personnes et les biens situés en surface. Il est donc primordial d'assurer un état du front temporairement stable, tout en conservant des conditions et un coût d'exécution acceptables. La maîtrise des convergences peut suffire à assurer la stabilité du front de taille et la sécurité des ouvriers mineurs y travaillant. Une simple couche de béton projeté suffit habituellement à maintenir les blocs qui pourraient se décrocher accidentellement du front.

Il faut noter également que le sol à proximité du front, soumis à de très fortes réductions de contrainte moyenne, est également le siège de déformations importantes. Celles-ci, même en l'absence de rupture, peuvent engendrer des niveaux de tassement élevés.

Dans les mauvais terrains cependant, une extrusion trop importante peut entraîner un effondrement localisé. Il convient dans ce cas de prévoir, selon l'état du terrain un soutènement du front de taille, le plus souvent assuré par un boulonnage longitudinal, ces boulons sont en fibre de verre car ils résistent très bien en traction et peu en cisaillement.

1.6 CHOIX DU MODE DE SOUTÈNEMENT :

Le choix raisonné d'un mode de soutènement comprend schématiquement deux phases successives (Gesta, 2007) :

- Une phase d'analyse technique du problème qui aboutit à l'élimination d'un certain nombre de types de soutènement en raison de leur incompatibilité avec certaines des données techniques du projet qui peuvent être d'ordre géotechnique, géométrique ou liées à l'environnement.
- Une phase complémentaire d'analyse économique qui fait intervenir :
    - D'une part le dimensionnement du soutènement qui est l'un des éléments de calcul du coût ;
    - D'autre part les éléments de prix de revient propresà l'organisation du chantier considéré :
- Plus ou moins grande mécanisation.
- Longueur du tunnel.
- Délais à respecter.

Comme le souligne Rousset (1990), parmi toutes les solutions de soutènement possibles pour un projet de tunnel, le meilleur choix est celui qui satisfait, au mieux, à la fois :

- Le critère économique (soutènement léger et facile à mettre en œuvre).
- Le critère de sûreté (conserver l'intégrité du massif en limitant le développement de la dégradation du massif au voisinage de l'ouverture).

1.7 RÔLE DU SOUTÈNEMENT :

Le creusement d'une galerie nécessite généralement la mise en place d'un soutènement d'importance variable selon la nature du terrain, la dimension de l'excavation et la méthode utilisée. Celui-ci peut être inexistant dans les cas les plus favorables (galerie forée dans une roche résistante homogène et peu fracturée) ou aller jusqu'à l'exécution d'un pré- soutènement en avant du front de taille, voire jusqu'à l'utilisation d'un bouclier à front pressurisé en très mauvais terrain. Le soutènement a pour but :

- De garantir la sécurité du personnel travaillant dans la galerie.

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

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

Le soutènement assure la stabilité de la galerie pendant l'exécution des travaux (figure 1.15b), et participe aussi à la stabilité définitive de l’ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement qui est mis ensuite à l'intérieur. La conception du soutènement a le plus souvent une influence directe sur l'importance et la répartition des efforts que devra supporter le revêtement définitif. Lorsqu'on ne met pas en œuvre de revêtement (figure 1.15a), la pérennité de l'action du soutènement doit être assurée : protection contre la corrosion ou contre un vieillissement prématuré, vérification de l’évolution des caractéristiques du terrain à long terme.

À travers la figure 1.15, on voit clairement que la pose de soutènement dans certains terrains est primordiale afin d’assurer l’état d’équilibre du massif. On note ceci à travers le cercle de Mohr qui se rapproche du critère de rupture lorsque le renforcement est absent.

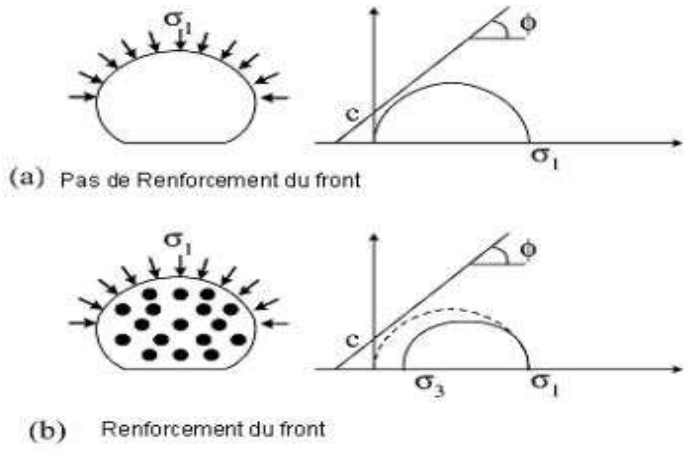


Figure I. 15 Représentation théorique de technique de soutènement

1.8 FONCTIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT :

Au cours de la réalisation d'un tunnel, les contraintes préexistant dans le massif se canalisent sur le contour de la cavité, créant un "effet de voûte" qui rend possible la tenue de cette cavité.

Le rôle du soutènement est de permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité.

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

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

Antérieurement, le soutènement était plutôt perçu comme une structure appelée à supporter des charges appliquées par le terrain, charges sur lesquelles on ne pouvait pas influer. Ce cas peut se présenter notamment lorsque le soutènement est mis en œuvre de telle façon qu'il n'évite pas la désorganisation du terrain autour de la cavité ; il peut alors avoir à supporter, de manière passive, des charges importantes sans que l'on n'ait maîtrisé non plus pour autant les déplacements du terrain. Ce cas de figure, qui peut se produire par exemple avec un soutènement par cintres lourds profilés mal bloqués au terrain, est bien sûr à éviter. Finalement, on peut dire qu'un soutènement bien conçu doit opposer au terrain une pression de confinement dès que ce dernier tend à se déformer et doit tendre à conserver autant que possible les caractéristiques de résistance du massif autour du tunnel. Pour jouer ce rôle, le soutènement doit, dans certains cas, assurer une fermeture complète de la section excavée, par exemple au moyen d'un radier provisoire en béton projeté mis en place le plus près possible du front de taille. À l'extrême, le soutènement peut même conduire à une amélioration de la résistance du terrain (rôle d'armature des boulons, traitement par injection).

D'un autre côté, le soutènement ne doit pas conduire (en raison d'une trop grande rigidité) au développement d'efforts exagérés qu'il serait incapable de reprendre. Ce problème est à examiner particulièrement dans le cas des tunnels à grande profondeur.

1.9 REVÊTEMENT DÉFINITIF :

Le revêtement définitif des tunnels n'est, en principe, mis en place, que lorsque l'une des conditions suivantes se trouve réalisée :

- Ou bien le terrain ne présente pas un aspect suffisamment régulier vis-à-vis des conditions d'exploitation du tunnel pour que son utilisation, même recouvert de béton projeté, puisse être envisagée ;
- Ou bien, même si le terrain présente, temporairement, des conditions d'exploitations suffisantes, il peut être nécessaire de faire intervenir le comportement à long terme et de mettre en place, à ce titre, un revêtement définitif. Il est à noter que, dans le cas où l'on choisit le creusement mécanisé avec mise en place de voussoirs préfabriqués en béton, ce revêtement est très souvent considéré comme le revêtement définitif et ne saurait, dans ce cas, recevoir aucune couche intérieure.

Le revêtement définitif est souvent constitué par un béton non armé coffré.

Il existe aussi des revêtements en voussoirs métalliques, en béton armé préfabriqué ou mixtes acier – béton posés par le tunnelier (cas du tunnel sous la manche) notamment pour résister à de fortes pressions d'eau.

Dans le cas ou le choix du bouclier est effectué, la mise en place des voussoirs préfabriqués en béton est considérée présenter le revêtement définitif.

1.10 CONCLUSION :

Ce chapitre ne peut avoir la prétention de dresser le catalogue exhaustif de l'ensemble des machines de creusement et qui font de chacun d'eux un ensemble spécifique. Néanmoins, nous avons essayé de présenter les plus connues. À travers ce chapitre, on a exposé une partie de l'état de l'art dans le domaine de la construction des tunnels. Les modes de réalisation des tunnels, les différentes techniques de creusement ainsi que les conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables ont été décris afin d'avoir une idée sur les tunnels et leur fonctionnement.

En face d'une demande toujours accrue, l'utilisation des tunneliers, plus particulièrement la technique au bouclier, devrait certainement se développer dans les années à venir, concurremment à celle des méthodes les plus classiques. C'est pour cette raison que cette technique a pris une place considérable dans ce chapitre.

La sophistication des appareils et les performances atteintes ne doit pas faire oublier l'importance des hommes qui les conduisent et qui doivent garder en permanence à l'esprit les risques inhérents à un milieu toujours imparfaitement connu avant d'y avoir pénétré.

Durant les dernières décennies, les évolutions dans la conception et la réalisation des tunnels ont été menées parallèlement à celles de la géotechnique, des moyens de calculs informatiques et des techniques d'excavation. Plus particulièrement, les efforts de recherche dans les méthodes de modélisation des massifs et des dimensionnements des ouvrages souterrains ont été soutenus et continuent de l'être. Le chapitre suivant fera part de ces constatations.

II.1.Introduction :

Parmi les problèmes qui se posent au projeteur de tunnel, celui de la détermination des caractéristiques du soutènement d'un ouvrage souterrain ou la vérification de sa stabilité .ceci présente l'une des plus délicates et des plus difficiles tache 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 de soutènement et dimensionner les tunnels. 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.

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 l'hypothèse principal les qui définissent le cadre d'utilisation de chaque méthode.

Les méthodes de dimensionnement des ouvrages souterrains est distingue a quatre catégories principales :

- Méthodes empiriques ;
- Méthodes analytiques ;
- Méthodes numériques ;
- La méthode des réactions hyperstatiques.

II .2.Les Méthodes de dimensionnement

II.2.1Méthodes empiriques :

Au stade des études préliminaires, les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir de classifications des massifs rocheux. En effet, l'art des tunnels est demeuré jusqu'à ces vingt dernières années une science essentiellement empirique dont les spécialistes se constituaient un savoir-faire au travers d'expériences passées, la transmission des enseignements tirés de ces expériences étant soit directe pour les spécialistes suivant eux-mêmes le déroulement des travaux, soit assurée par l'intermédiaire de relations écrites : comptes-rendus,rapports…

Pour essayer de structurer ce savoir et de fournir des outils d'aide à la conception, certains auteurs ont très tôt proposé des synthèses sous forme de classifications. Ces méthodes, rapides d'emploi et donc économiques, reposent sur différents paramètres géotechniques. C'est donc le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui

va faire la différence d'une méthode à l'autre. Nous exposons uniquement les méthodes empiriques actuellement les plus utilisées, àsavoir celle de:

- Terzaghi.
- Rock Quality Designation (R.Q.D).
- Bieniawski.
- Barton.
- AFTES.

A- Méthode de Terzaghi :

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

Pour l'estimation de charge, Terzaghi suppose qu'une certaine quantité de roche ou de sol se décomprime pesant sur le soutènement est ensuite donnée par la formule générale :

$$H_P = K\,(B + H_t).$$

Hp: Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale.

B : Largeur de la galerie.

Ht: Hauteur de la galerie.

K : représentant un 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 $(B + H_t)$

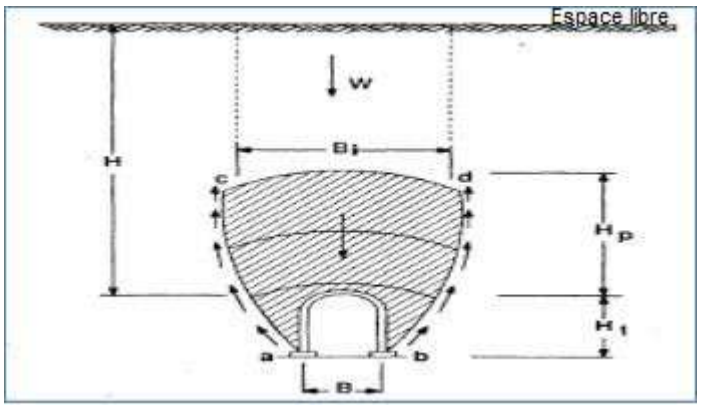


Figure II.1: Zone décomprimée au dessus d'une cavité (K.Terzaghi 1946).

Sur l'imprécision de la valeur donnée, Terzaghi affirme « Même si des programmes de calculpeuvent donner des valeurs plus correctes vis-à-vis de 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 »

Nature de la roche	**Charge H_p**	**Remarques**
Dure et intacte	0 à 0.25 B	Quelques ancrages s'il y a 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 ébouleuse	0.25 à 0.35 ($B+H_t$)	Pas de pression latérale
Très ébouleuse	0.35 à 1.1 ($B+H_t$)	Peu ou pas de pression Latérale
Complètement broyée Chimiquement inerte	1.1 ($B+H_t$)	Pression latérale Considérable
Roche fluanteà profondeur Modérée	1.1 à 2.1 ($B+H_t$)	Grande pression latérale Cintres circulaires Recommandés
Roche fluante à grande Profondeur	2.1 à 4.5 ($B+H_t$)	Grande pression latérale Cintres circulaires Recommandés
Roche gonflante	jusqu'à 75 m indépendant de ($B+H_t$)	Cintres circulaires Dans les cas extrêmes, cintres coulissants

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

Pour l'effet de voûte ; Terzaghi a étudié également l'influence des conditions de la roche etl'accroissement de la charge après que le soutènement soit mis en pace. Pour ce faire, il définit la **période d'effet de voûte** comme étant le laps de temps entre l'excavation et la chute de la partie non supportée de la voûte. Celle-ci varie de quelques heures pour les roches gonflantes à quelques jours pour d'autres types de roches voir infini pour les roches saines.

Remarque :

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

B- Rock Quality Designation (R.Q.D):

Le R.Q.D fut propose par D. Deere en 1964. Il est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté, le RQD est calculé sur la longueur dépasse de sondage :

$$\text{R. Q. D} = \frac{100 * \sum \text{des longueurs de carottes de longueur} > 10cm}{\text{longueur de la passe de carottage}}$$

Par longueur des morceaux d'une dimension supérieure à 10 cm, il faut entendre morceaux deroche saine. Par exemple, on peut extraire des carottes de plusieurs décimètres dans la mylonite ; un tel échantillon ne peut être considéré comme morceau de plus de 10 cm.

On calcule fréquemment le R.Q.D. pour chaque mètre de carottage. La longueur de la passe de carottage est alors 1 m.

Il convient d'utiliser un carottier de diamètre supérieur au moins à 50 mm pour que les morceaux de roche saine ne soient pas cassés en cours de prélèvement.

On utilise la valeur du R.Q.D. pour classer la roche suivant sa qualité.

R.Q.D.	**Qualité de Roche**
R.Q.D. < 25 %	Très mauvaise
25 % < R.Q.D. < 50 %	Mauvaise
50 % < R.Q.D. < 75 %	Moyenne
75 % < R.Q.D. < 90 %	Bonne
90 % < R.Q.D. < 100 %	Très bonne

Tableau II. 2 Classification de la roche suivant R.Q.D

C- Méthode de Z. Bieniawski :

Z. Bieniawski (1973-1983) utilise six paramètres pour classer les roches ;

1- La résistance de la matrice rocheuse :

Bieniawski reprend la classification de la résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte proposée par Deere. il propose également l'évaluation par le test de la charge ponctuelle dans lequel une carotte est chargée suivant un diamètre par deux pointes en acier(Broch & Franklin, 1972). On en déduit le **Is** (appelé Indice Franklin).

$$\mathbf{I_{S=\frac{P}{D^2}}}$$

Et la résistance à la compression uniaxiale par :

$$\boldsymbol{\sigma_C = (14 + 0175D)I_S}$$

Avec : **P** la charge pour rompre l'échantillon de roche ;

D le diamètre de la carotte (en mm).

2- La Qualité de la roche via RQD de Deere.

3- L'espacement des discontinuités de la roche :

Le terme discontinuités reprend ici les joints, failles, stratifications et autres plans defaiblesse.

A nouveau, Bieniawski s'inspire de la classification proposée par Deere.

4- La qualité des discontinuités de la roche :

Ce paramètre prend en considération l'ouverture des joints, leur continuité, leur rugosité et la présence éventuelle de matériaux de remplissage

5- Les conditions hydrologiques :

Des tentatives de prise en considération de l'influence de l'eau souterraine sur la stabilité des excavations, sont présentées sous diverses formes :

- Une mesure du débit d'eau entrant dans l'ouvrage.
- Le rapport entre la pression d'eau dans les joints et la contrainte principale maximale.
- Une observation qualitative des venues d'eau.

6- Orientation des discontinuités :

Ce dernier paramètre est traité séparément, car l'influence de l'orientation des joints se marque différemment suivant le type d'application; à savoir les tunnels, les talus ou les fondations.

Remarquons que la valeur prise par cette note d'ajustement est le fruit d'une estimation qualitative.

Chaque paramètre reçoit une note (voir tableau II.3) pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité de la roche.

Paramètres			coefficients						
1	Résistance de la roche	Indice de Franklin	>8 MPA	4-8 MAP	2-4 MPA	1-2 MPA	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	> 200 MPA	100-200 MPA	50-100 MPA	25-50 MPA	10-25 MPA	3-10 MPA	1-3 MPA
	Note		15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D.		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacements des joints		>3m	1-3m	0,3-1m	50-300mm	<50mm		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continus .En pontes en contact .Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses .Epaisseur <1mm .Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses .Epaisseur <1mm .Epontes altérées	Surface lustrées ou remplissage <5mm Joints continus	Remplissage mou >5mm ou joints ouverts > 5mm joints continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucune venue d'eau		<25l/min	25-125 l/min	>25l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0		0-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Hydrogéologie	Complètement sec		Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau		
	Note		10		7	4	0		

Tableau II. 3 Paramètres de classification des roches et notes de pondération.

D- Méthode de N. Barton :

La méthode de Barton est une classification empirique des massifs rocheux. Le principe de cette classification est le même que celui de la classification de Bieniawski, c'est à dire "noter la qualité du massif rocheux par l'intermédiaire de paramètres". La qualité du massif rocheuxest représentée par l'indice **Q**, calculé à partir de six paramètres.

Le **Q**-system permet aussi de définir le mode de soutènement à mettre en place, à condition dec onnaître la valeur de **Q**, la largeur de l'excavation et la fonction de l'excavation.

La connaissance de **Q** permet également par corrélations de calculer différents paramètres comme les **RMR** équivalents, le module de déformabilité (**Em**), la pression s'exerçant sur le soutènement au niveau du toit et des parois et la vitesse des ondes **P.**

Généralités :

A partir de l'analyse de plus de 200 cavités souterraines (principalement des tunnels routiers et hydroélectriques), Barton, Lien et Lun de du Norwegian Geotechnical Institute (NGI), ontproposé un indice pour la détermination de la qualité d'un massif rocheux en vue du percement d'un tunnel.

Indice de qualité Q est déterminée par 6 paramètres de la façon suivante :

$$Q = \frac{R.Q.D}{J_n}.\frac{J_r d_w}{J_a.SRE}$$

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

  Barton & Al donnent les commentaires suivants, qui permettent d'expliquer le regroupement des paramètres par paire:

1- Le premier rapport ($\boldsymbol{R.Q.D.J_n}$) représente la structure du massif rocheux et est unemesure de la taille moyenne des blocs rocheux.

2- Le second rapport ($\boldsymbol{J_rJ_a}$) représente la résistance au cisaillement entre les blocs. Il est directement proportionnel à la rugosité des faces des joints (élément favorable pour la stabilité du tunnel car il en résulte une forte dilatance lors du cisaillement) et inversement proportionnel à l'épaisseur du joint (élément pouvant être extrêmement défavorable car un remplissage en argile sera caractérisé par un angle de frottement très faible).

3- Le troisième rapport ($\boldsymbol{J_wSRF}$) reprend deux paramètres de contraintes. Jw est une mesure des pressions d'eau, qui agissent bien entendu à l'encontre de la résistance au cisaillement des joints, suite à une réduction de la contrainte normale effective; et SRF est une mesure:

- Du poids des terrains à soutenir lorsque le tunnel est creusé dans un massif présentant des discontinuités.

- Du champ des contraintes préexistantes dans le cas d'une roche saine.
- De la charge induite par le fluage de roches plastiques.

Ce dernier rapport, difficile à évaluer, apparaît donc comme un facteur empirique décrivant les "contraintes actives" dans le massif rocheux.

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

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

Tableau II. 4 Classification de la qualité de la roche.

Domaine d'application du Q-system :

Détermination du mode de soutènement :

Afin de pouvoir relier leur "Tunnelling Quality Index" **Q** à des recommandations de soutènement dans les ouvrages souterrains, Barton & al ont défini une grandeur supplémentaire qu'ils appellent la dimension équivalente (***De)*** de l'excavation:

$$D_e = \frac{\text{portée, diamètre ou hauteur de l'excavation(en m)}}{\text{ESR}}$$

Avec **ESR** (Excavation Support Ratio) étant un facteur dépendant de la finalité de l'excavation, autrement dit, du degré de sécurité recherché pour la stabilité.

Détermination des efforts :

La valeur de l'indice **Q** est utilisée dans le calcul de la pression qui s'exerce sur le soutènement. Au niveau de la voûte la pression s'exprime de la façon suivante :

$$P_{\text{voûte}} = \left(\frac{2}{J_r}\right) Q^{\frac{-1}{3}}$$

Au niveau de la paroi, des observations ont montré que la pression qui s'exerce sur le soutènement est égale au tiers de la pression qui s'exerce au niveau de la voûte, en supposant un état de contrainte "normal" :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_1 = \sigma_V} \\ \boldsymbol{\sigma_3 = \sigma_h} \\ \boldsymbol{\frac{\sigma_h}{\sigma_V} = 0.5} \end{cases}$$

Un nouvel indice **Qp**est recalculé. Il correspond à l'indice Q mais au niveau des piedroits et se nomme "Wall quality" ou indice de qualité au niveau des piédroits". La valeur de **Qp**se calcul à partir de Q :

$$\begin{cases} \boldsymbol{Q_P = 5Q} \text{Quand :} \boldsymbol{Q > 10} \\ \boldsymbol{Q_P = 25Q} \text{Quand : } \boldsymbol{0.1 < Q < 10} \\ \boldsymbol{Q_P = Q} \text{Quand :} \boldsymbol{Q > 0.1} \end{cases}$$

Détermination du module de déformabilité du massif :

Le **Q**-system permet de calculer le module de déformabilité du massif.

Pour un même massif rocheux il existe trois valeurs de module de déformabilité : un module minimum (E_{min}), un module maximum (E_{max}) et un module moyen (E_{moy}).

Ces trois modules peuvent être calculés à l'aide de l'indice Q:

$$\begin{cases} \boldsymbol{E_{min} = 10 * logQ} \\ \boldsymbol{E_{max} = 40 * logQ} \\ \boldsymbol{E_{moy} = 25 * logQ} \end{cases}$$

Barton présente aussi la formule ci-après qui permet de calculer (**Em**) à partir de l'espacement des discontinuités (**S**), de la raideur normale des joints (**Kn**) et du module de déformabilité de la roche intacte (**Ei**) :

$$\boldsymbol{E_{max} = 100 * log\left(\frac{SPAN}{2 * ESR}\right)}$$

E- Classifications de l'AFTES (1993):

Selon L'Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES) a été créée en janvier 1972 pour répondre aux recommandations de la Conférence Internationale sur les travaux souterrains tenue à Washington en 1970 qui préconisaient la mise en place dans chaque pays d'un organisme regroupant les différents acteurs intervenant, à des titres divers, dans les travaux souterrains.

La principale activité de l'AFTES consiste à diffuser des recommandations techniques dans le domaine des travaux souterrains. Ces recommandations sont préparées au sein de *Groupes de Travail* qui ont permis de constituer une classification, dite de l'AFTES.

E.1 Principe :

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:

- 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 prédécoupage, 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.

E.2 Recommandations :

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...

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*:*

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

- Soit en principe impossible.

Discontinuités (cas ou l'excavation est faite à l'explosif avec découpage)			Pas de soutènement	Boulons			Cintres		Voussoirs			Tubes préforée	Procédés spéciaux			
				Béton projeté	Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres lancées	lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblée	béton		Bouclier ou pousse tube	injection	Air comprimé	congélation
N° de familles	orientation	Espacement (1)				(2)										
N1			●				⊠			⊠	⊠	⊠	⊠	⊠	⊠	⊠
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3	●				⊠			⊠	⊠	⊠	⊠	⊠	⊠	⊠
N2 N3 Ou N4	quelconque	S1			●		⊠			⊠	⊠	⊠	⊠	⊠	⊠	⊠
		S2			●	●	⊠			⊠	⊠	⊠	⊠	⊠	⊠	⊠
		S3		●	Gr	● Gr	⊠				⊠	⊠	⊠		⊠	⊠
		S4	⊠	●	Gr- Bp	● Gr- Bp	⊠	● Gr - Bp	● Gr - Bp				⊠		⊠	⊠
		S5	⊠	●	⊠	Bp	⊠	● Gr - Bp	● Gr - Bp				⊠		⊠	⊠
N5			⊠	●	⊠	Bp	⊠	● Gr - Bp	● Gr - Bp	●			⊠	●	⊠	⊠

Tableau II. 5 Choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités (d'après AFTES, Groupe n°7,1974)

Nota : (1) pour la famille la plus dense

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

LEGENDE

Gr = avec grille continue

Bp = avec béton projeté

Bl = avec blindage bois ou métallique

● Particulièrement recommandé (Nettement favorable)

⊡ Possible à condition que d'autres cintres soient particulièrement favorables (plutôt favorable)

⊠ Très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt Défavorable)

⊠ En principe impossible

II.2.2.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, ainsi permettent rapidement d'obtenir des ordres de grandeur des paramètres de calcul et d'estimer l'influence de certains paramètres sur la réponse de l'ensemble terrain-soutènement.

Toutefois, leur domaine d'application directe est limité, en raison des hypothèses de calcul très restrictives sur lesquelles elles reposent.

Les méthodes analytiques se basent sur des hypothèses simples visant à simplifier la modélisation du problème rencontré.

Ces simplifications portent sur les hypothèses suivantes :

- La géométrie : le tunnel est supposé à section circulaire et d'axe horizontal.
- La stratigraphie : on ne prend en compte qu'une seule couche de terrain supposéehomogène.
- La loi de comportement du sol : supposée élastique linéaire ou élasto-plastique.
- L'état initial de contraintes est supposé isotrope et homogène.
- Les formules sont exprimées dans le plan et dans le cadre des petites déformations.

A- Tunnel non revêtu à comportement élastique linéaire

Kirsch (1898) (cité par Goodman (1980)) a donné une solution analytique pour un tunnel circulaire non revêtu à grande profondeur. Le comportement du sol considéré est le comportement élastique linéaire. La galerie est assimilée à une cavité dans un milieu infini.

Le champ de contraintes est défini par ses coordonnées polaires (r, θ). Pender (1980) adonné la solution la plus explicite pour un tunnel circulaire non revêtu à grande profondeur. Obert et Duval (1967) (cités par Poulos et Davis (1974)) ont trouvé une solution analytique pour un tunnel rectangulaire avec des coins arrondis.

La solution analytique d'un tunnel de forme elliptique a été proposée par Terzaghi et Richart (1952)(cités par Poulos et Davis (1974) et la solution d'un tunnel non circulaire (ellipse,

demi-circulaire etc.) non revêtu à grande profondeur, a été établie par Exadaktylos et al. (2002).[2]

La plupart de ces méthodes utilisent les hypothèses susmentionnées, et leur calcul se fait par ces étapes :

- Calculer les contraintes (σ_r, σ_θ, $\tau_{r\theta}$) et les déformations dans le sol dus aux champs initiaux des contraintes. Ensuite les déplacements initiaux $U_i$et V_i peuvent être calculés après intégration.

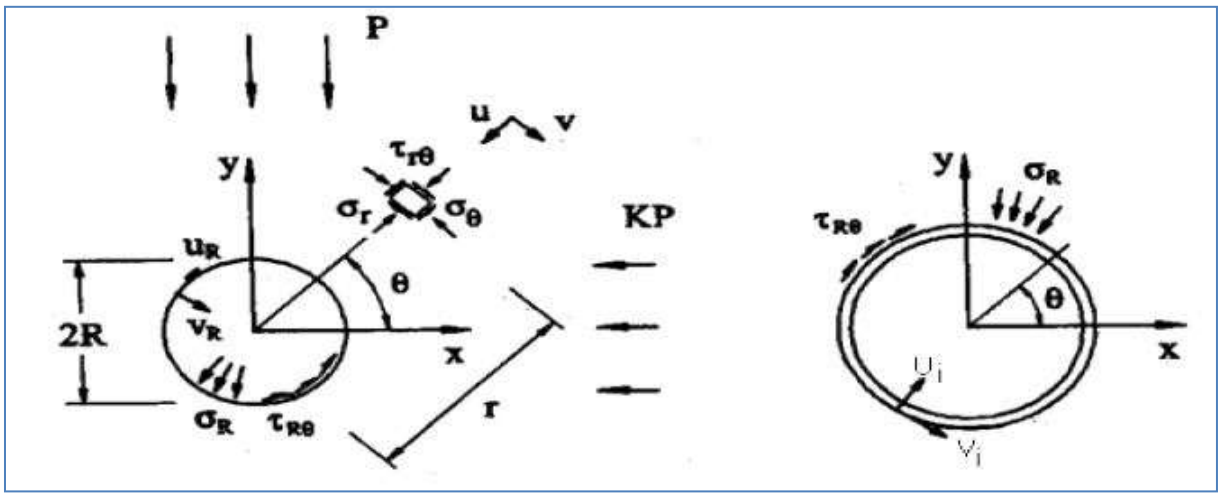


Figure II.2: Les contraintes et les déplacements.

- Calcul de la contrainte totale et le champ de déplacement supplémentaire dans le sol ainsi que les contraintes de contact à l'interface sol-soutènement. Le champ de déplacement supplémentaire = déplacement pour une excavation circulaire causé par des contraintes externes (excavation) moins les déplacements causé par les contraintes in-situ.
- Calcul des forces internes dans le soutènement (Ms, Ts).

Ces trois étapes de calcul ci-dessus mènent aux équations finales qui donnent le déplacementradial **u**, le déplacement tangentiel **v**, effort axial **N** et moment **M** dans le soutènement.[1]

Cas général :

Dans le cas d'un tunnel non revêtu à section circulaire (rayon R) creusé dans un massif homogène isotrope élastique, les déplacements sont définis par la relation suivante :

$$\boldsymbol{U(r) = -\frac{1+\nu}{E} P.\frac{R^2}{r}}$$ **Équation : Déplacement radial.**

L'intégration de la composante radiale le long du périmètre de la cavité donne la perte de sol :

$$V_t = 2\frac{1+\nu}{E}P.\pi.R^2$$ **Équation : perte de volume.**

Chapeau [1991] propose une expression du tassement en surface (toujours pour un milieuélastique linéaire) en retenant deux hypothèses supplémentaires :1/3< ν <1/2 et 0.5<K_0<1 .

$$S = 2\frac{\nu R^2}{E}$$ **Équation : tassement en surface.**

B- Tunnel non revêtu à comportement élastoplastique :

Panet (1973, 1976), Detournay et Fairhurst (1987) ont proposé une solution analytique pour un tunnel circulaire non revêtu à grande profondeur avec un comportement élastoplastique de Mohr-Coulomb. Le champ de déplacement est supposé purement radial et les contraintes de cisaillement uniformément nulles. Ils ont introduit $R_p$comme un rayon plastique. Ces solutions analytiques en comportement élastoplastique fournissent, pour lesouvrages profonds, d'assez bons ordres de grandeur en ce qui concerne les déplacements et les contraintes autour de la cavité.

Parmi les analyses élasto-plastiques on a :

- Panet (1979).
- Théorème limite (1950). [Caquot, Atkinson, Mühlhaus].
- Convergence-confinement (1980) . (Le troisième chapitre est réservé à cette méthode par façon approfondi).

➢ Théorème de Panet :

En 1979, Panet a étudié la contraction quasi-statique d'une cavité à symétrie cylindrique dans un milieu infini. Le matériau constituant le massif est homogène et isotrope et obéit au critère de rupture de Mohr-Coulomb. L'élasticité du massif est linéaire. La loi de comportement plastique permet une variation de volume permanente, en supposant la compressibilité en phase plastique indépendante des déformations.

Cette méthode analyse la variation de convergence (déplacement radial) au niveau du tunnel et de la valeur du rayon plastique en fonction de la pression à l'intérieur de la cavité.

- **Critère de rupture et loi de comportement plastique :**

Au début de la baisse de pression, suite à l'excavation du massif, et tant que la variation de pression à l'intérieur de la cavité reste suffisamment petite, l'état de contrainte est élastique dans tout le massif (solution de Lamé). Ensuite la variation de pression devient suffisamment grande et le massif qui est isotrope obéit au critère de plasticité de Mohr-Coulomb.
Au-delà de la phase élastique, c'est-à-dire lorsque le seuil de résistance du massif rocheux est atteint, le matériau est modélisé selon un type de comportement. Ensuite, il convient dedéfinir une loi de déformation lors de la rupture. Panet a proposé une relation linéaire entre les variations des déformations principales maximales $\Delta\varepsilon_1$ et minimales $\Delta\varepsilon_3$ se développant dans la zone plastique :

$$\Delta\varepsilon_3 + \psi\Delta\varepsilon_1 = 0$$

Avec ψ : paramètre de dilatance.

Remarque :

La méthode de Panet qui traite un cas hydrostatique, a été approfondie et élargie au domaine non-hydrostatique par Detournay. Dans ce cas, la symétrie de la zone plastique dépendra du rapport entre la contrainte horizontale et verticale (coefficient de pression des terres K_0).

➢ 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 qui nulle part ne viole les conditions du sol 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 solutionreprésente donc une estimation allant du coté de la sécurité pour la pression nécessaire de support. Solution statiquement admissible de Caquot (1956) :

L'intérieur de l'excavation est rempli d'un fluide qui a le même poids volumique que le sol, etle problème consiste à estimer la pression de ce fluide qui conduit à la rupture. On considère qu'il y aura rupture lorsque le rayon plastique atteindra le sol. Caquot permet ainsi de calculèrent égalant la pression $\mathbf{P_i}$ à zéro, la profondeur **h** associée à la rupture du sol.

$$\mathbf{P_i = -H\left[1 - \left(\frac{a}{h}\right)^{K-1} + \frac{\gamma a}{K-2}\left(1 - \left(\frac{a}{h}\right)^{K-2}\right)\right]}$$

Où :

$$\mathbf{H = c/\tan\varphi}$$

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

Solution statiquement admissible d'Atkinson et Potts (1977) :

On considère qu'il y aura rupture lorsque le rayon plastique atteindra le sol. Les équations d'équilibre sont intégrées dans l'aire circulaire qui s'étend du périmètre du tunnel jusqu'à la surface. Les contraintes à l'intérieur de cette surface sont supposées à l'état plastique. Cette solution pour le cas de :

- Tunnel circulaire.
- Contraintes hydrostatiques.
- Matériaux sans cohésion.

Solution statiquement admissible de Mühlhaus (1985) :

Mühlhaus a également proposé une solution similaire aux deux précédentes solutions mais a surtout proposé une solution statiquement admissible pour la longueur non-supportée **L** de l'excavation.

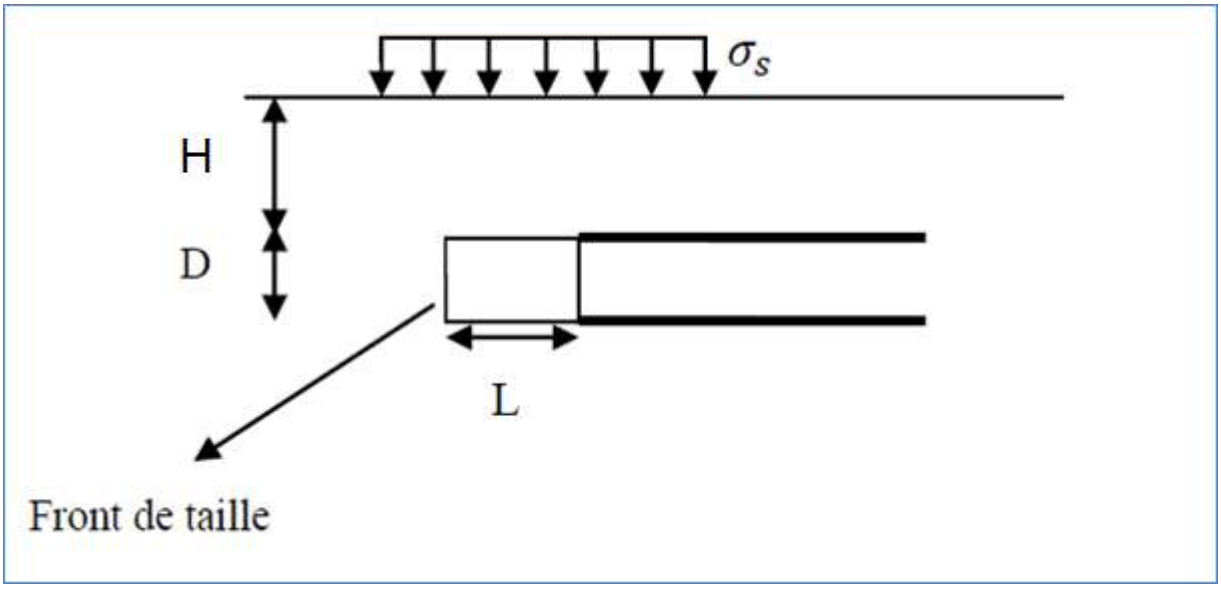


Figure II.3 : Portée non soutenue d'un tunnel.

La portée non soutenue **L** et le diamètre **D** du front d'attaque définissent une sphère de surface***S1*** et celle-ci est comprise dans une autre sphère de surface ***S2*** dont l'extrémité supérieure atteint la surface.

En considérant les contraintes à l'intérieur de ce volume comme à l'état plastique, les conditions limitées à la surface ($\sigma_s = \sigma_r$), on peut intégrer les équations d'équilibres pour obtenir l'expression de Mühlhaus :

$$\mathbf{L = D}\sqrt{\frac{(\mathbf{1+2})\frac{\mathbf{H}}{\mathbf{D}})^{\mathbf{2}}}{[\mathbf{1}+(\boldsymbol{\lambda}_{\mathbf{P}}-\mathbf{1})\frac{\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{s}}}{\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{u}}})^{\frac{\mathbf{1}}{\lambda-\mathbf{1}}}}}$$

$$\boldsymbol{\lambda_e = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)}$$

σ_s : la surcharge au niveau de la surface.1

σ_u : résistance à la compression non confinée du sol.

C- Tunnel non revêtu à faible profondeur :

Le problème du tunnel circulaire non revêtu dans un massif semi-infini (à faible profondeur), homogène et isotrope, à comportement élastique linéaire a été étudie par plusieurs auteurs. Quelques résultats intéressants ont été obtenus pour la distribution des contraintes autour de la cavité (Mindlin (1940), cité par Poulos et Davis (1974)) et les déplacements générés en surface (Sagaseta (1987,1988) ; Uriel et Sagasetta (1989)).

D- Tunnel revêtu à grande profondeur :

L'étude théorique d'un tunnel circulaire revêtu à grande profondeur est complexe,car elle nécessite la résolution d'un problème d'interaction sol-structure entre le terrain etle soutènement. Quelques solutions analytiques ont été développées pour estimer les déplacements, les efforts normaux et les moments fléchissant dans le soutènement pourdes massifs à comportement élastique linéaire (Peck (1969), Burns et Richard (1964), cités par Poulos et Davis (1974) ; Wood (1975), Ahrens et al. (1982)).
La solution la plus explicite a été établie par Einstein et Schwartz (1979), qui ont résolu, en déformation plane, le problème d'une coque cylindrique infiniment longue, enfouie à grande profondeur. Le massif est supposé avoir un comportement élastique linéaire. Les contraintes initiales sont constantes et anisotropes. Le sol et le revêtement ont un comportement élastique linéaire isotrope. Le soutènement subit la totalité des forces de dé confinement (forces équivalents à l'excavation), appliquée instantanément. Einstein et Schwartz (1979) ont étudié deux configurations d'interface : adhérence parfaite et glissement parfait.

II.2.3.Les méthodes numériques:

Les méthodes numériques présentent l'avantage de prendre en compte directement la réponse du terrain et du soutènement, ainsi que d'une grande partie des spécificités du projet (tant sur le plan géométrique que géotechnique). Ses utilisations ont pris une ampleur considérable au cours des dernières années, aussi bien pour des fins de recherche que pour des applications à des projets. Toutefois, des progrès restent nécessaires pour améliorer les moyens de

représenter, dans le calcul, les particularités de comportement des terrains et les modes déchargements induits par des méthodes de réalisation particulières.

Les méthodes numériques permettent d'obtenir le champ des déplacements, contraintes et des déformations en tout point du massif autour de l'excavation ou le soutènement et de traite rune large gamme de problèmes qui sont difficiles voire impossibles à résoudre avec d'autres méthodes. L'avantage incontestable des méthodes numériques est d'aborder des problèmes théoriques analytiquement insolubles en les remplaçant par une solution numérique approchée.

A- Méthodes numériques appliquées aux tunnels :

Pour le cas des tunnels, ces méthodes permettent de tenir compte des facteurs suivants :

- Géométrie complexe (interaction de tunnels, tunnels non circulaires, … etc.).
- Forces de gravité.
- Prise en compte de l'eau interstitielle.
- Interaction sol/structure.
- Comportement non-linéaire du sol et du soutènement (lois élasto-plastiques, viscoplastiques, ou élasto-visco-plastiques).
- Anisotropie des terrains et de l'état de contraintes initial.
- Charges de surfaces…etc.

B- Les différents types de modélisations de tunnel :

Dans le cadre de projets d'ingénierie relatifs aux études de conception d'ouvrages souterrains, plusieurs types de modélisation peuvent être mis en œuvre :

E- La modélisation 2D en déformations planes :

La modélisation en déformations planes, dite (2D-plan), consiste à admettre que la déformation portée par la perpendiculaire au plan de l'étude est nulle. Par exemple, si le plan de l'étude est noté (1,2) (figure II.10), alors : $\varepsilon_{33} = 0$ et $\varepsilon_{13} = \varepsilon_{23} = 0$. Le problème 3D peut ainsi être résolu comme un problème à deux dimensions qui ne dépend que des variablesx_1 et x_2. (figure II.4)

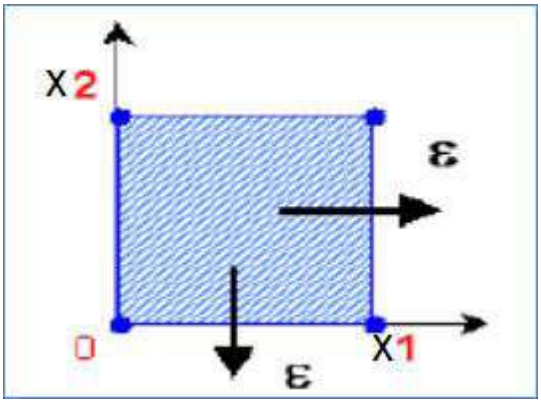


Figure II.4: Repère du problème 2D-plan.

En déformations planes, un tunnel peut alors être modélisé par sa section transversale ou longitudinale mais :

- Dans la section transversale, le tunnel est supposé infiniment long dans la direction de son axe.
- Dans la section longitudinale, le tunnel est considéré comme une excavation de longueur infinie.

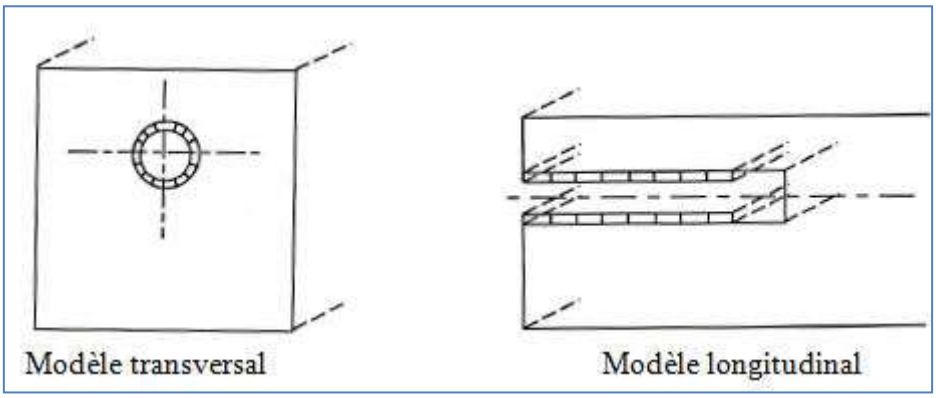


Figure II.5 : Modèle transversal et longitudinal du tunnel.

Dans la pratique, on utilise le plus souvent une analyse 2D en coupe transversale. Néanmoins, pour pouvoir simuler les effets tridimensionnels dus à l'avancement du front de taille, la méthode la plus courante consiste à s'appuyer sur la méthode convergence-confinement. Cette analyse 2D est rapide par rapport à l'analyse tridimensionnelle et permet donc d'utiliser des modèles de comportements plus complexes si les données de terrain sont suffisantes.

La modélisation transversale ne permet cependant pas d'analyser la stabilité du front de taille.

Pour effectuer cette étude, on peut envisager une modélisation longitudinale parallèlement à l'axe du tunnel, mais les résultats obtenus sont toujours insatisfaisants. En effet l'excavation est considérée comme une bande de longueur infinie alors que le tunnel est circulaire, ce qui conduit à négliger l'effet de voûte se produisant autour du tunnel.

F- La modélisation tridimensionnelle :

C'est le type qui permettant de traiter le problème rencontré dans toute sa complexité car il peut prendre en compte :

- La géométrie tridimensionnelle du projet (tunnel en forme de fer à cheval, tunnel incliné, écaille de sol, etc...).
- L'état de contraintes initial (coefficient des terres au repos).
- Le phasage souvent complexe de la technologie d'excavation retenue (radier décalé).
- L'ensemble des phénomènes mis en jeu (effet de voûte au front de taille, mise en place du soutènement, etc.…).

C'est aussi l'approche la plus exigeante en taille du système, en temps de calcul et en temps d'exploitation des résultats. Compte tenu de sa lourdeur, ce type de calcul reste encore du domaine de recherche et de projets importants afin de valider des approches simplifiées.

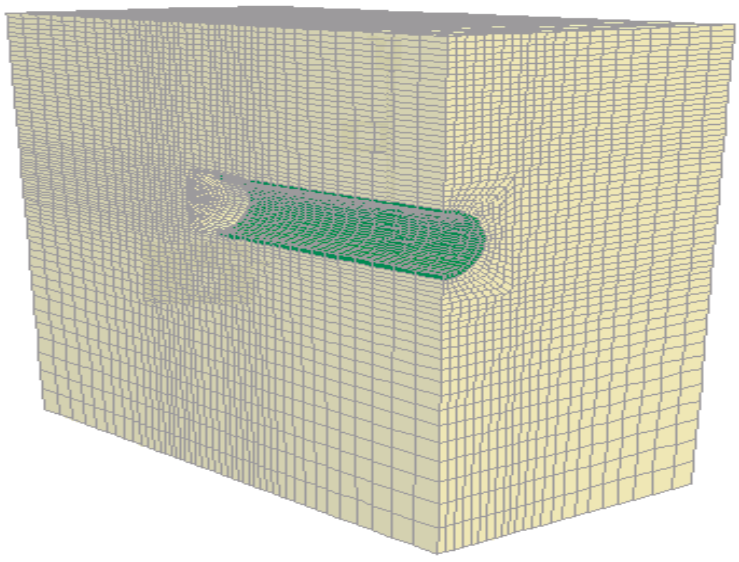


Figure II.6: Exemple de maillage 3D.

C- La méthode des réactions hyperstatiques :

L'AFTES (1993) a établi une recommandation portant sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains et une parmi les méthodes recommandées est la méthode des réactions hyperstatiques. Cette méthode est adaptée à l'étude du comportement du soutènement soumis à des forces extérieures, qui représentent l'action du massif de sol ou de roche.

On distingue alors des charges dites « actives » qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (charges et surcharges intérieures ou extérieures, poussées du terrain) et des charges dites « passives » qui sont des réactions hyperstatiques dépendant de la déformation (ce sont classiquement les réactions de butée du terrain).

Les déformations et les efforts (M, N, T) du revêtement sont calculés par les formules de la résistance des matériaux: suivant le cas, le revêtement est assimilé à un portique, un arc, une coque ou une structure à barres. Les déformations du sol derrière le soutènement sont représentées à l'aide de modules de réaction, qui supposent que la réaction en un point dépend linéairement du déplacement de ce point. L'approximation de base de ces méthodes est que tous les facteurs liés au massif de sol (déformabilité, état initial, etc.) sont modélisés par les forces extérieures et par les modules de réaction. Le coefficient K dépend des caractéristiques du terrain mais aussi du rayon moyen de l'excavation et de sa forme.

Cette méthode privilégie l'analyse de la structure de soutènement, et ne permet pas d'estimer les déformations du terrain.

D- Conclusion :

Les méthodes empiriques sont utilisées fréquemment dans les études préliminaires des tunnels creusés dans les roches. Le principal intérêt de ces méthodes est de contraindre l'ingénieur à une description exhaustive et quantitative de la roche, mais elles ne considèrent pas la possibilité de rupture des roches.

Les méthodes analytiques sont très pratiques et très utiles, car elles nous aident à la compréhension du comportement du massif et du fonctionnement du soutènement. Mais les limitations de ces méthodes sont liées à la géométrie du tunnel (tunnel circulaire), à la1géométrie du sol (une couche unique) et au comportement relativement simple du sol et du soutènement.

La méthode de calcul numérique, peut être considérée comme la plus efficace pour l'analyse de la stabilité d'un tunnel, de l'interaction sol-structure et pour dimensionner les soutènements. L'outil le plus performant dans le calcul numérique utilise des modèles tridimensionnels car ils peuvent prendre en compte le comportement des sols et des structures dans le cas de géométries complexes ou des méthodes de construction comportant un grand nombre de phases. Mais ils sont plus complexes et plus coûteux endurée de calculs et en temps passé à l'interprétation des résultats que les modèles bidimensionnels ou axisymétriques. C'est pour cela que, les modèles les plus courants utilisés dans les bureaux d'études sont les modèles bidimensionnels, axisymétriques, ou la combinassions les deux (méthode convergence-confinement).

La méthode des réactions hyperstatiques est une méthode directe pour dimensionner le soutènement et elle peut être utilisée aisément .Et elle se base sur des hypothèses très simplificatrices.

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous présentons la description du tronçon tunnel (T4) qui se trouve au Nord-est de la ville de Constantine, ainsi que les différentes études et reconnaissances géologique et géotechniques adaptées afin de déterminer les caractéristiques et le comportement de sol, et les méthodes de réalisation et les différents modes de renforcement et surtout les paramètres d'auscultation requis pour le tunnel à court et à long terme. Avec la présentation du logiciel RS2 (phase2) et la modélisation numérique du tunnel.

III.2Description générale du tronçon tunnel (T4) de l'autoroute est-ouest :

Le tunnel (T4) relie les wilayas de Skikda et Constantine et s'étale sur une longueur de 2,5 kilomètres, représente le tunnel le plus long de l'autoroute Est-Ouest et qui s'inscrit dans le cadre de la réalisation de l'Autoroute de l'Unité Maghrébine (AUM) d'environ 7000 km de longueur, traversant l'Algérie d'une longueur de 1200 km.(figure III.1)



Figure III. 1 tunnel T4

Le tunnel fait partie de la section 4 de cette autoroute, il traverse Djebel El-Kantour au Nord Est de la ville de Constantine. Le tunnel autoroutier comprend deux tubes pratiquement parallèles d'une longueur totale de 2500m [PK : 229+226,5 jusqu'à 231+725,0 pour tube gauche et PK : 229+216,5 jusqu'à 231+743 pour la droite], ils accommodent un trafic à sens unique sur trois vois (figure III.2), les tubes sont séparés par un écartement de 22m. Les dimensions de la section transversale de chaque tube autour de la ligne théorique d'excavation est 17,9m de largeur et 13m de hauteur. Un tunnel d'accès de 320m de longueur a été conçu et connecté au tube principal à 811m du Portail Nord, son objectif est d'améliorer l'avancement des travaux en ouvrant deux autres fronts d'attaque au milieu du tunnel tout en excavant

vers le Portail Sud, ceci permet de procéder au creusement sur six (06) fronts d'attaques : deux (02) au Portail Nord (NG et ND), deux (02) au milieu du tunnel vers le sud (MGS et MDS) et deux fronts au Portail Sud (SG et SD) [G : gauche , D : droite].

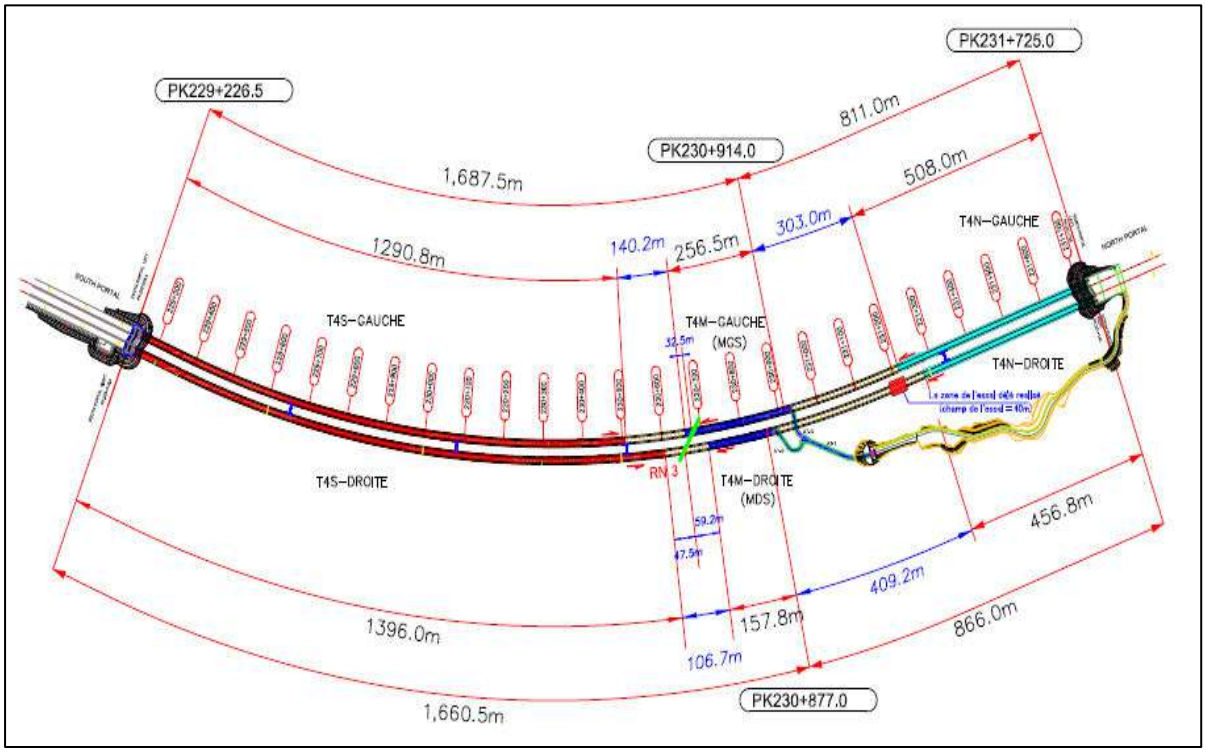


Figure III. 2 Tracé en plan du Tunnel T4.

III.2.1 Conditions géologiques et géotechniques :

L'étude géotechnique et géologique est basée sur les investigations récentes qui comprennent:

- Un relevé géologique, réalisé au 1/2000eme.
- L'établissement d'un profil géologique, au 1/2000eme.
- Une campagne géotechnique sur site incluant 9 sondages carottés,4 sondage spressiométriques, 6 tubes inclinométriques et 4 piézomètres.
- Une campagne d'essais en laboratoire.
- Un relevé géophysique par la méthode de résistivité électrique (ElectricalResistivityTomography – Wenner Configuration).

Selon ces investigations, on constate que la géologie du massif traversée par le tunnel est essentiellement de l'âge crétacé inférieur (Nappes Telliennes) et se compose de marnes et de calcaires sous forme de blocs fortement pliés et cisaillés et des argilites altérées. Ceux-ci sont recouverts par des dépôts du Quaternaire, comprenant des argiles, des limons et des conglomérats. 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. Cependant, il est prévu que le creusement du tunnel soit principalement dans la marne altérée et/ou des argilites (figure III.3).

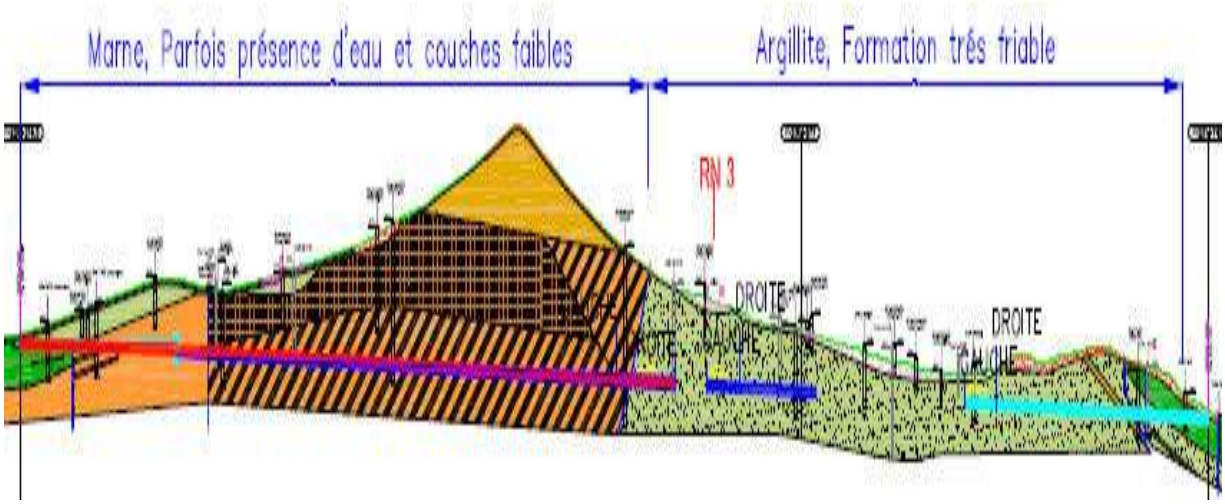


Figure III. 3 Coupe géologique du Tunnel T4.

Les observations faites sur site au niveau des portails Sud et Nord, révèlent des zones pouvant être susceptibles au glissement.

La couverture maximale du tunnel est d'environ 235m et la section la plus critique correspond à la plus faible couverture est 17m.

Remarque :

Des essais chimiques réalisées par diffraction des rayons X montrent que l'argilite est une roche composée principalement de trois types de minéraux : de l'argile (minéraux argileux :

Kaolinite 28% , Illite 15%) gonflants et non gonflants, de (quartz principalement 26%) et des carbonates (calcite principalement 7%).

Pour les propriétés mécaniques, des essais de plessimètres ont été réalisées pour déterminer le module de déformation de cette roche, ils ont constatés que le module varié de 2 MPa à 8 MPa et la deuxième chose que l'argilite a un comportement différé c'est-à-dire il perd ces propriétés mécaniques au cours de temps.

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 Méthode de réalisation et de soutènement :

Le creusement du tunnel (T4) a débuté en 2007 à partir des deux portails — sud et nord, en opérant sur quatre fronts, ce qui nécessite deux différentes installations de chantiers à chaque extrémité du tunnel.

La réalisation s'effectue selon la méthode classique d'excavation en section divisée, car elle offre plus de souplesse d'emploi et d'adaptation, moins couteuse en termes d'investissement et d'exploitation et mieux adapté si la stabilité du front de taille est insuffisante.

Le soutènement appliqué est principalement composé de boulons radiaux associés avec du béton projeté et des cintres lourds.

- **Les principes d'exécution du chantier sont les suivants :**

1. Excavation de la demi-section supérieure (la calotte + stross-1) : environ 125 m2 de section est effectuée à l'aide d'une machine à attaque ponctuelle. Le pas d'avancement est environ 0,75m/jours avec mise en œuvre de béton projeté de sécurité 10 cm sur le front.

2. Soutènement de la demi-section supérieure : le soutènement est installé immédiatement après l'excavation. Le type de soutènement appliqué est : 40cm de béton projeté avec profile d'acier HEB 200 et boulons radiaux.

3. Excavation de 1,5m du stross-2 pour la réalisation d'un radier temporaire en utilisant30cm de béton projeté avec 2 treillis soudés ensuite un remblaiement provisoire. La distance entre le front et le début de l'excavation du stross-2 est approximativement de 50 mètres.

4. La phase (du stross-2 plus le radier) exécutée comme suit :

- Déblaiement du remblai provisoire.
- Démolition des parois de radier provisoire.
- Excavation jusqu' au niveau de radier définitif à l'aide de pelles hydrauliques équipées ou non d'un brise-roche hydraulique. La distance entre le front et le début de l'excavation est de 100 mètres.

5. Soutènement de la demi-section inférieure (stross-2 plus le radier) : le soutènement appliqué est identique à la demi-section supérieure sauf le béton projeté appliqué dans le radier additionnel (partie basse) est 30cm d'épaisseur (voir figure III.4).

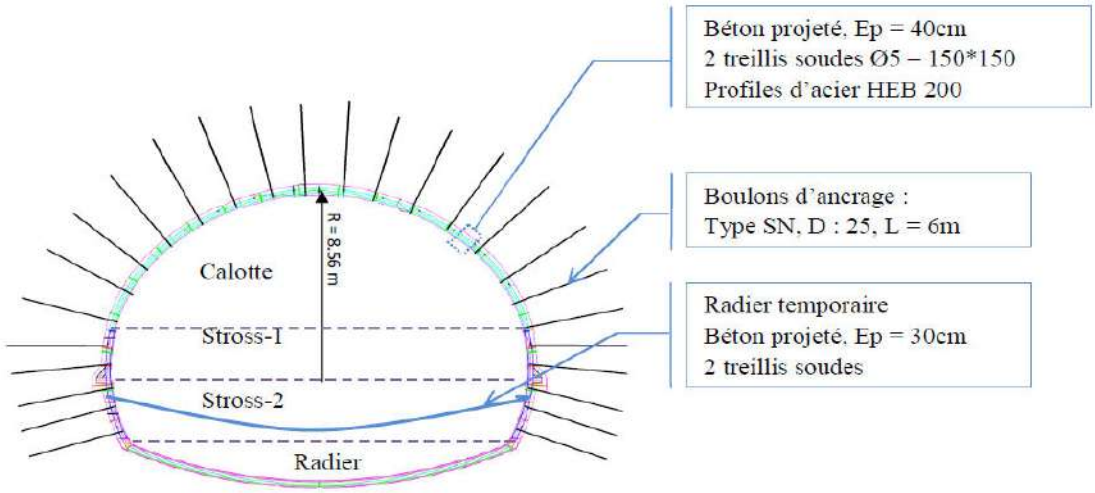


Figure III.4 Profil en travers de la méthode1

6. Radier en béton armé : le coulage du radier en béton armé par phases successives, environ 20 à 40 mètres derrière la demi-section inférieure.

7. Revêtement en béton : Le revêtement du tunnel est constitué d'une coque en béton coulé de 60 cm d'épaisseur réalisé à l'aide d'un coffrage glissant. Le béton est mis en place à l'aide de pompes à béton.

Remarque :

La réalisation du radier temporaire n'est pas toujours applicable, mais seulement pour certaine section (ex : mauvais sol).

III.2.4Processus de renforcement du tunnel T4 :

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 a engendré des déformations plus importantes allant jusqu'à 70cm dans quelques points. Donc pour atténuer ces déformations, il a été décidé d'utiliser la méthode **AGF** «voûte parapluie» comme pré-soutènement en avant du front de taille.

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 nécessite le recours à d'autres solutions de renforcement plus avancées 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** ou (**ADECO.RS**) qui est adaptée aux terrains ayant des caractéristiques très médiocres, friables et hétérogènes (figure III.4).

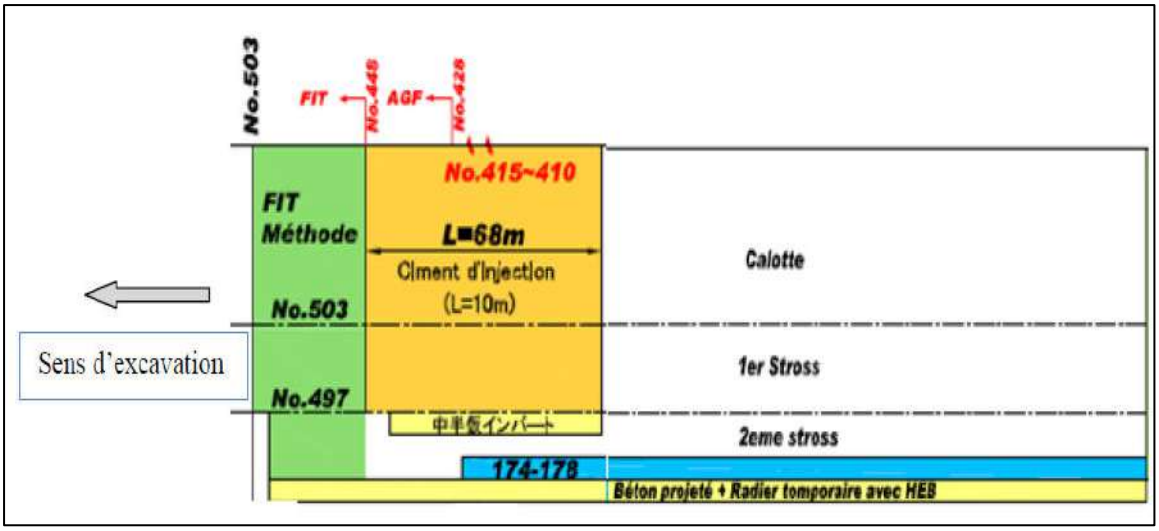


Figure III. 4 Processus de renforcement du tunnel (Tube gauche).

La méthode **AGF** consiste à mettre en place des barres longitudinales, légèrement inclinée vers le haut (10°) pour limité les décompressions et protéger le sol d'éventuelle rupture sur toute la section d'excavation. Ils sont appliqués sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence avec une longueur égale 12,25m et une zone de consolidation de 50cm de diamètre.

La longueur de chaque creusement est égale 9m, c'est-à-dire après 9m d'excavation on place un autre groupe de tubes (figure IV.5).

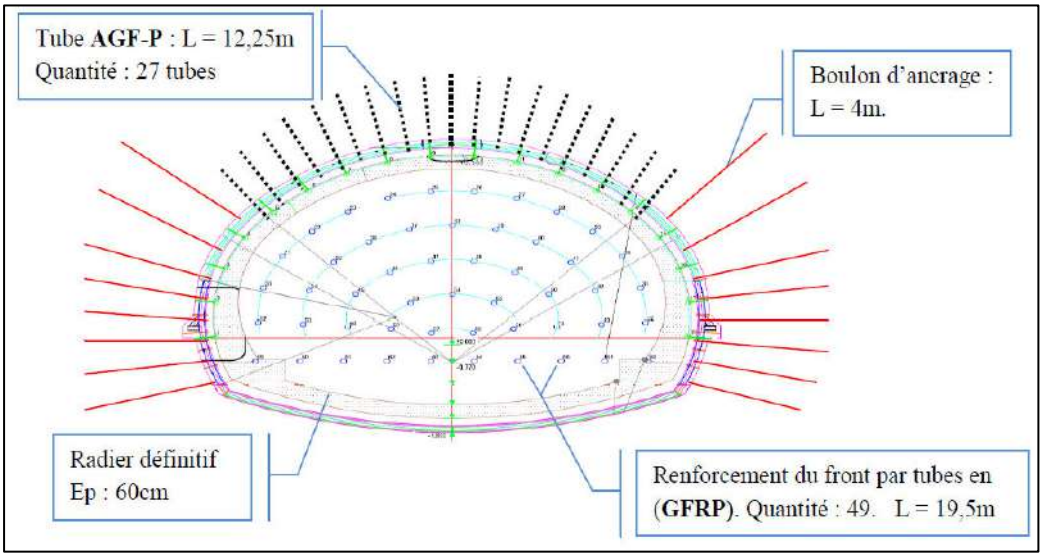


Figure III. 5 Les types de renforcement du tunnel T4.

III.3.PRESENTATION DU LOGICIEL RS 2(Phase2 8.0)

III.3.1.DEFINITION

Le logiciel RS2 (Phase2 8.0) est un puissant programme en éléments finis (2D) applicable à la mécanique des sols et roches (RS2 = roche et de sol en 2 dimensions programme d'analyse). RS2 peut être utilisé pour un large éventail de projets d'ingénierie et comprend la conception d'excavation, stabilité des talus, infiltration des eaux souterraines, l'analyse probabiliste, la consolidation et les capacités d'analyse dynamiques.

Les modèles complexes, multi-étages peuvent être facilement créés et rapidement analysés les tunnels, les cavernes de centrale souterraine, les mines à ciel ouvert et les pentes, et les talus, la stabilité des ouvrages en terre, et bien plus encore.la défaillance progressive, l'interaction sol-structure et une variété d'autres problèmes peuvent être aussi résolus.

Une des principales caractéristiques de RS2 est l'analyse de stabilité de pentes en utilisant la méthode de réduction de la résistance au cisaillement. Cette option est entièrement automatisée et peut être utilisée avec des paramètres de résistance Hoek-Brown ou de Mohr-Coulomb.les modèles de pente peuvent être importées ou exportées entre lame et RS2 permettant de comparer facilement équilibre limite et les résultats des éléments finis.

III.3.2.Présentation de logiciel :

- **L'interface de logiciel**

A l'exécution de RS2 une 1ere feuille l'ouvre, c'est l'interface du logiciel

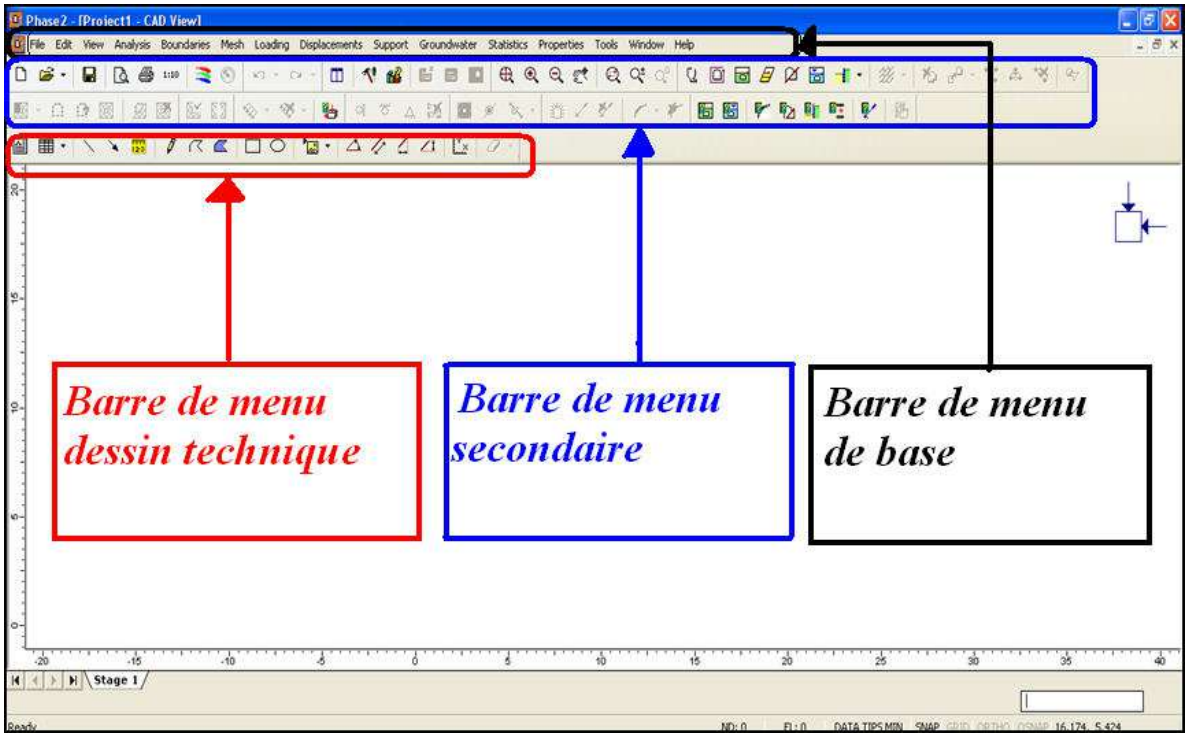


Figure III.6. L'interface de logiciel

- **Paramètres du projet**

La boîte de dialogue Paramètres du projet est utilisé pour configurer les principaux paramètres d'analyse pour le modèle Phase2.

 Sélectionner **Analysis → Project Settings**

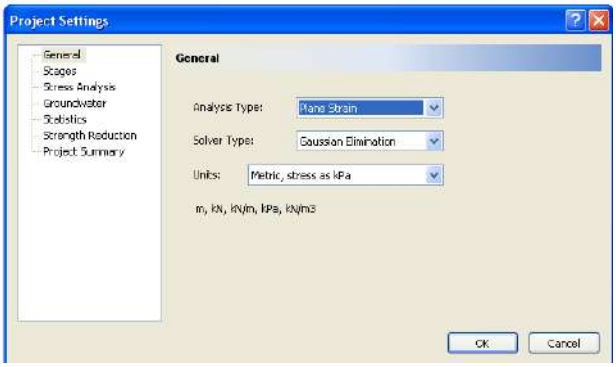


Figure III.7. Paramètres du projet

Sélectionner **General**

Vous devez vous assurer que l'option Unités est définie en métrique, le stress comme MPa, sous l'onglet Général. Cela détermine les unités de longueur, la force, le stress et le poids de l'unité utilisée dans l'analyse.

Sélectionner **Stages**

Pour Modélisation avec plusieurs phases

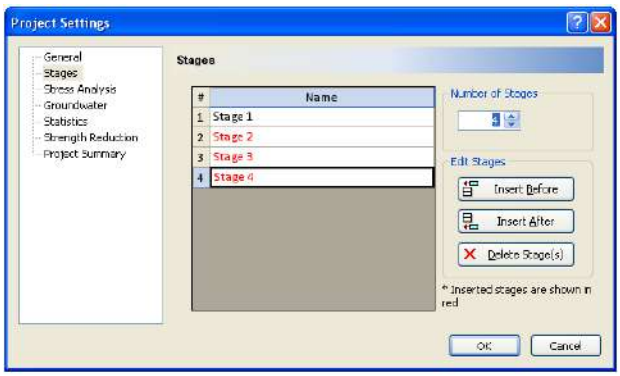


Figure III.8. Création des plusieurs phases

- **Saisie des limites**

Dessin géométrique

On utilise la barre de menu de dessin technique pour dessiné notre projet

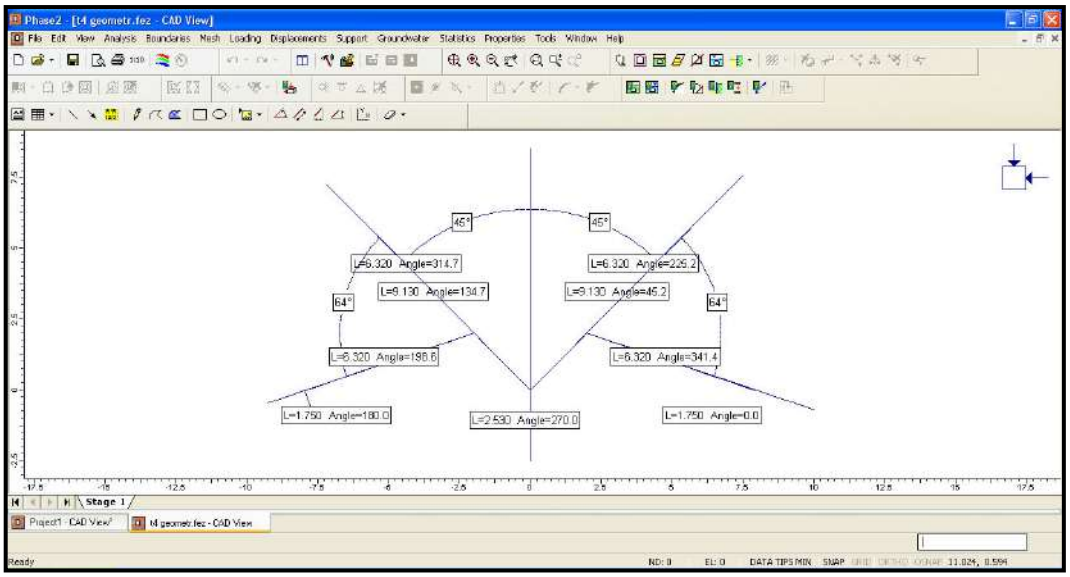


Figure III.9. Dessin géométrique

- **Excavation**

Elle peut de dessine las composants du tunnel

Sélectionner **Boundaries → Add Excavation**

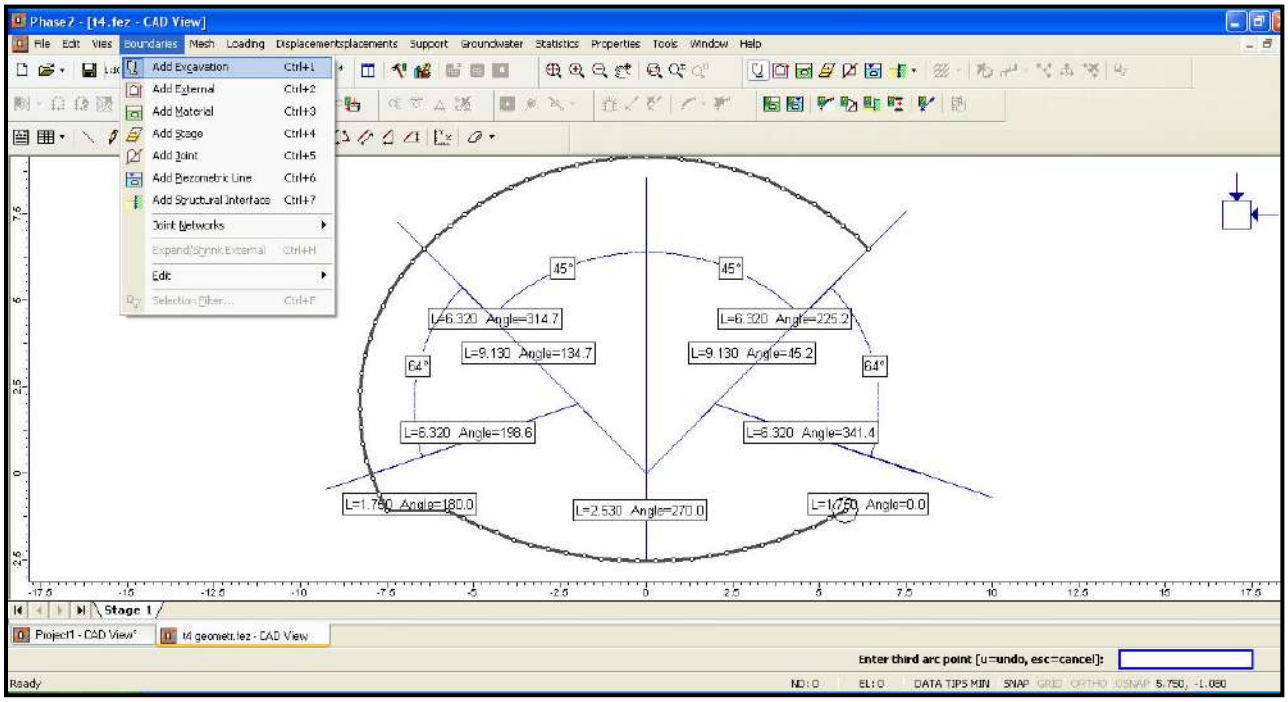


Figure III.10. Dessine l'excavation

- **Boundaries**

Il peut déterminer les conditions à la limite de l'ouvrage :

Sélectionner **Boundaries → AddExternal**

On peut utiliser les paramètres par défaut de type :

Boundaries = Box

Facteur d'expansion = 3,

Donc il suffit de sélectionner OK, et la limite externe sera créée automatiquement.

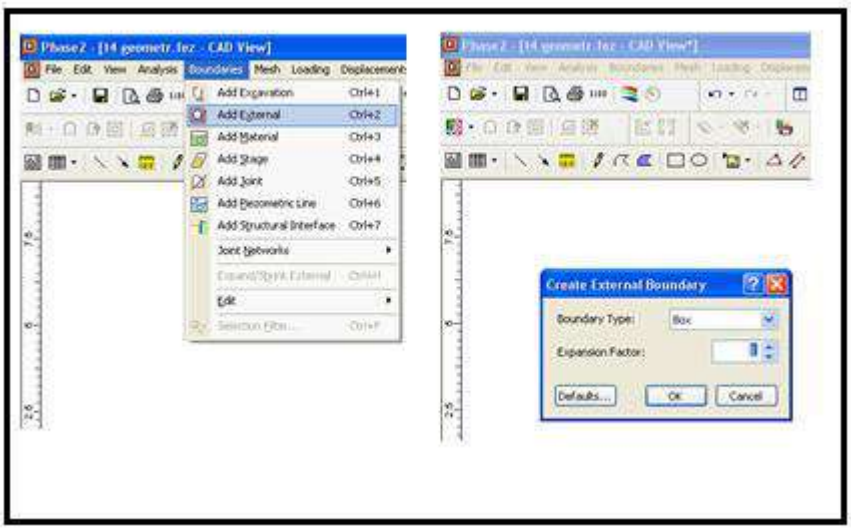


Figure III.11. Ajouter limite de l'ouvrage

- **Maillage**

L'étape suivante consiste à générer le maillage d'éléments finis. Dans Phase2, maillage est un processus simple en deux étapes on doit d'abord discrétiser les limites, et ensuite le maillage peut être généré :

Sélectionner: **Mesh → Mesh Setup**

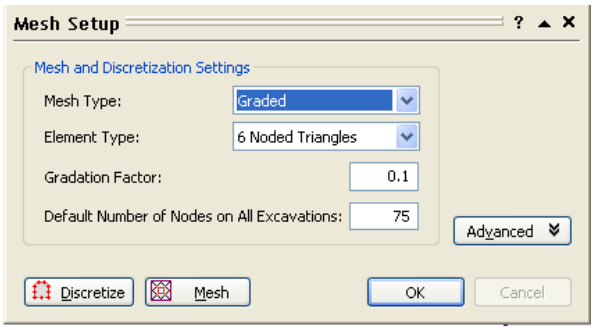


Figure III.12. Configuration mesh

Sélectionner: **Mesh → Discretize**

La discrétisation des frontières, indiquée par une croix rouge, constituera le cadre pour le maillage d'éléments finis.

Sélectionner: **Mesh → Mesh**

Le maillage d'éléments finis est généré, sans autre intervention de l'utilisateur. Lorsqu'on aura terminé, la barre d'état indique le nombre d'éléments et des nœuds dans le maillage

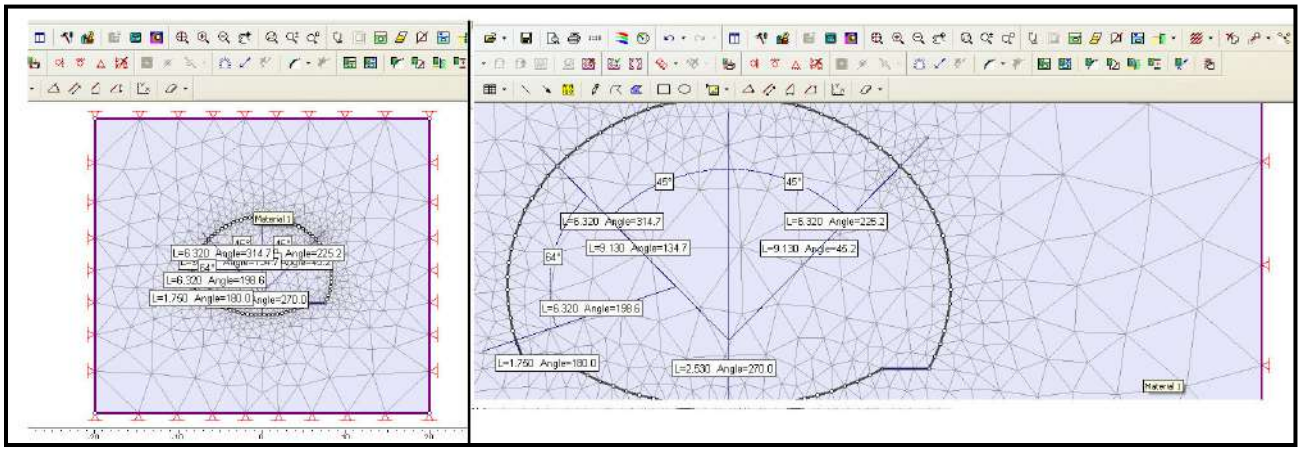


Figure III.13. Maillage

➢ Properties

On peut allons définir les propriétés du sol :

Sélectionner: **Properties → DefineMaterials**

Avec le premier onglet sélectionné, entrez les propriétés nécessaire

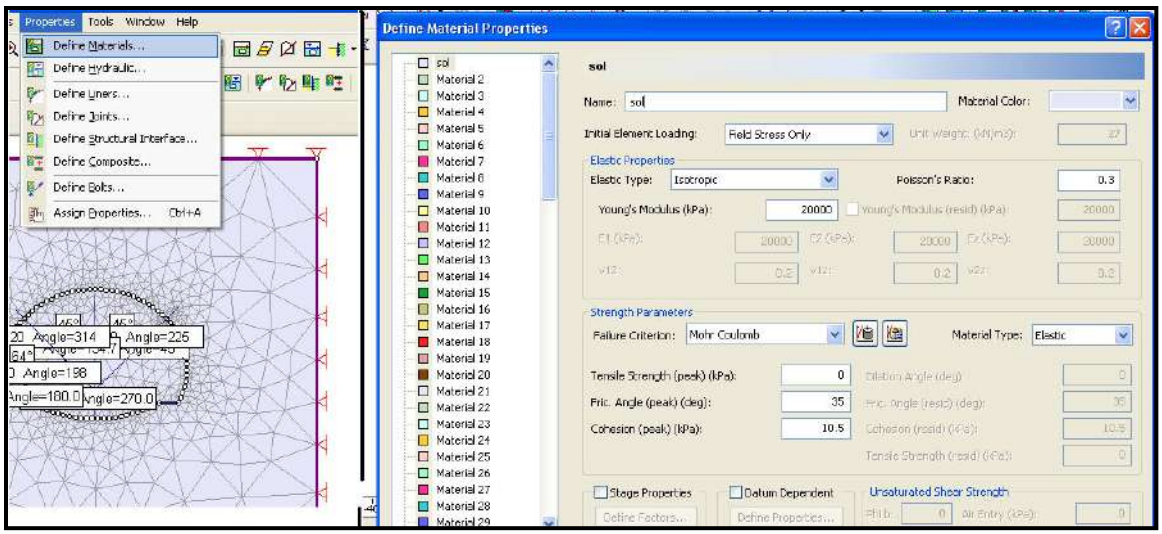


Figure III.14. Définir Matériaux

Depuis que nous allons entrer propriétés avec le premier onglet (Matériel 1) sélectionnée.

Sélectionner: **Properties → AssignProperties**

Bien qu'on ne puisse pas d'affecter les propriétés des matériaux, nous devons utiliser l'option Propriétés Affecter, afin de creuser le matériau de l'intérieur de la limite de l'excavation. Cela se fait facilement en quelques clics de souris.

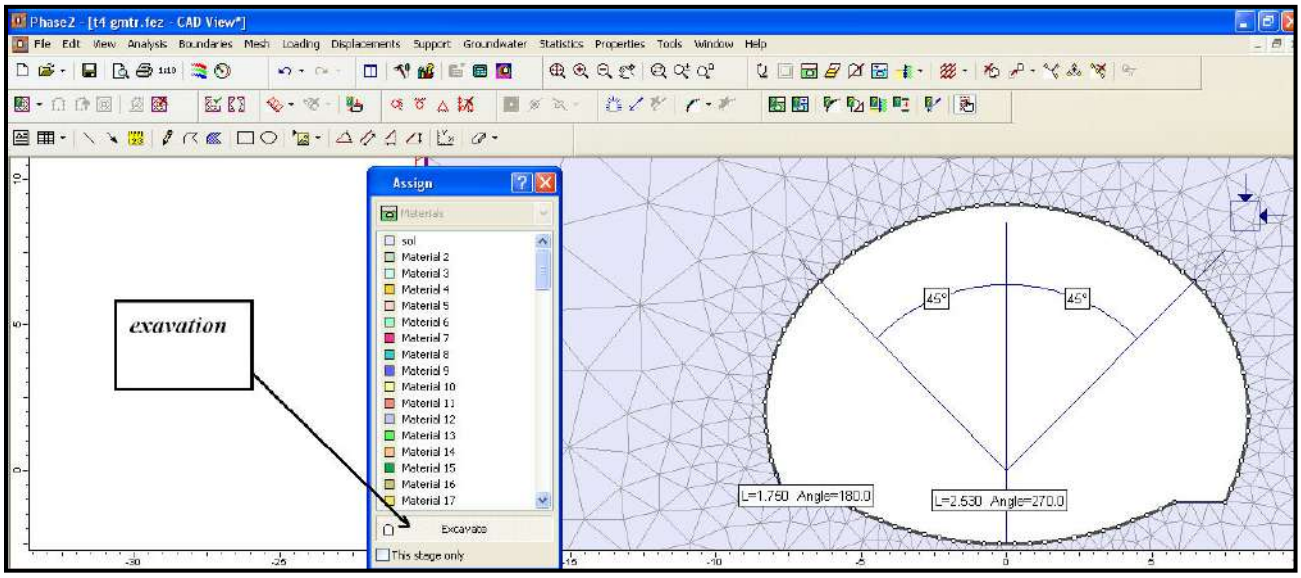


Figure III.15.Attribuer Propriétés

- **Propriétés linéaires**

Sélectionner: **Properties → Define Liners**

Maintenant définir les propriétés de ligne.

Entrez les propriétés de ligne avec le premier onglet sélectionné.

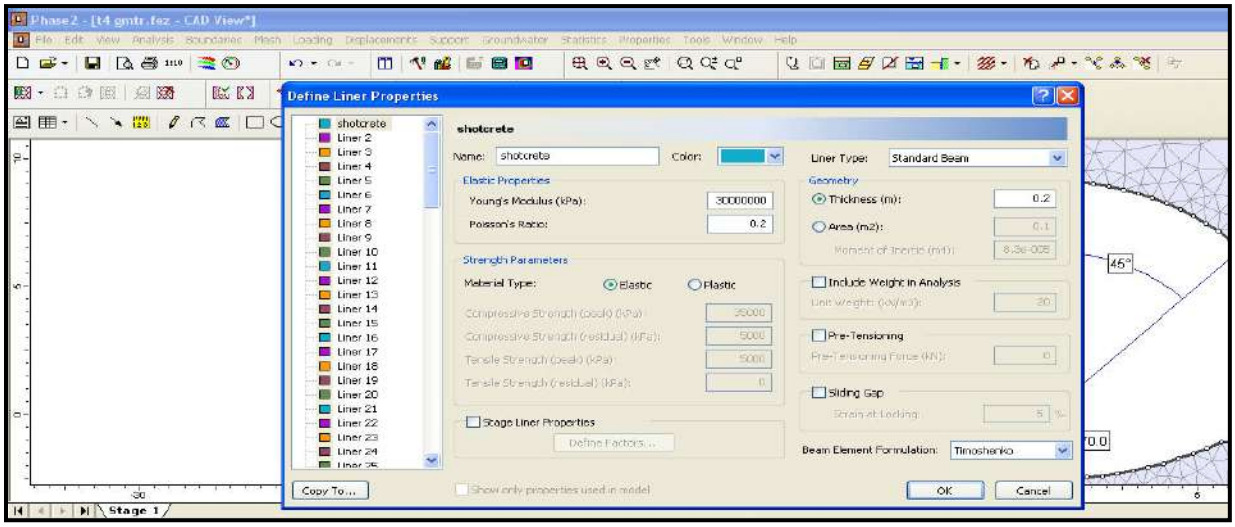


Figure III.16.définir Liners

Nous allons maintenant définir les propriétés de la deuxième couche de la doublure composite. Cliquez sur l'onglet pour Liner 2. Modifiez le nom à béton, le module de et l'épaisseur.

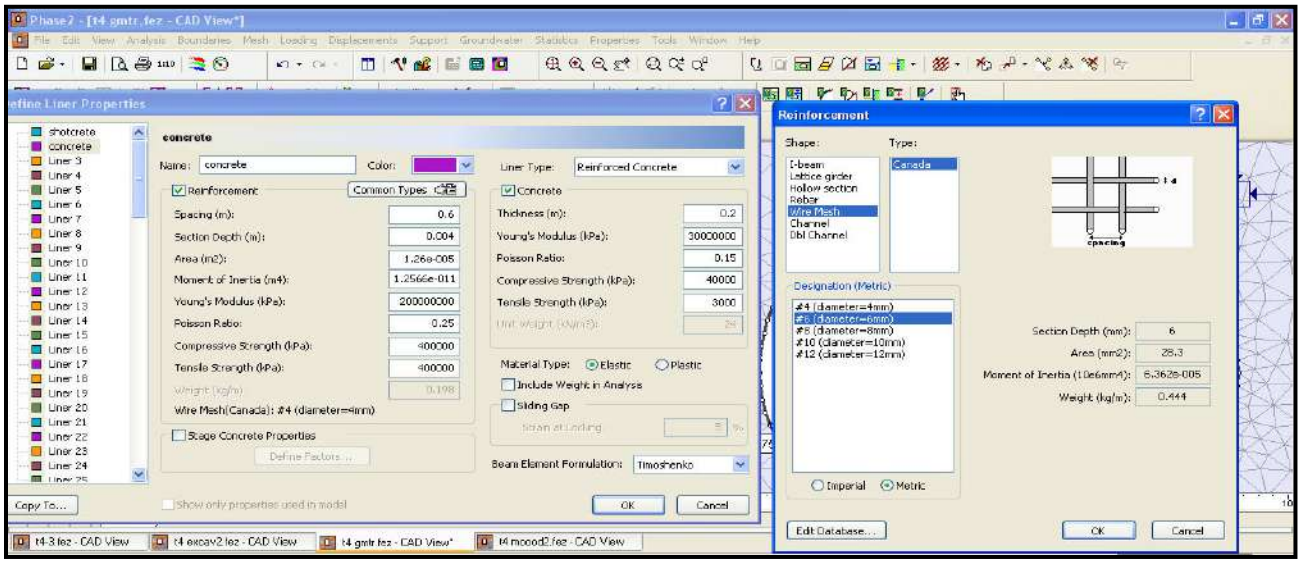


Figure III.17 .définir paramètre béton armé

Propriétés Liner composites

Étanchéités composites sont constitués de deux ou plusieurs doublures simples et éventuellement un (élément de glissement) conjointe entre la roche et la première couche de doublure. Avant de

spécifier les propriétés du revêtement composite, nous allons définir les propriétés des couches de revêtement individuel.

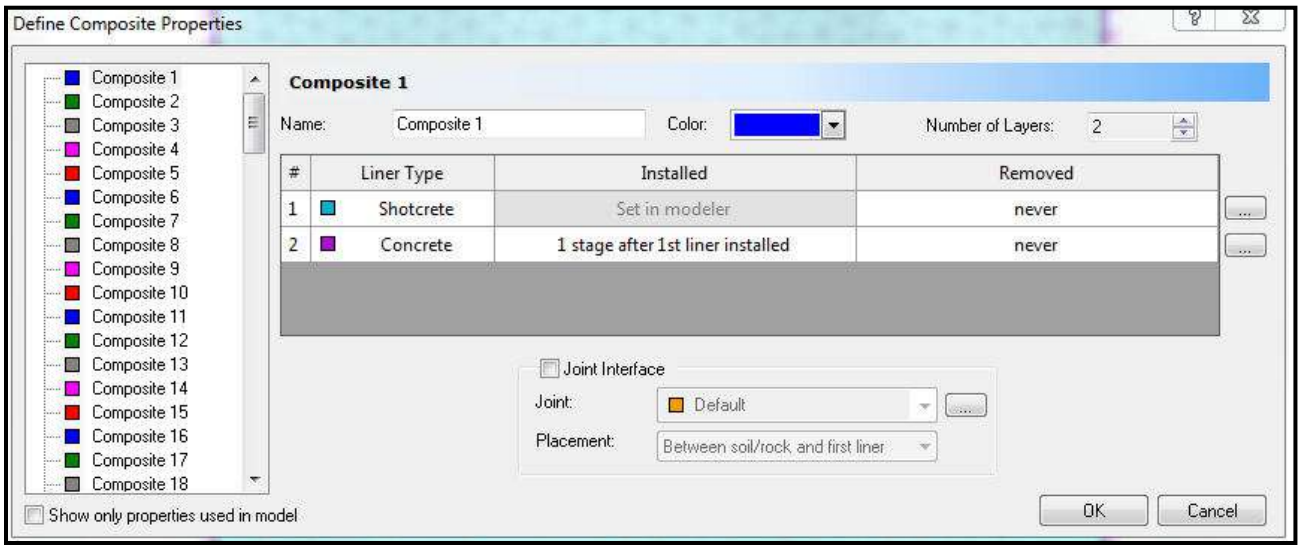


Figure III.18.Propriétés Liner composites

Bolt Properties

Permet de rentrer les propriétés des boulons

Sélectionner: **Properties→ DefineBolts**

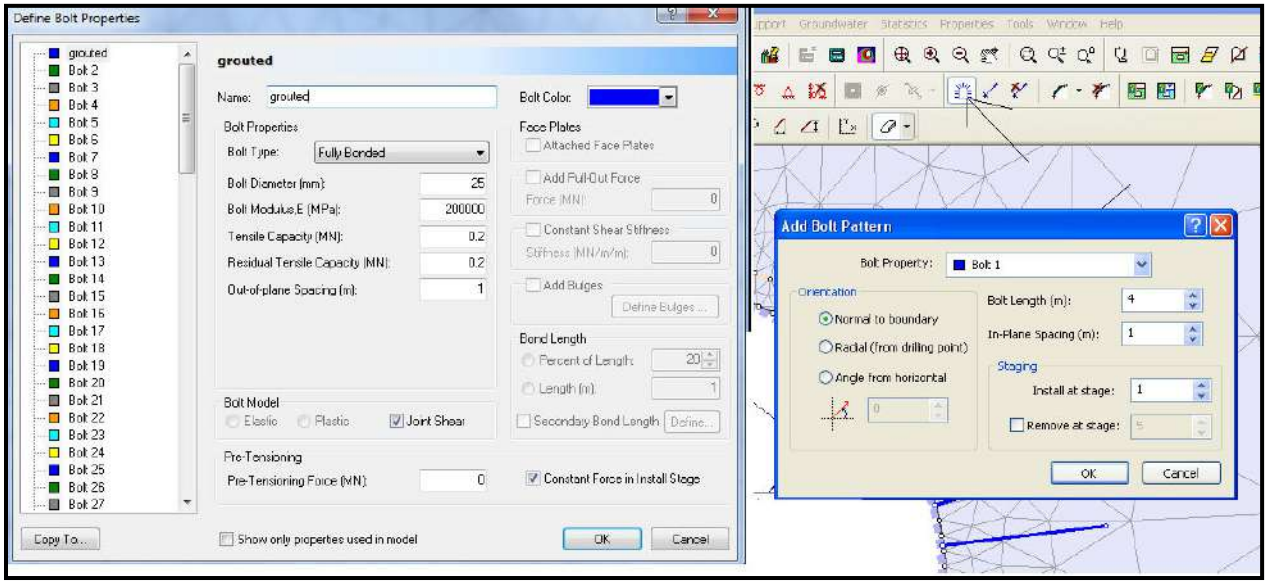


Figure III.19. Propriétés de boulons

Maintenant que la géométrie de boulon est définie, nous allons définir les propriétés de boulons.

➢ Compute

Elle peut le lancement de calcul par le logiciel RS2 :

Sélectionner: **Analysis → Compute**

RS2computeprocédera à l'exécution de l'analyse. Une fois terminé, on sera prêt à voir les résultats et les interpréter.

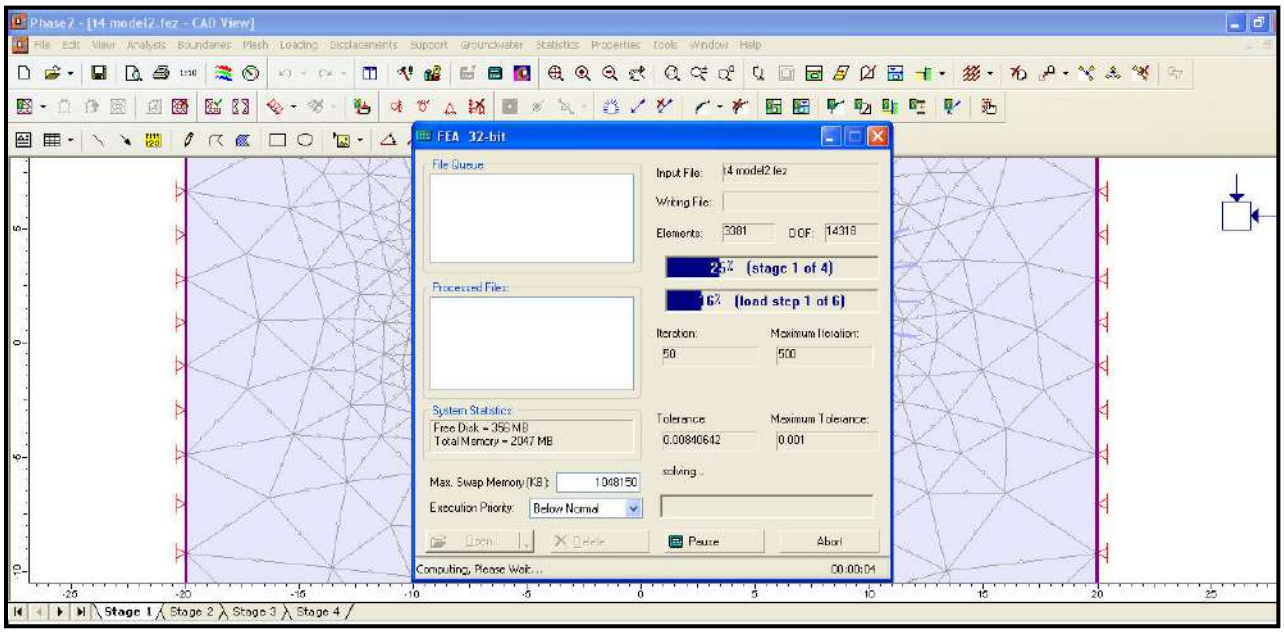


Figure III.20.lancement de calcul

Sélectionner: **Analysis → Interpret**

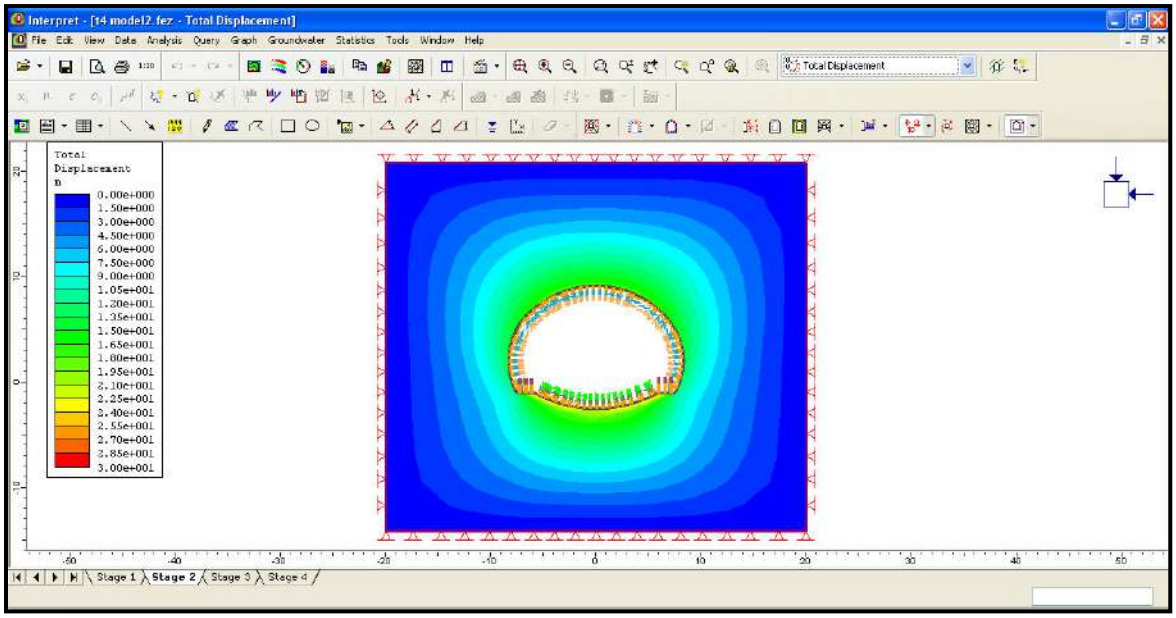


Figure III.21.L'affichage de résultat

Les modèles de comportements intègres dans RS2

Le modèle élastique utilisé dans RS2 est classique, il représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Il comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module de Young E , et le coefficient de Poisson V

Ce modèle est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

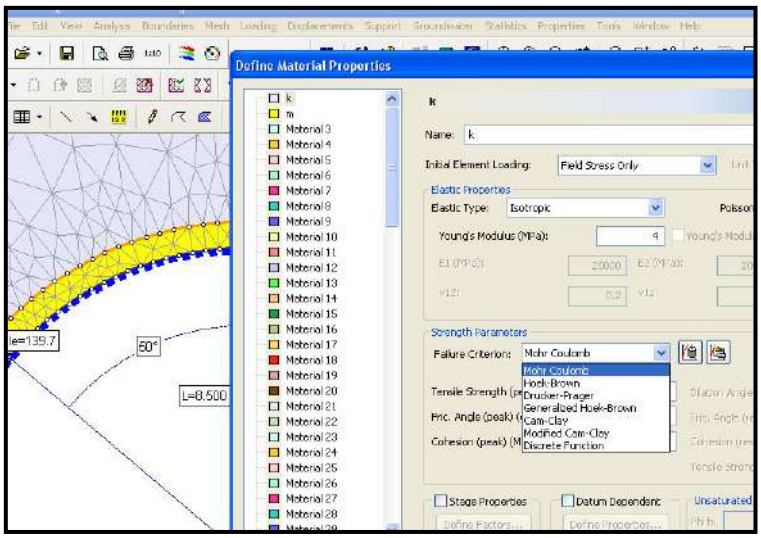


Figure III.22. Choix le modèle de comportement

III.3.3.MODELE DE MOHR-COULOMB

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Il comporte cinq paramètres : le module de Young, le coefficient de Poisson, la cohésion, l'angle de frottement, et l'angle de dilatance.

- **Le module de Young**

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il parait peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au Gmax mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux.

- **Le coefficient de poisson**

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure k0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressible, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable.

- **L'angle de frottement**

RS2 ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier. O attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calculs. Il peut être avisé de commencer des calculs avec les valeurs raisonnables d'angle de frottement (à volume constant, au palier).

- **La cohésion**

La cohésion C c'est à une valeur que nous appellerons l'adhésion théorique, définie comme l'intersection de la surface limite de charge avec l'axe des contraintes normales

Cette adhésion est "théorique" car elle n'est pas mesurée dans un essai en traction.

III.4.Modélisation de la section de tunnel T4

Dans cette partie nous allons modéliser numériquement le point kilométrique [231+253] quine trouve au portail nord gauche. Pour les raisons du renforcement de massif par des inclusions linéiques frontales et radiales.

III.4.1.Présentation de la procédure de simulation :

III.4.1.2.Caractéristiques géométriques et géotechniques :

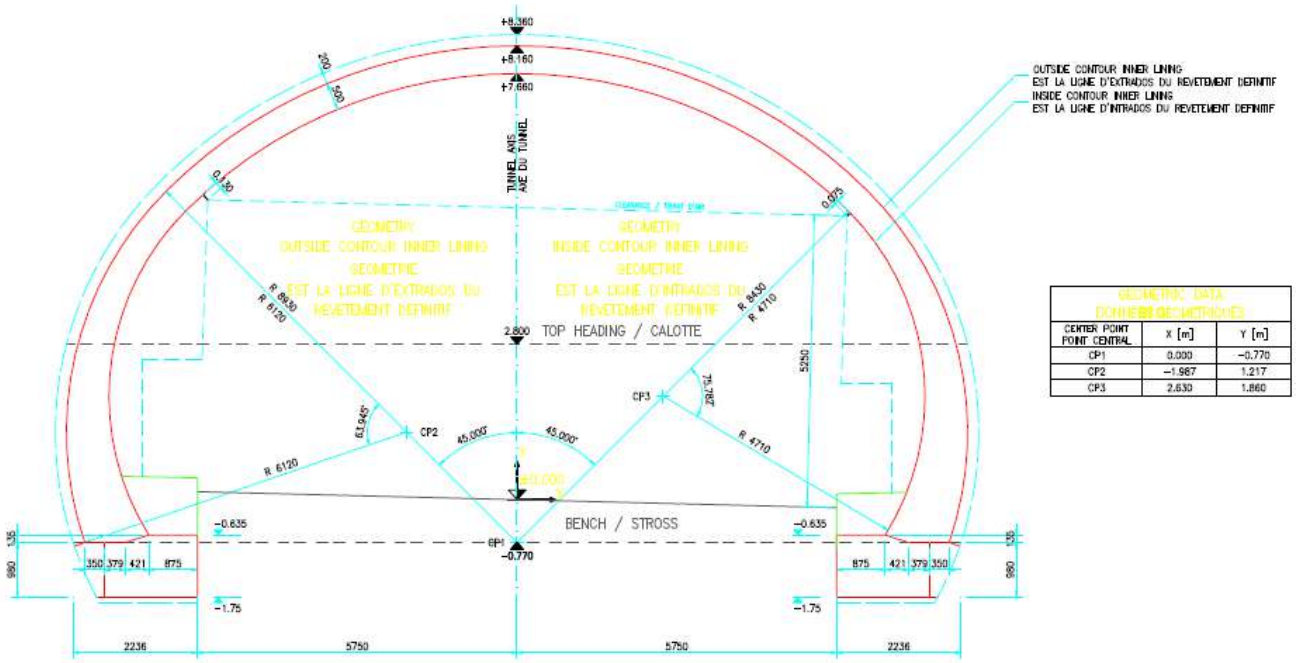


Figure III. 23: Dimensions de tunnel.

L'épaisseur du soutènement est 20cm (contient le béton projeté et les cintres métalliques) et le revêtement définitif est 60cm. L'adhérence béton/sol est supposée parfaite.

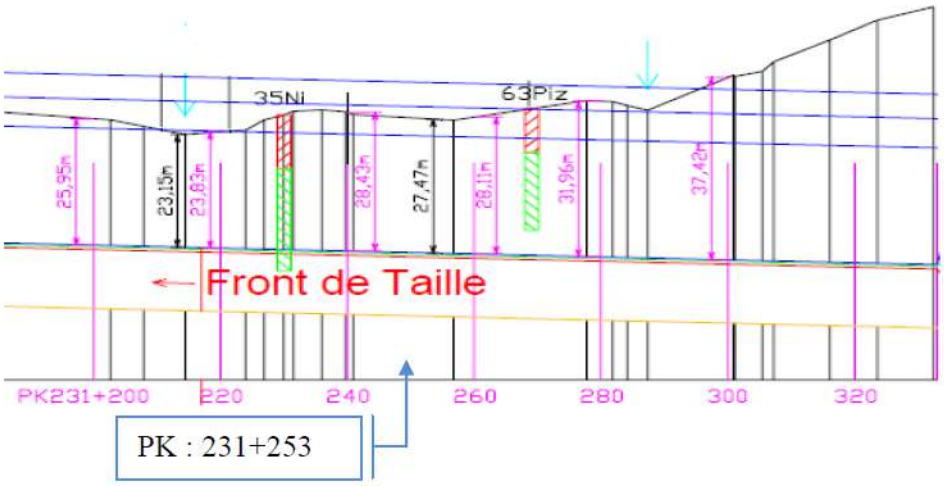


Figure III. 24. Vue en coupe longitudinal de la zone à faible couverture.

III.4.1.2.Les caractéristiques géotechniques utilisées :

On a choisi le modèle Mohr-Coulomb pour modéliser notre section.

		Massif
Loi de comportement utilisée		Molu-Coulomb
Module	MPa	4
Cohésion C	KPa	10
Angle de friction φ	(en degrés)	15
Angle de dilatance ψ	(en degrés)	0
Coefficient de poisson ν		0,3

Tableau III.1. Paramètres mécaniques utilisés lors de la modélisation.

La nappe phréatique n'a aucune influence sur le comportement du tunnel.

III.4.1.3. Boulonnage radial :

Les boulons utilisés sont des boulons à scellement réparti (scellement au mortier de ciment), leur longueur est 4m espacé suivant l'axe du tunnel de 1m. Les boulons sont représentés par des éléments linéaires et la liaison entre boulon/sol est supposée parfaite.

III.4.1.4. Le maillage :

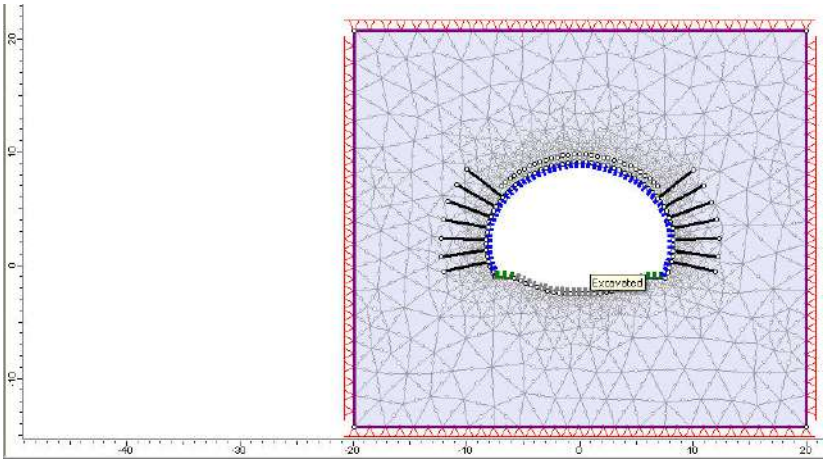


Figure III. 25. Le maillage adopté pour le calcul

Le terrain a été modélisé par des éléments triangulaires prismatiques à 6nœuds et le maillage nécessite d'être raffiné dans les zones de forte variation des contraintes.

III.4.2. Les différentes analyses adoptées :

On à modéliser une section de tunnel T4 en utilisant la méthode FIT, avec les différents modes de soutènements et de renforcements

Explication de la méthode FIT :

Le soutènement de la méthode **FIT** est constitué de :

- Cintres métalliques HEB 200 + une couche béton projeté + treillis soudé + les boulons d'ancrage (14 boulons) + des tubes (GFRP) renforcés par de fibre de verre au noyau d'avancement.

III.4.2.1.Phasage de calcul:

III.4.2.1.a. Phase 1 (stage 1)

Les caractéristiques du soutènement:

- **Cintres métalliques HEB 200 :**

Choix le type de center métalliques

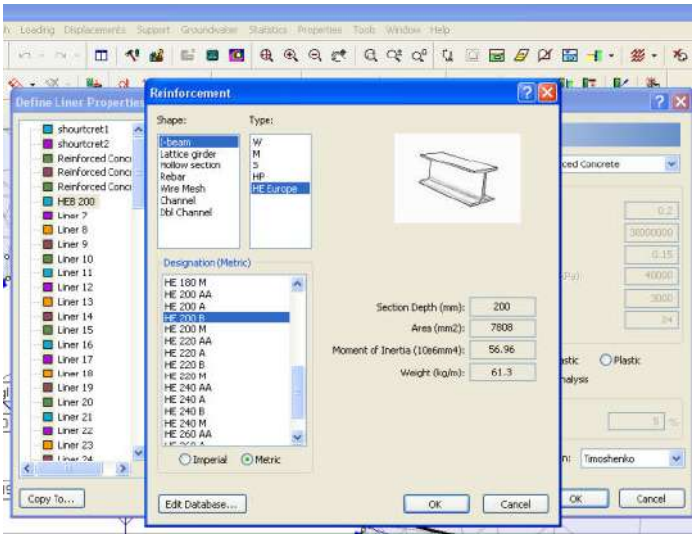


Figure III. 26. Cintres métalliques HEB 200

- **Treillis soudé**

Choix le type de Treillis soudé

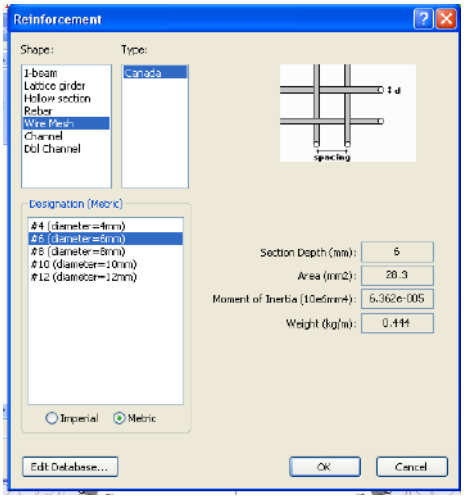


Figure III. 27. Treillis soudé

- **Les caractéristiques de boulons radiaux utilisés**

	L (m)	E (MPa)	d (mm)	F_{max} (traction) (KN)
Boulons	4	$2* 10^5$	25	350

Tableau III.2: Caractéristiques mécaniques de boulons.

- **Les caractéristiques de Béton projeté**

	E (MPa)	I (m^4)
Béton projeté	10.000	$5.33 * 10^{-3}$

Tableau III.3.Caractéristiques Béton projeté.

La figure suivant représente le renforcement final

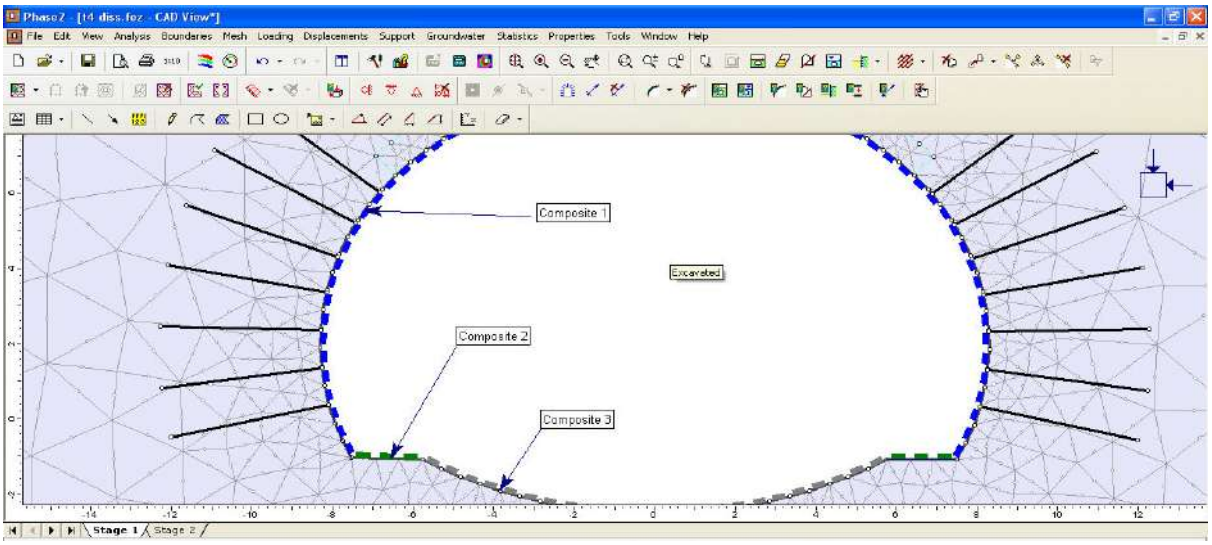


Figure III. 28. Section T4 avec renforcement (phase 1)

- **Caractéristique de renforcement**

Composite 1

- Cintres métalliques HEB 200
- Béton projeté d'épaisseur 0.2 m
- Treillis soudé avec Béton (Reinforced Concret1)d'épaisseur 0.5 m

Composite 2

- Cintres métalliques HEB 200
- Béton projeté d'épaisseur 0.1 m
- Treillis soudé avec Béton (Reinforced Concret2) d'épaisseur 1.115 m

Composite 3

- Cintres métalliques HEB 200
- Béton projeté d'épaisseur 0.1 m
- Treillis soudé avec Béton (Reinforced Concret3) d'épaisseur 0.6 m

III.4.2.1.b. Phase 2(stage 2)

Le soutènement de 2eme cas est celui du premier mais on ajoute la voûte parapluie sur le tiers ou le quart supérieur de la calotte

La voûte parapluie consiste à mettre des barres d'acier longitudinales inclinées à certain angle ($\approx 90^0$), l'avantage est d'assurer une stabilité suffisante durant l'excavation et limiter les déformations.

Les barres d'aciers utilisées dans le tunnel T4 consistent de vingt sept tubes qui font 12,25m de longueur et un diamètre égal 11,4cm. Le matériau d'injection qu'il a été utilisé est de la résine de silicate (donne une forte liaison interne entre les sols).

Chaque groupe de tubes est séparé par une distance de 9m ; c'est-à-dire, on met le premier groupe puis on excave 9m pour placer le deuxième et ainsi de suite

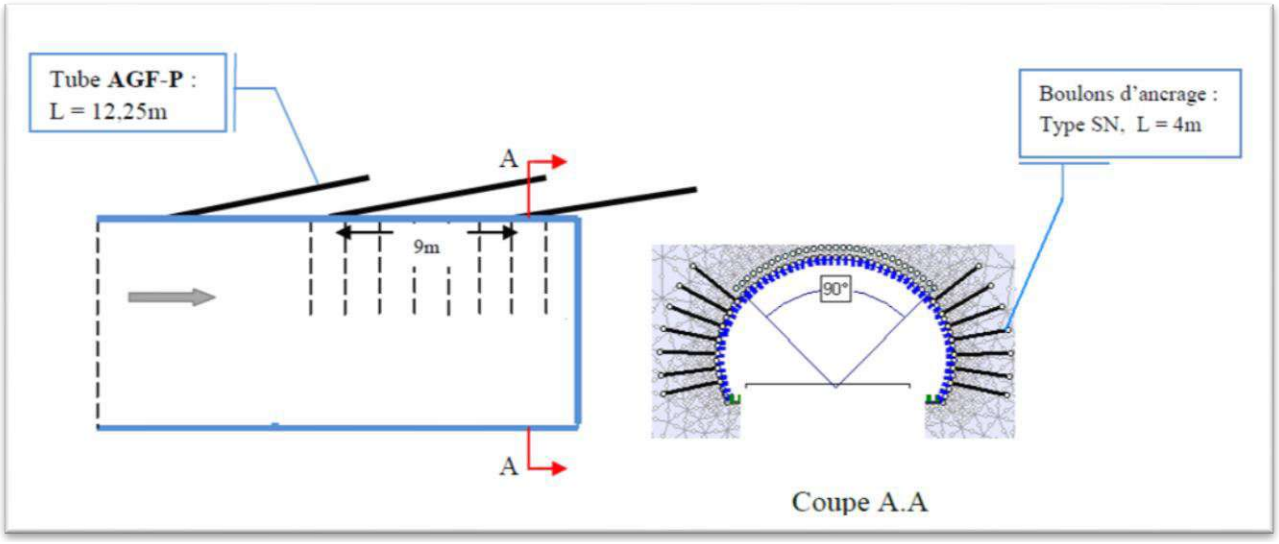


Figure III. 29. Schéma représente la méthode de la voûte parapluie.

Logiciel RS2 permet seulement de dessiner des boulons suivant le plan [X, Y], c'est-à-dire les boulons radiaux. Mais si on a un tunnel renforcé frontalement ou par des inclusions inclinées suivant la direction Z, il faut utiliser la méthode d'homogénéisation.

L'homogénéisation d'un massif de sol renforcé, consiste à remplacer (boulons et sol) par un matériau homogènes équivalent, représentatif du sol. Pour remplacer le sol par un matériau homogène, on utilise soit un module de déformation équivalent ou une cohésion équivalente. Dans notre modélisation, on utilise un E_{eq} (Voir figure suivant)

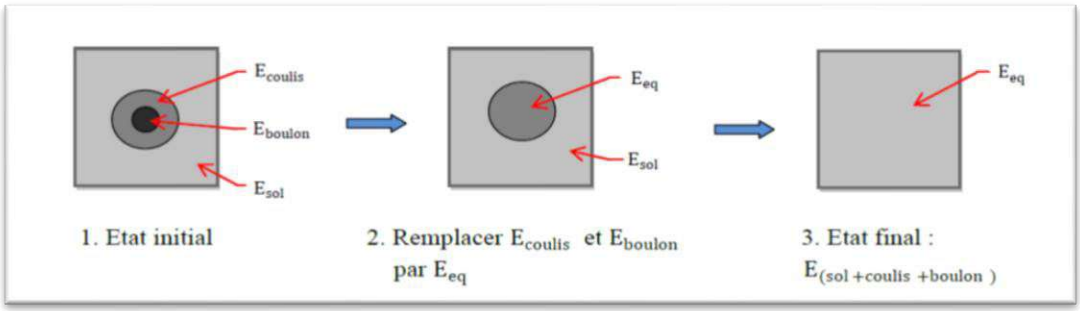


Figure:30. Principe de la méthode d'homogénéisation.

➢ Représentativité de la cellule de base :

Nous allons tout d'abord définir la cellule de base. Ce terme représente la structure élémentaire du composite sol/boulons, autrement dit, c'est le plus petit volume contenant les matériaux constitutifs du sol renforcé. La figure suivante illustre notre cellule de base (pour la voûte parapluie).

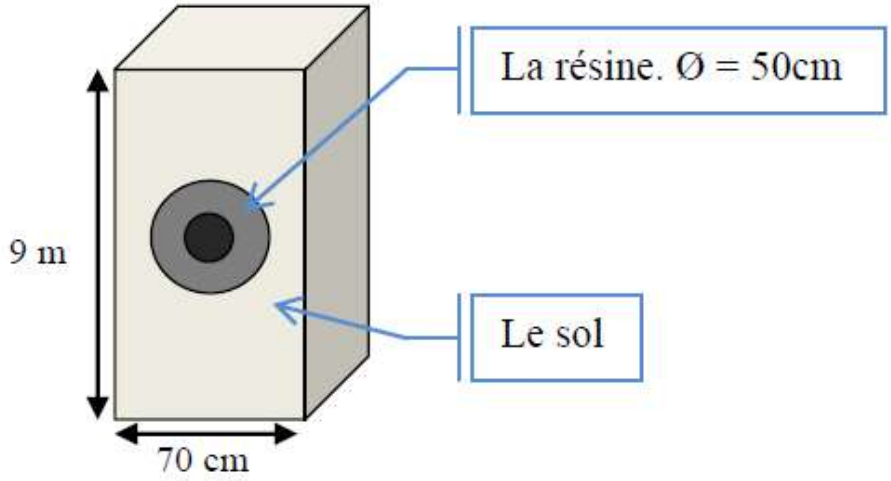


Figure:31. Cellule de base représentative du sol renforcé.

La représentativité de cette cellule de base définit l'aptitude de celle-ci à représenter la réalité sur l'ensemble du massif renforcé.

La densité de boulonnage D_b, en d'autre terme le nombre d'inclusions par mètre carré de paroi se doit être assez élevée afin que la méthode d'homogénéisation puise être employée (la fraction surfacique de renforcement d $=section_{renf}/\ section_{cellule}$doit être suffisamment faible d<<1), et que la rigidité des boulons soit beaucoup plus grande que celle du sol.

➢ Détermination du module équivalent :

Pour déterminer le E_{eq}, on utilise le tenseur des contraintes homogénéisé qui provient de la somme de la contribution de chacun des deux matériaux, ou on utilise directement la formule suivante :

$$E_{eq} = \frac{E_s A_s + E_{couli}\, A_{couli} + E_b A_b}{b * h}$$

$b * h$: Surface de la cellule de base.

A : Surface du matériau.

	E (MPa)	**A** (m^2)	**E.A** (KN)	**b*h** (m^2)	E_{eq} (MPa)	E_{eq}/E_{sol}
Sol	4	6,1	$2,44 * 10^4$	6,3	1146,7	286,68
Boulons	$2 * 10^5$	$6 * 10^{-3}$	$1,2 * 10^6$			
La résine	$3 * 10^4$	0,2	$6 * 10^6$			

Tableau III.5. Détermination du module équivalent pour la voûte parapluie.

A partir de la détermination du module équivalent, on dessine directement la couche homogénéisée (voir figure suivant) :

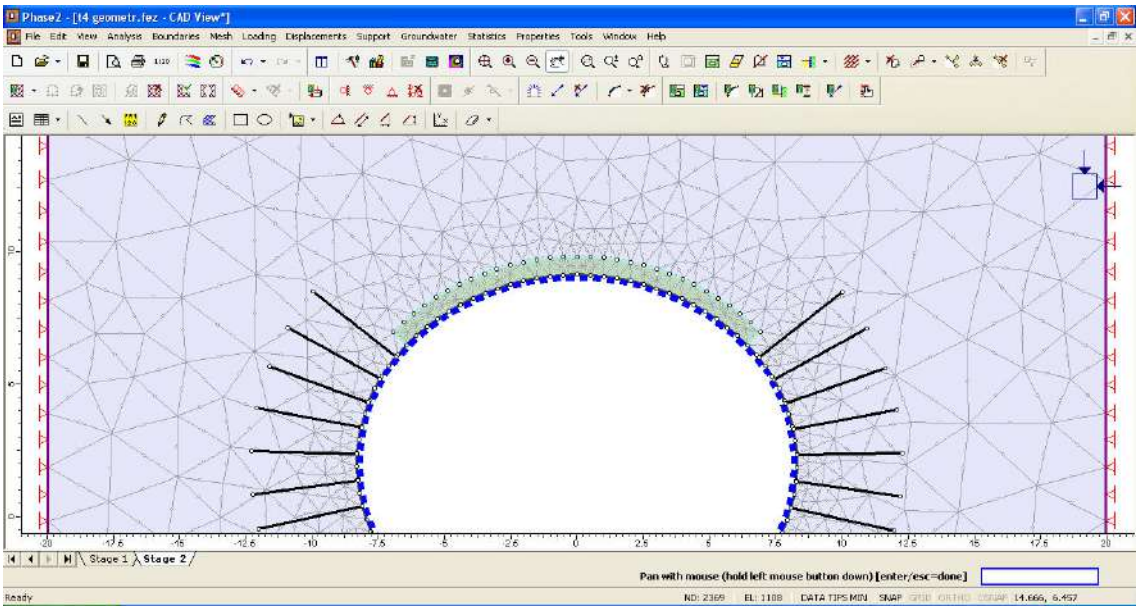


Figure III. 32. Section T4 avec la couche homogénéisée

III.4.3.Résultat

- **Déformation**

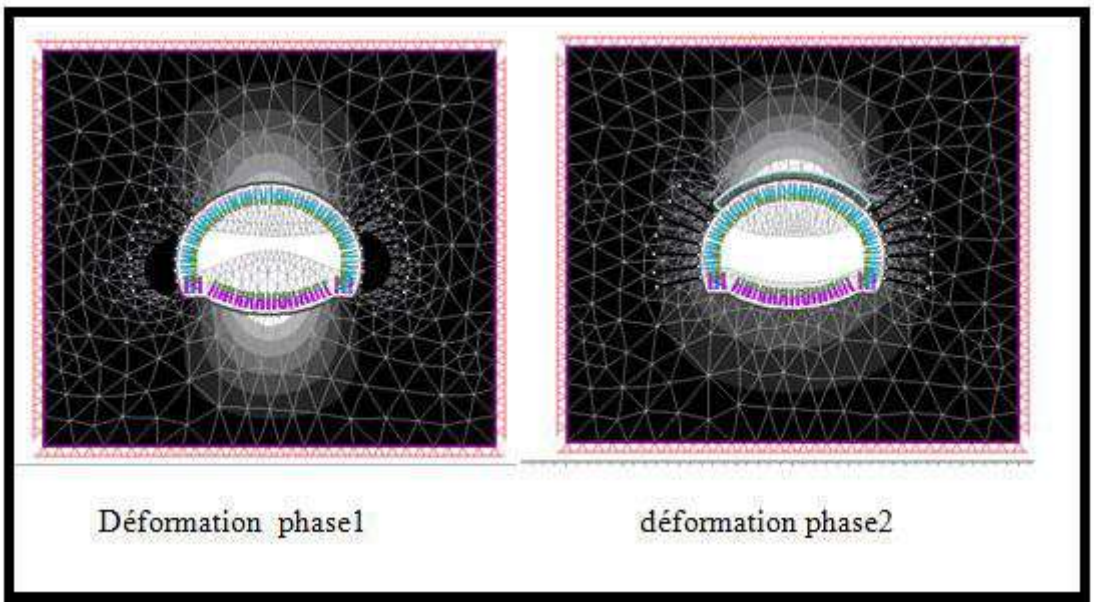


Figure III. 33. déformation obtenu

- **Déplacement**

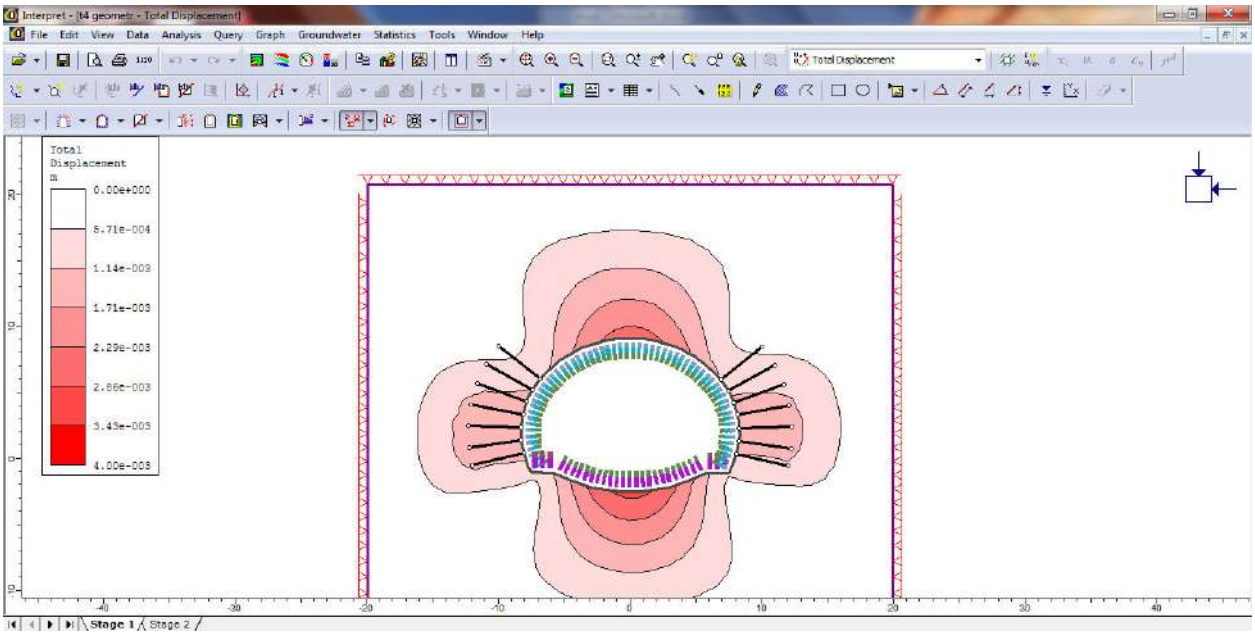


Figure III. 34. Déplacement totale phase 1

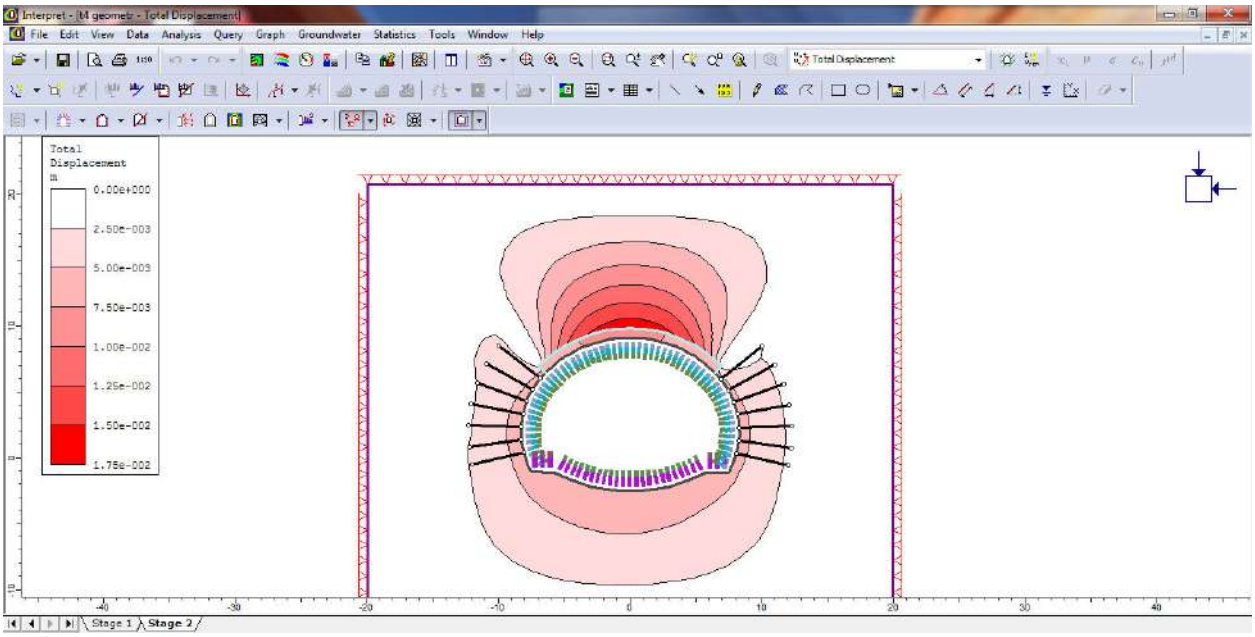


Figure III. 35. Déplacement total phase 2

➢ **Force axial dans les boulons**

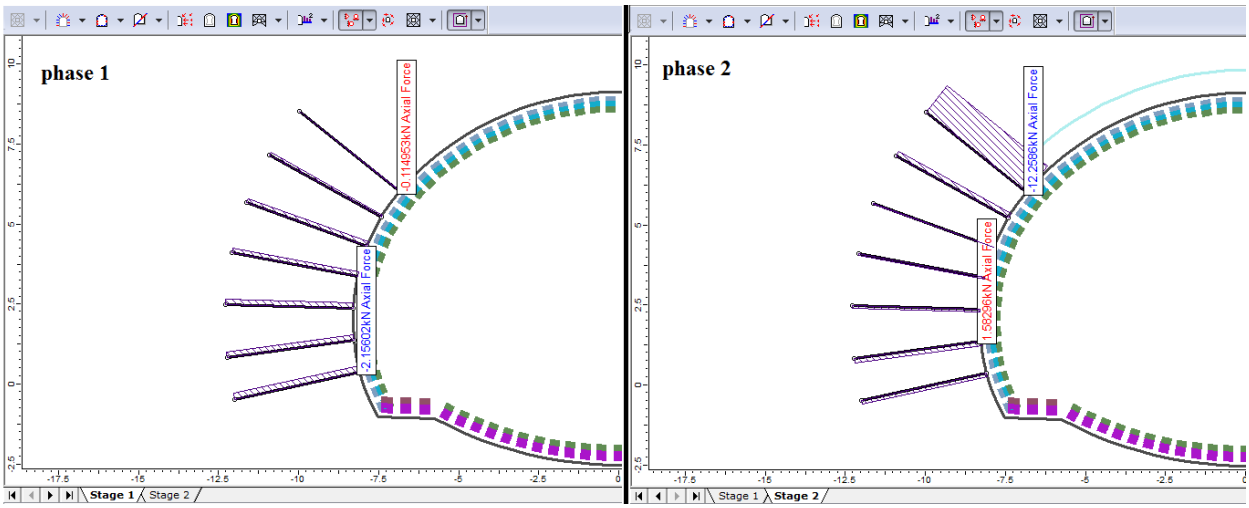


Figure III. 36. Force axial dans les boulons

III.4.3. Conclusion

L'instrumentation mis en place dans le tunnel joue un grand rôle pour observer le comportement du terrain et le soutènement pendant le creusement. Selon les mesures, les déplacements enregistrés en faible couverture sont relativement élevés par rapport aux autres sections.

Du fait que le comportement du sol de certains points est hétérogène, le recours aux méthodes de renforcement est inéluctable pour arrêter tous les mouvements surtout l'extrusion. Donc le renforcement et l'auscultation de tunnel T4 ont permis également d'améliorer la sécurité du personnel et limiter les désordres du tunnel.

IV. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous présentons les principes résultats obtenus et la discussion les résultats ce qui représente la déformation, déplacement, les forces, contrainte de béton.

IV.1. Déformations principales :

Les déformations principales sure le mure de soutènement pour phase 1 et phase 2 sont présentées sur les figures (IV.1 et IV.2).

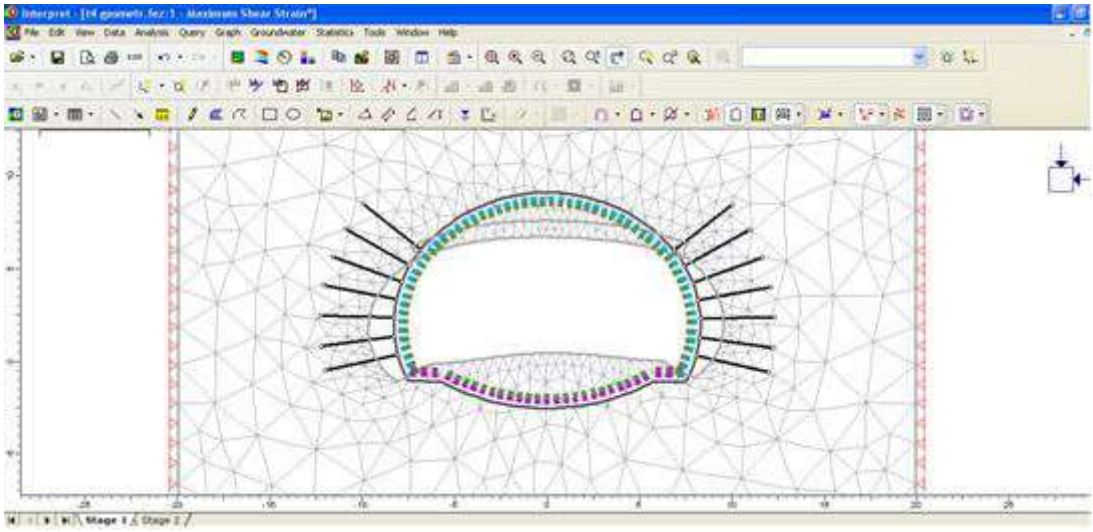


Figure IV.1 .déformation du tunnel phase1

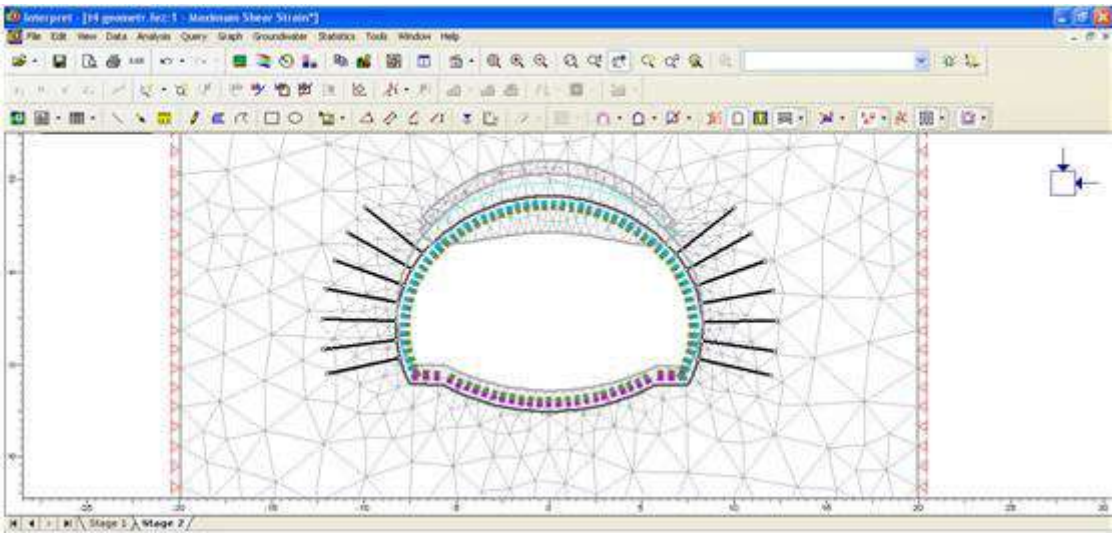


Figure IV.2.déformation du tunnel phase2

D'emblée, on remarque que la déformation sur la phase 1 c'est différent par rapport à la phase 2.

Nous allons voir ce différent à travers le déplacement front de taille du tunnel dans des prochaines étapes.

- **Vecteurs de déformation**

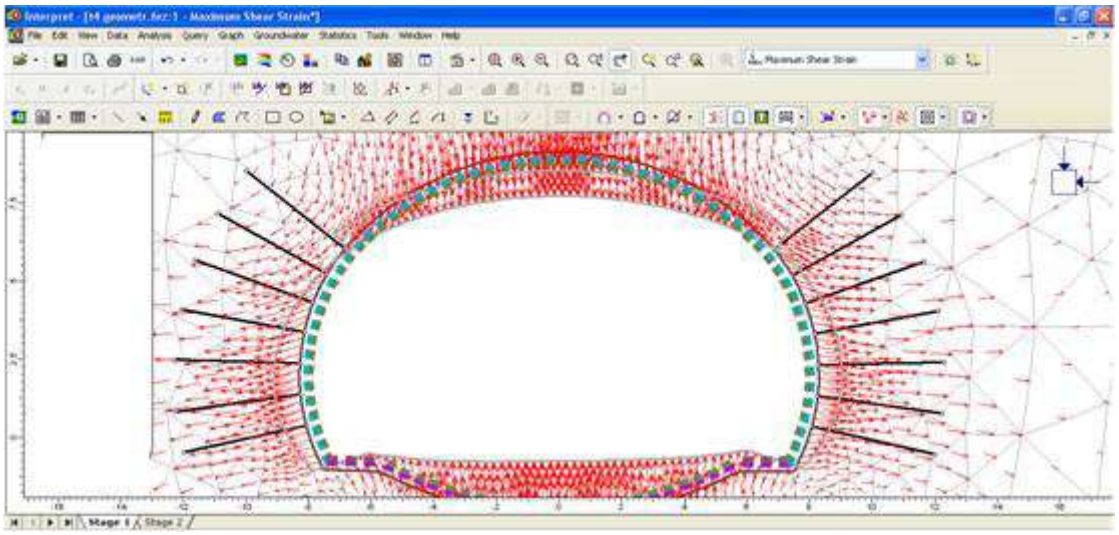


Figure IV.3. Vecteurs déformation phase1

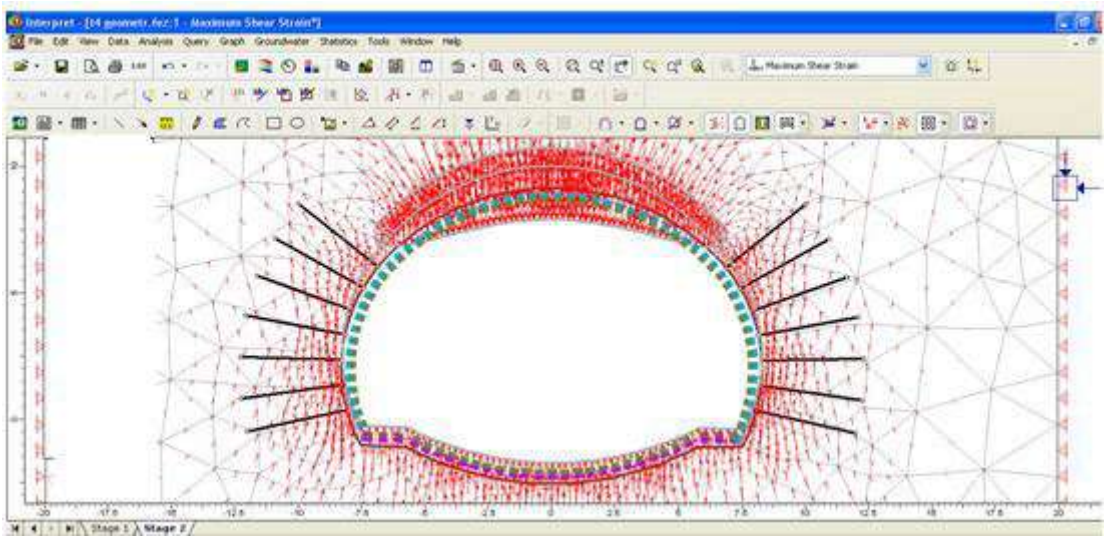


Figure IV.4. Vecteurs déformation phase2

IV.2. Déplacement

IV.2. 1. Déplacement Horizontal

Les figures ci-dessous (IV.5. et IV.6) montrent l'évolution le déplacement horizontal dans le massif pour phase 1 et phase 2

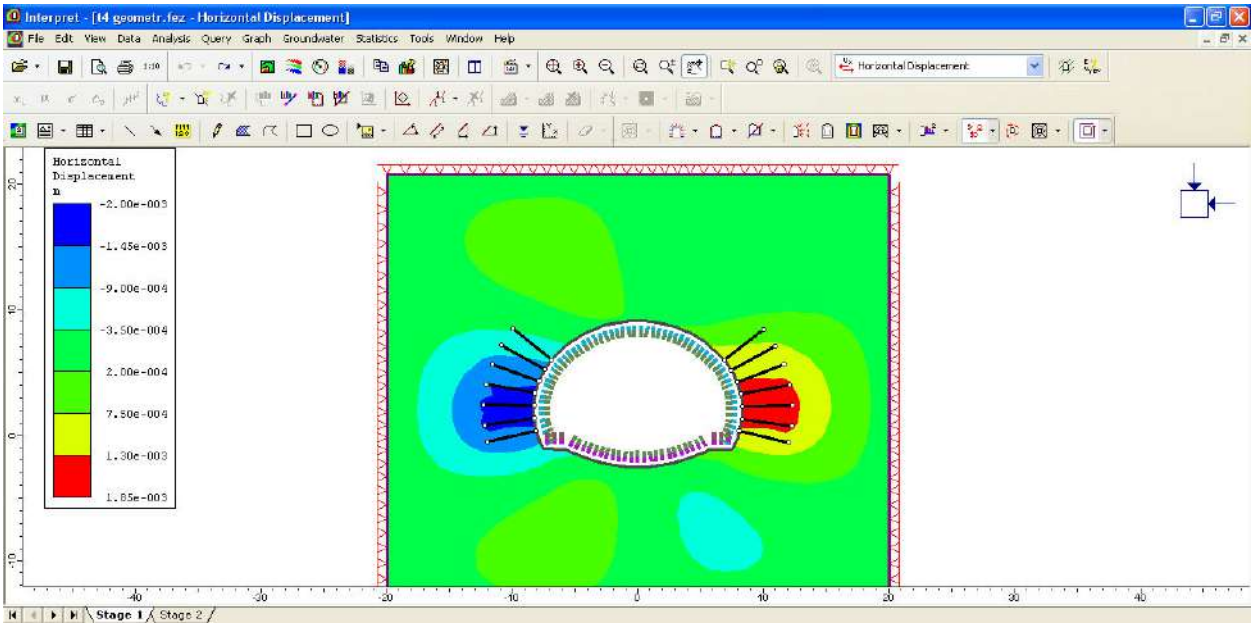


Figure IV.5. Déplacement horizontal phase 1

Le déplacement maximal observé c'est -0.002 m.

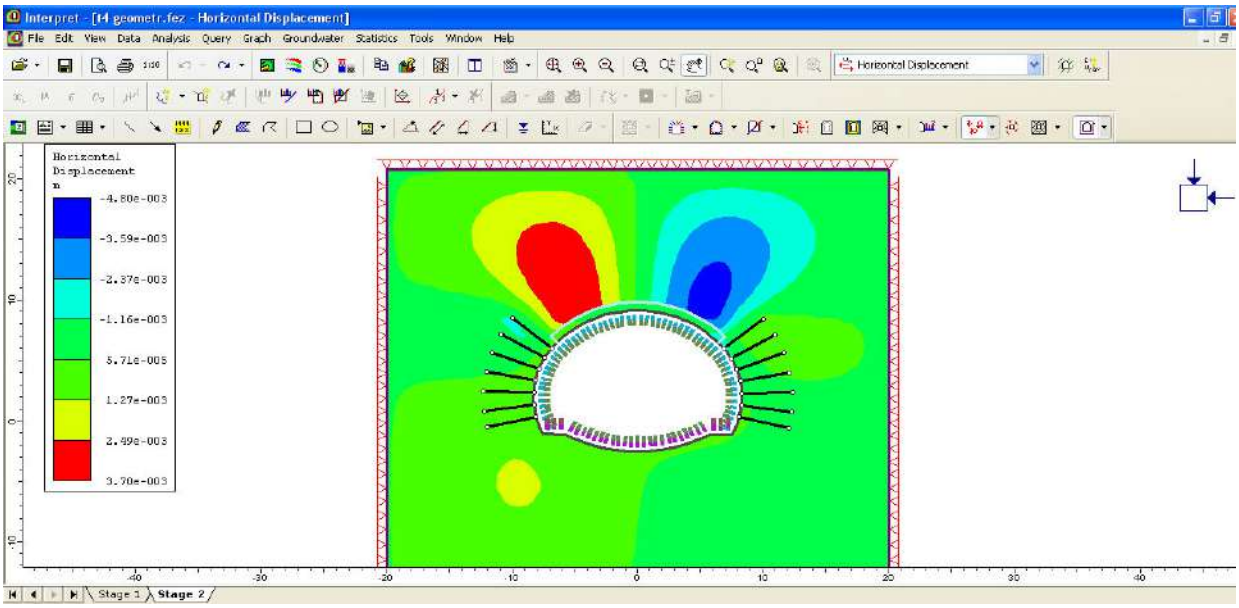


Figure IV.6. Déplacement horizontal phase2

Le déplacement maximal observé c'est - 0.004 m.

❖ Diagramme de déplacement horizontal sure le mure de soutènement de tunnel

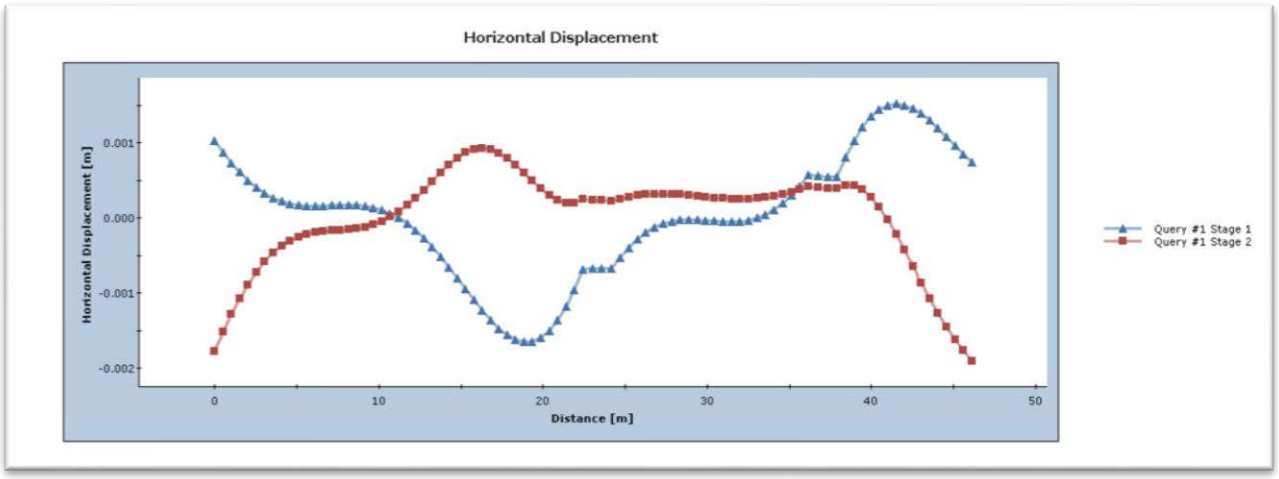
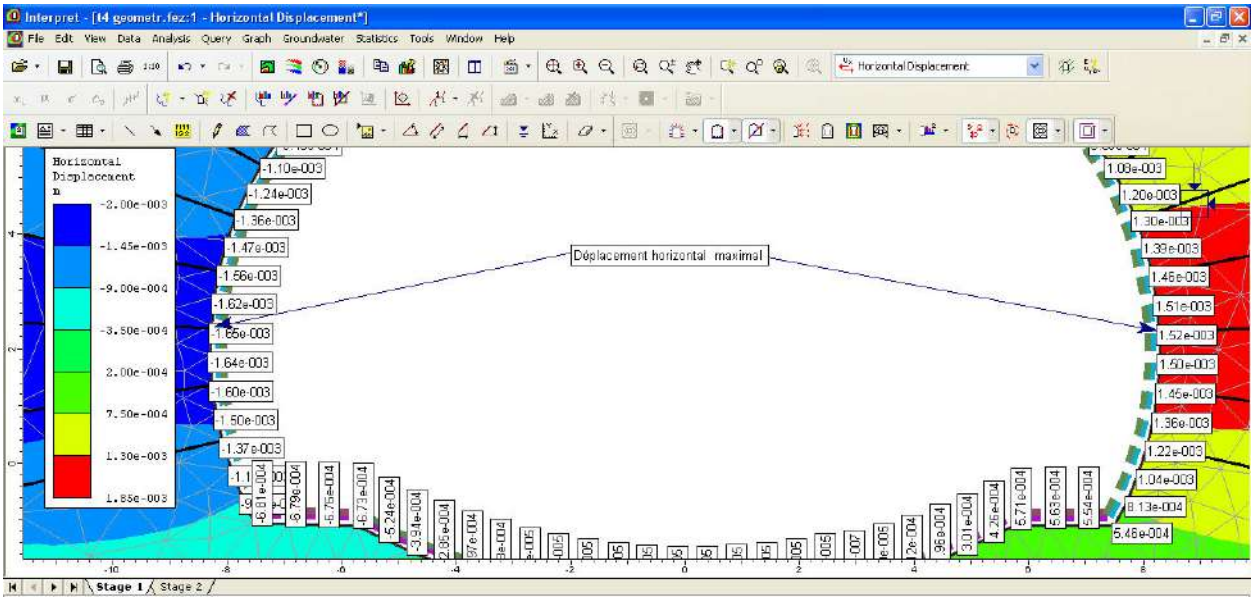


Figure IV.7. Diagramme de déplacement horizontal

Le diagramme de déplacement horizontal de la limite de tunnel représente le déférent déplacement horizontal de parois du tunnel entre phase 1(stage 1) et phase 2 (stage 2)

Les valeurs maximales de déplacement horizontal pours phase 1 : -0.00166 m et + 0.00152 m

Pour la phase 1 (stage 1) les points maximale de déplacement sur l'axe x représenté pare la figure suivant (Figue IV.8.)



Figue IV.8. Déplacement horizontale maximal phase 1

Les valeurs maximales de déplacement horizontal pours phase 2 : -0.0019 m et + 0.00152 m

Pour la phase 2(stage 2) les points maximale de déplacement sur l'axe x représenté pare la figure suivant

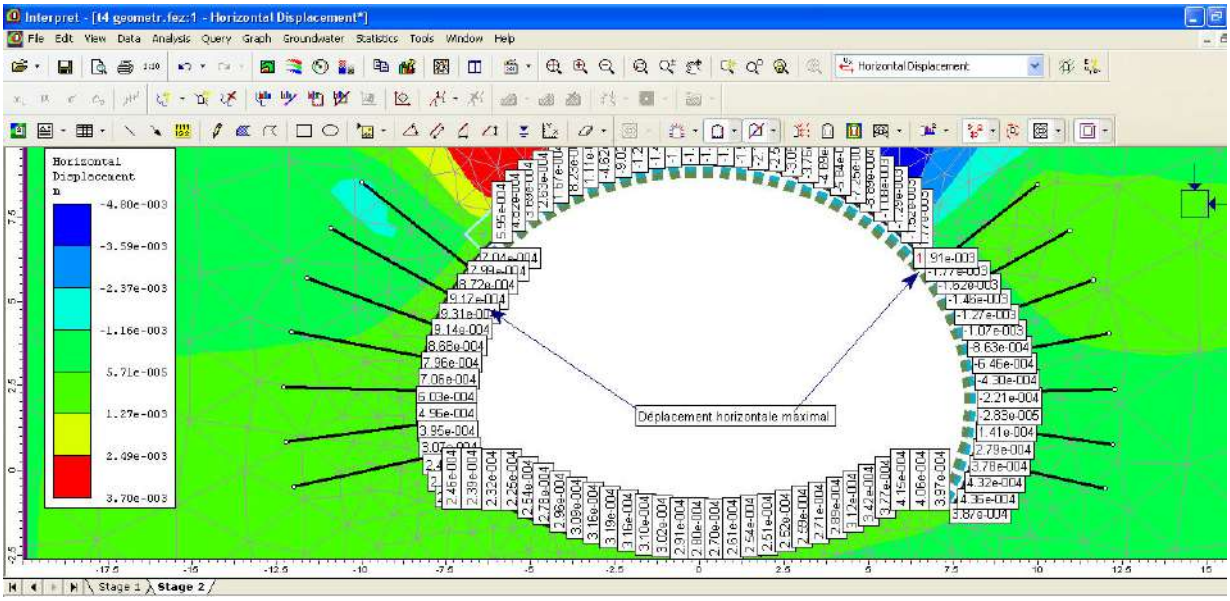


Figure IV.9. Déplacement horizontale maximal phase 2

IV.2. 2. Déplacement Vertical

Les figures ci-dessous (IV.10. et IV.11) montrent l'évolution le déplacement vertical dans le massif pour phase 1 et phase 2

- phase 1

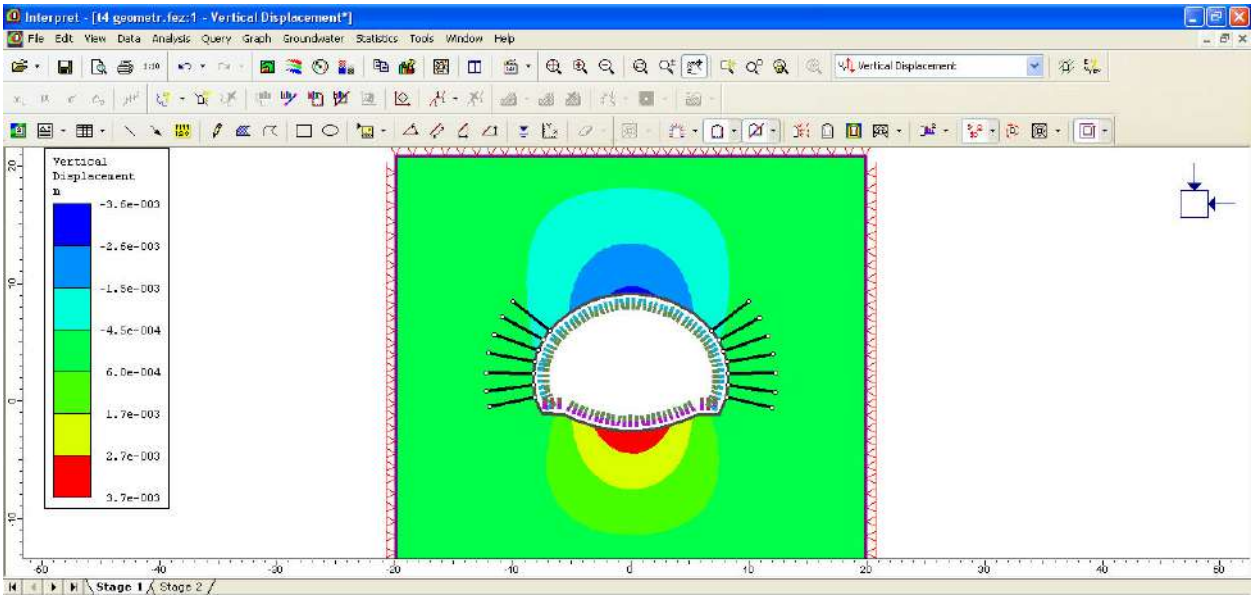


Figure IV.10. Déplacement horizontal phase1

Le déplacement maximal observé c'est 0.0037 m

➢ phase 2

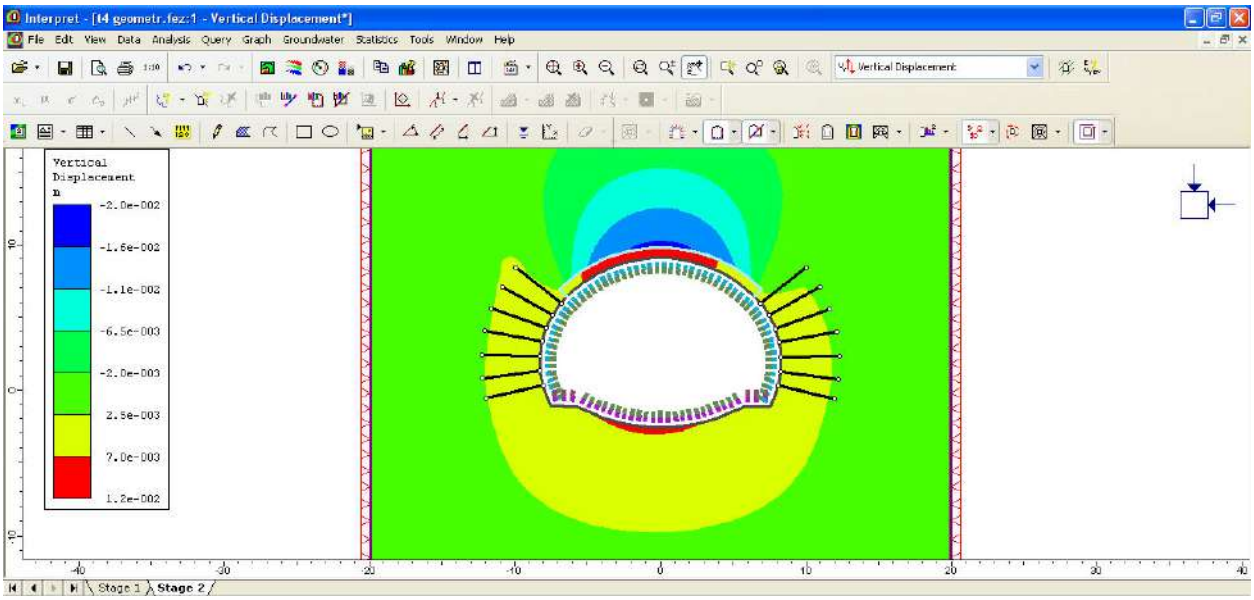


Figure IV.12. Déplacement vertical phase2

Le déplacement maximal observé c'est 0.002 m

❖ Diagramme de déplacement vertical sure le mure de soutènement de tunnel

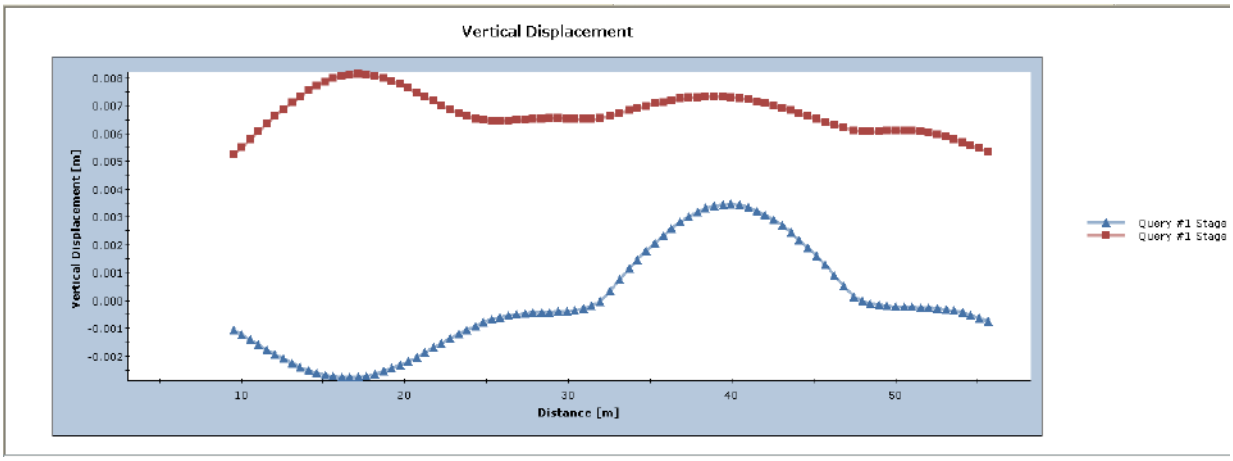


Figure IV.13. Diagramme de déplacement vertical

Le diagramme de déplacement verticale de la limite de tunnel représente le déférent déplacement verticale de parois du tunnel entre phase 1(stage 1) et phase 2 (stage 2)

Les valeurs maximales de déplacement vertical pours phase 1 : -0.00276 m et + 0.00344 m

Pour la phase 1 (stage 1) les points maximale de déplacement sur l'axe y représenté pare la figure suivant (IV.14).

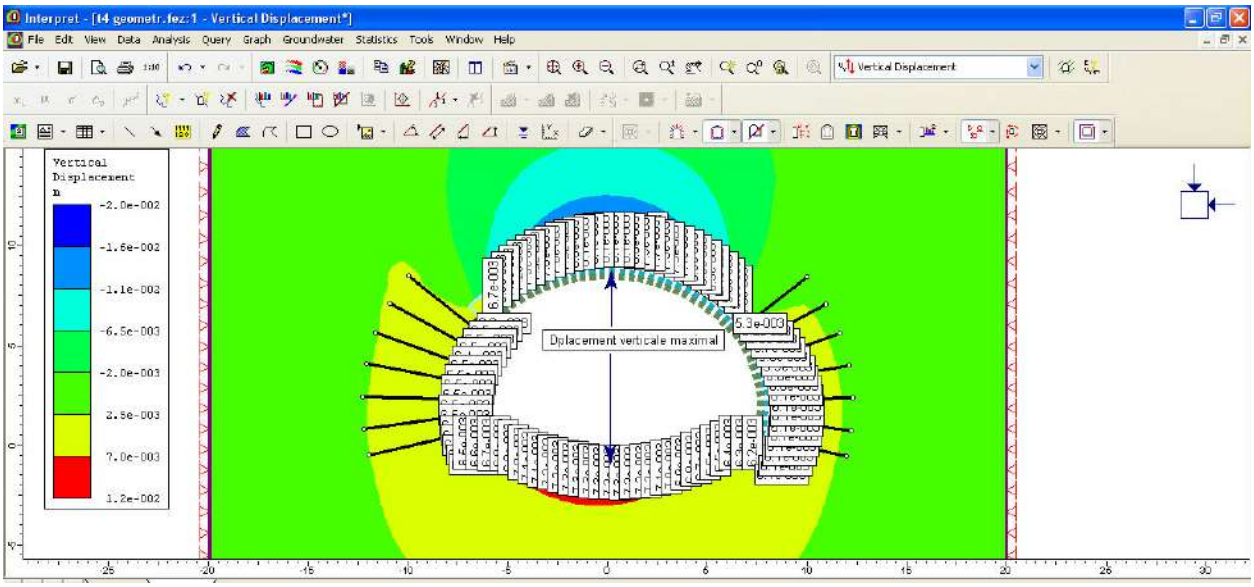


Figure IV.14. Déplacement verticale maximal phase1

Les valeurs maximales de déplacement vertical pours phase 2 :+0.00083 m et + 0.0073 m

Pour la phase 2(stage 2) les points maximale de déplacement sur l'axe y représenté pare la figure suivant (IV.15)

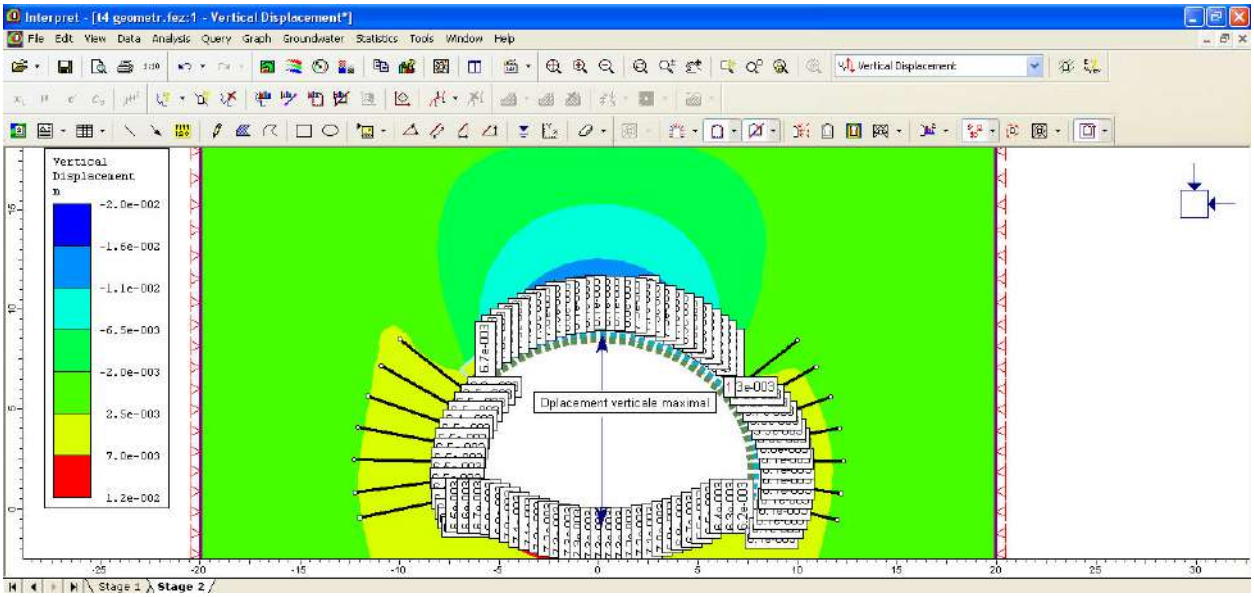


Figure IV.15. Déplacement verticale maximal phase 2

IV.2. 3.Déplacement Total

Les figures ci-dessous (IV.10. et IV.11) montrent l'évolution le déplacement vertical sur les axes x et y dans le massif pour phase 1 et phase 2

- phase 1

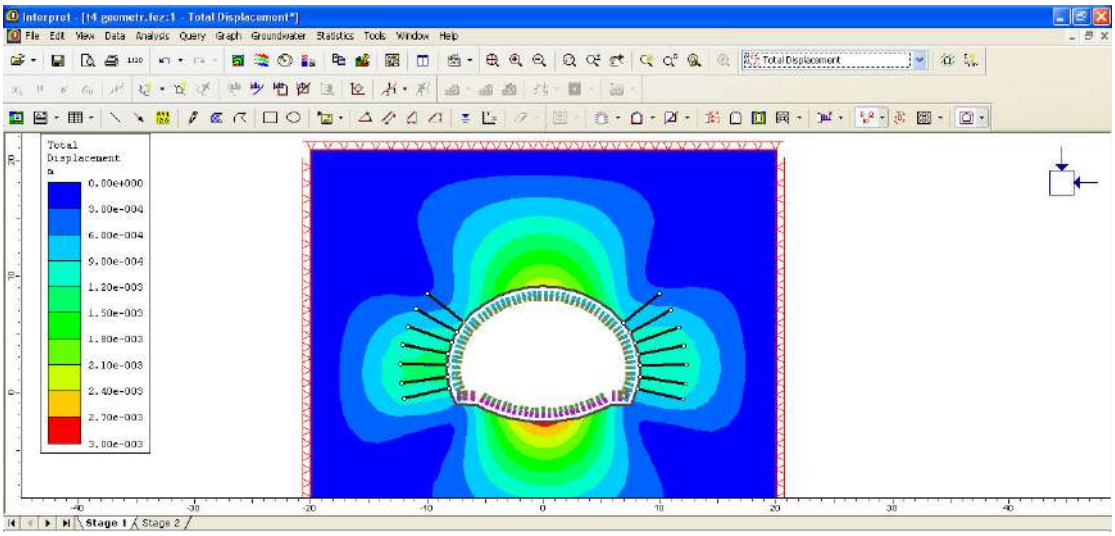


Figure IV.16. Déplacement Total phase 1

Le déplacement maximal observé c'est 0.003 m

- phase 2

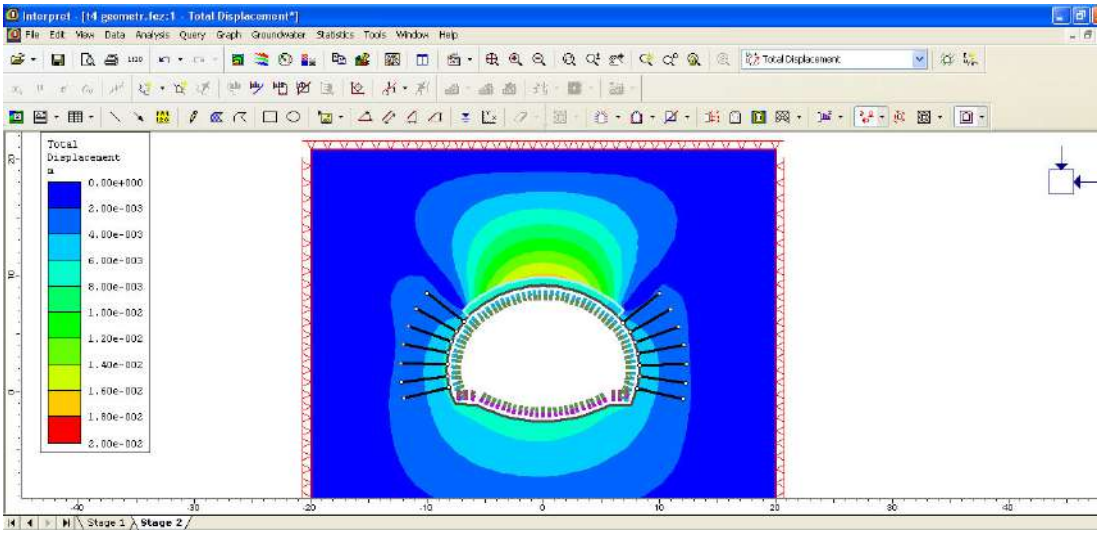


Figure IV.17. Déplacement Total phase 2

Le déplacement maximal observé c'est 0.02 m

❖ Diagramme de déplacement total sure le mure de soutènement

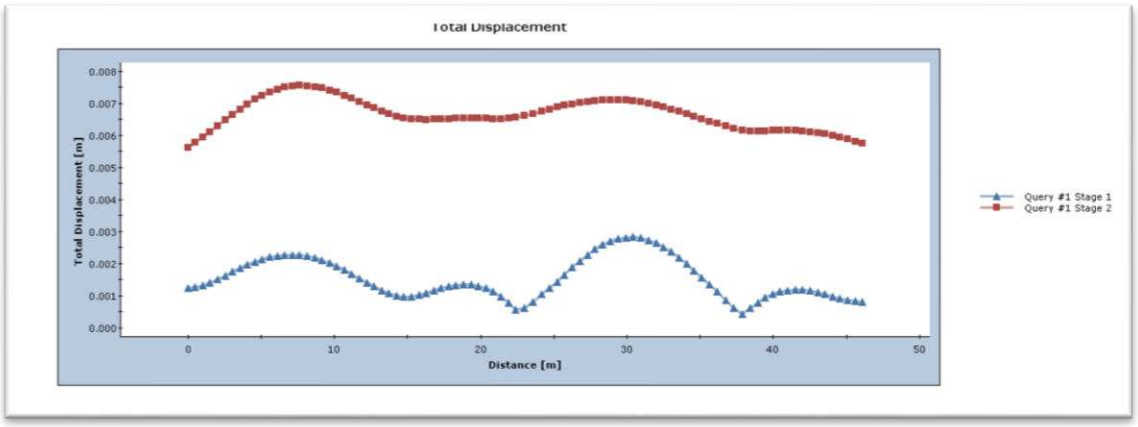


Figure IV.18. Diagramme de déplacement total sure le mure de soutènement

Le diagramme de déplacement totale de la limite de tunnel représente le déférent déplacement total de parois du tunnel entre phase 1(stage 1) et phase 2 (stage 2)

Les valeurs maximales de déplacement total pours phase 1 : +0.0027 m et + 0.00345 m

Pour la phase 1(stage 1) les points maximale de déplacement sur les axes x,y représenté pare la figure suivant

➢ phase 1

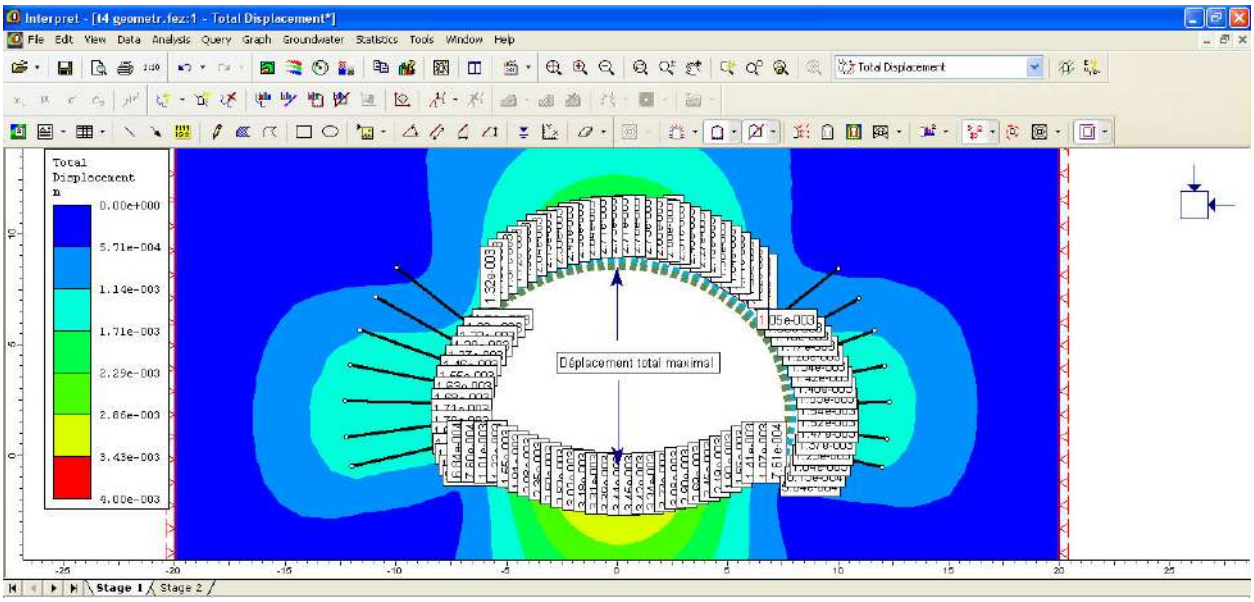


Figure IV.19.maximale de déplacement phase 1

Les valeurs maximales de déplacement total pours phase 2 : +0.0081 m et + 0.0074 m

Pour la phase 2(stage 2) les points maximale de déplacement sur les axe x,y représenté pare la figure suivant

- phase 2

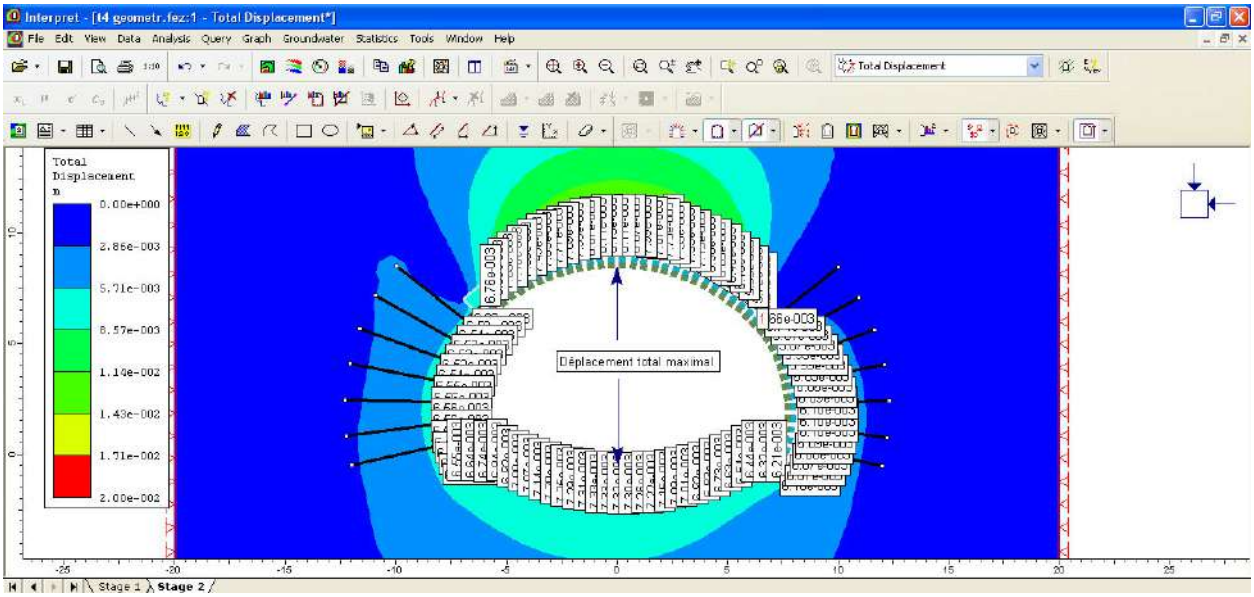


Figure IV.20. Maximale de déplacement total phase 2

IV.3.Les forces

IV.3.1.Les forces dans les boulons radiaux :

Les boulons sont calculés par une loi de comportement élastique linéaire. Ils sont définis par deux paramètres : le module d'Young **E** du boulon et la section **A**. Le comportement purement élastique de ces éléments implique de s'assurer après chaque étape de calcul que l'effort normal dans le boulon ne dépasse pas le F_{max} de boulons.

La figure suivant représente les forces dans les boulons en fonction de distance de front de taille

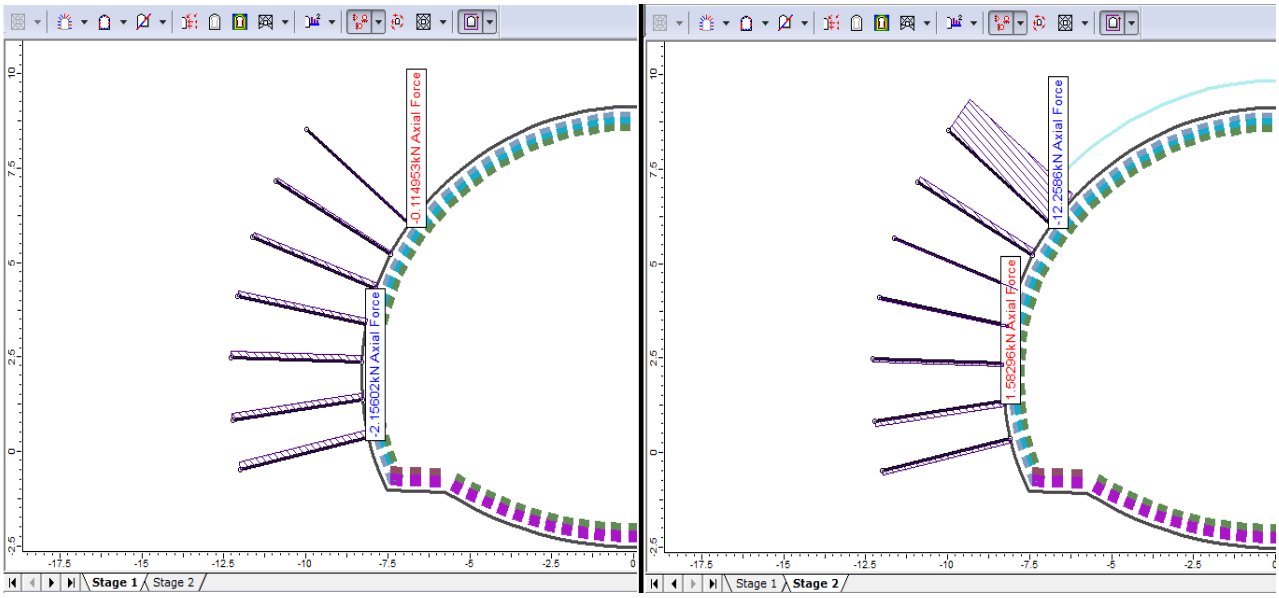


Figure IV.21. Les forces dans les boulons

L'effort maximum atteint dans le boulon est de 12.26 KN.

IV.3.2. Les forces dans le béton du tunnel :

La figure suivant représente la force axiale dans béton du tunnel

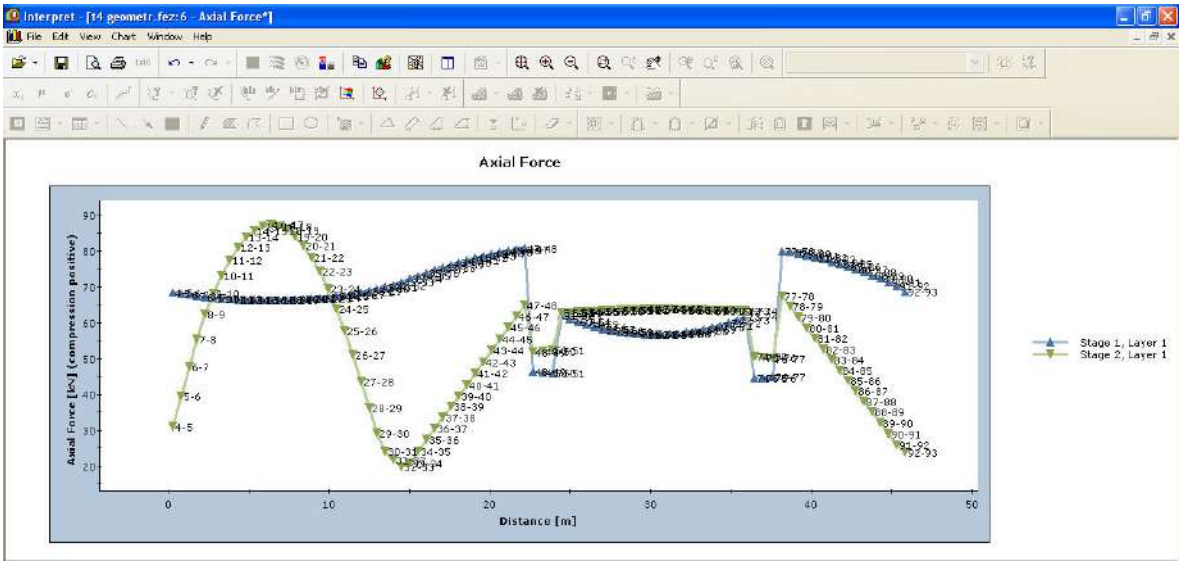


Figure IV.22. Force axiale

Pour Phase 1

La valeur de force maximale c'est 80.72 KN

Pour Phase 2

La valeur de force maximale c'est 87.85 KN

IV.4. Les moments :

Les figures représente moment de flexion respectivement pour le soutènement pour phase 1(stage1) et phase 2 (stage 2)

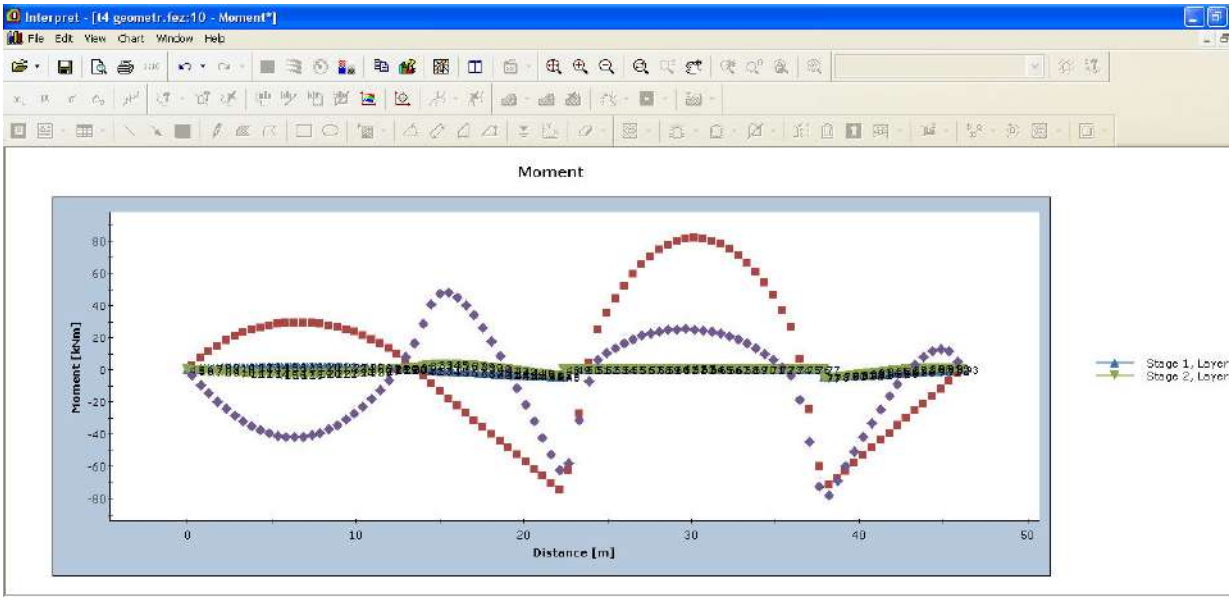


Figure IV.23. Moment de flexion pour phase 1 et phase 2

Pour Phase 1

La valeur de moment maximale c'est : -77.84 KN/m

Pour Phase 2

La valeur de moment maximale c'est : 81.66 KN/m

IV.5. contrainte de béton

Le tableau suivant (IV.1) permet de choisi les facteurs de sécurité le calcule de logiciel

Factor of Safety Envelopes

Number of Envelopes: 2

#	Factor of Safety
1	1
2	1.2

Tableau IV.1. Choix le facteur sécurité

Les diagrammes des figures suivant (n : Figure IV.24 et Figure IV.25 , Figure IV.26) indique des valeurt pour les forces de cisaillement et de moment fléchissent ces valeurs on fonction de facteur secuité adopté (Tableau IV.1).

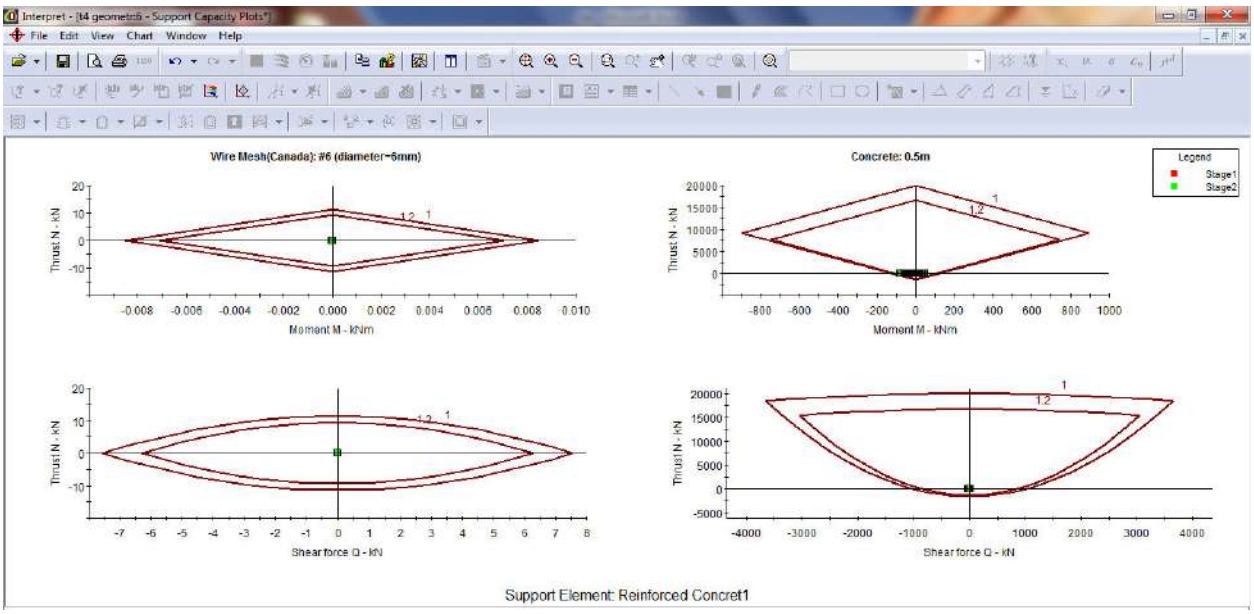


Figure IV.24. contrainte de béton pour (Reinforced Concret1)

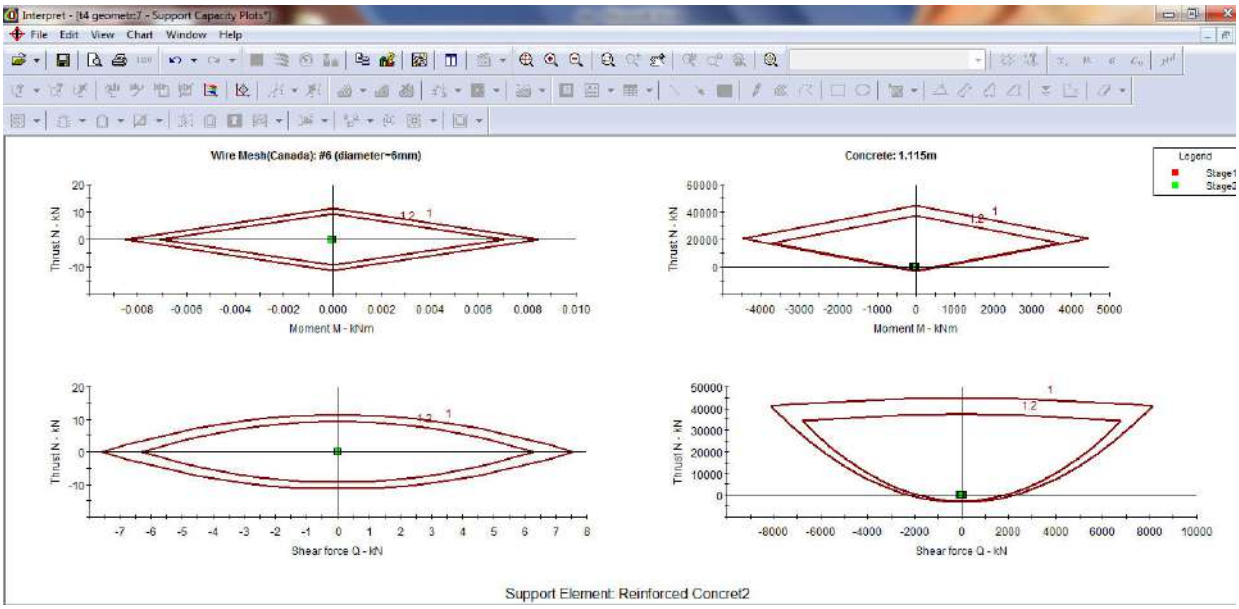


Figure IV.25. contrainte de béton pour (Reinforced Concret2)

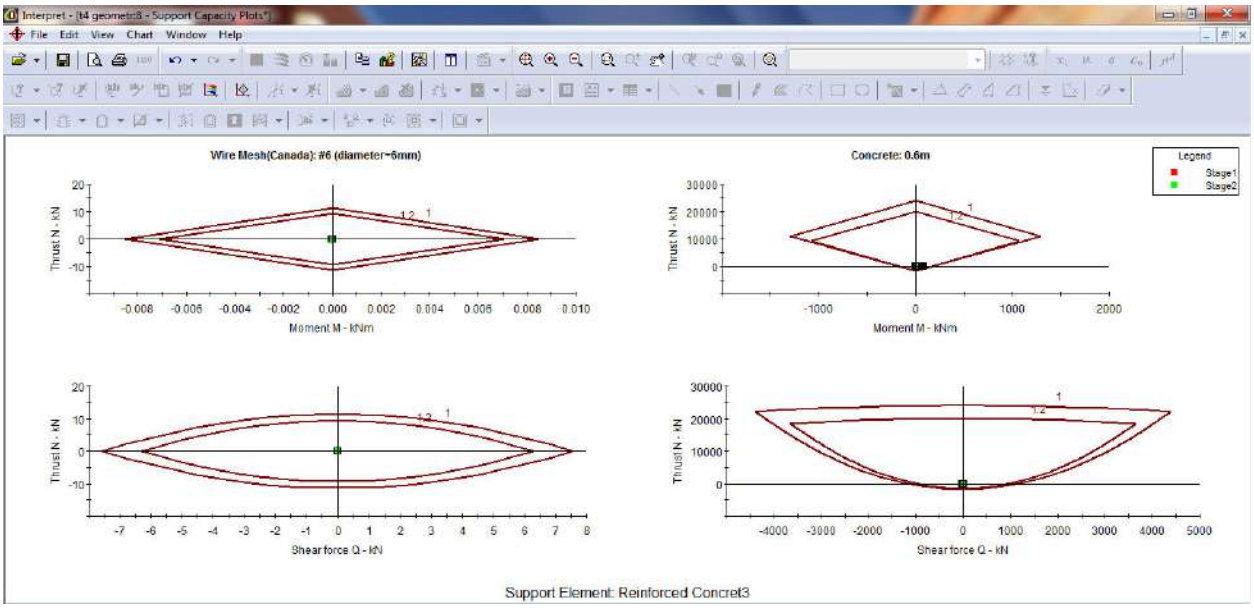


Figure IV.26 .contrainte de béton pour (Reinforced Concret3)

IV.6.Conclusion :

Avec logiciel RS2 nous permet d'obtenu des résultats avec grande précision, et les analyses de ce logiciel sont divers multiple satisfaisants pour réaliser une modélisation contient tous les cas possible de l'ouvrage d'un tunnel

D'après les résultats obtenus l'ouvrage garantie une bonne résistance.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce travail, nous avons modélisé une section déterminée de tunnel T4 pare logiciel RS2 (phase 2 v 8.0) avec tout les renfermements dans la réalisation pratique.

L'objectif de ce travail est d'étudier la stabilité d'une section de tunnel T4 en utilisant deux phases de calcul dans la partie numérique, on a comparé entre la première phase qui contient de tous les renfermements de soutènement, le deuxième phase est celui du premier mais on ajoute la voûte parapluie sur le tiers ou le quart supérieur de la calotte , l'analyse porte essentiellement sur les points de ressemblances et de différences entre les deux phases et celle des mesures d'auscultations , cette modélisation nous permet de conclure les points suivants :

1. le déplacement dans le massif c'est très petite favorable.
2. les déplacements sure le mure de soutènement de tunnel avec des valeurs très petite favorable.
3. la voûte parapluie elle est importante pour limiter les déformations.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ADACHI T.

• Some supporting methods for tunnelling in Japan and their analytical studies. In : Proc. of the fifth international conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya., 1-5 April, 1985, Rotterdam : A.A. Balkema, 1986, p. 1747-1754

AFTES.

• Recommandations relatives à: La Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. № p :54. 2003.

AFTES.

• Recommandations relatives à: La méthode de construction des tunnels avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage. № p :14. 1978.

AFTES.

• Recommandations relatives à: La méthode convergence-confinement. № p :16. 2001

AFTES.

• Recommandations relatives à: choix des techniques d'excavation mécanisée. № p :30. 2000.

BIENIAWSKI, Z.T.

• Geomechanics classifycation of rock masses and its application in tunnelling. Adv. in rock mech. 1974. 2(A): 27-32.

BIENIAWSKI, Z.T.

• Engineering rock mass classifications. 1989. New York: Wiley.

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.

BIENIAWSKi Z. T.

• "Engineering Classification of Jointed Rock Mass", Tlie Civil Engineer in South Africa, December 1973, pp. 335-343.

BJERUM L.

• Problem Soil Mechanics Construction Soft Clays Structurally Unstable Soils », General Report Session 4 Proceeding Eight International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering, 1973. Vol. 3, pp. 111 – 159.

FENNER R.

• Unterschungen zur Erkenntnis des Gebirgsdruckes. Glueckauf, 1938. pp. 681-695 ; 705-715. GERRARD, C.M

. • Reinforced soil: an orthorombic material, Journal of the geotechnical engineering division, 1982, ASCE, № GT 11, pp. 1460-1474.

GOODMAN R. SHI G. H.

• Calculation of support for hard, jointed rock using the keyblock principle, PROC. 23RD US. Symposium on Rock Mechanics, 1982. PP 883-893, California. GRASSO, P ., MAHTAB, A, FERRERO,

A.M. and PELIZZA, S.

• The role of cable bolting in ground reinforcement, Soil and rock improvement in underground works, 1991, ATTI, vol. 1, Milano, pp, 127-138.

GREUELL E.

• Etude du soutènement des tunnels par boulons passifs. Tunnels et Ouvrages Souterrains, 1995. n° 129. pp. 197-201.

GREUELL, E.

• Etude du soutènement des tunnels par boulons passifs dans les sols et les roches tendres par une méthode d'homogénéisation, Thèse de doctorat de l'Ecole polytechnique, Palaiseau, 1993, 199 p. HERMANN L.R and AL YASSIN, Z

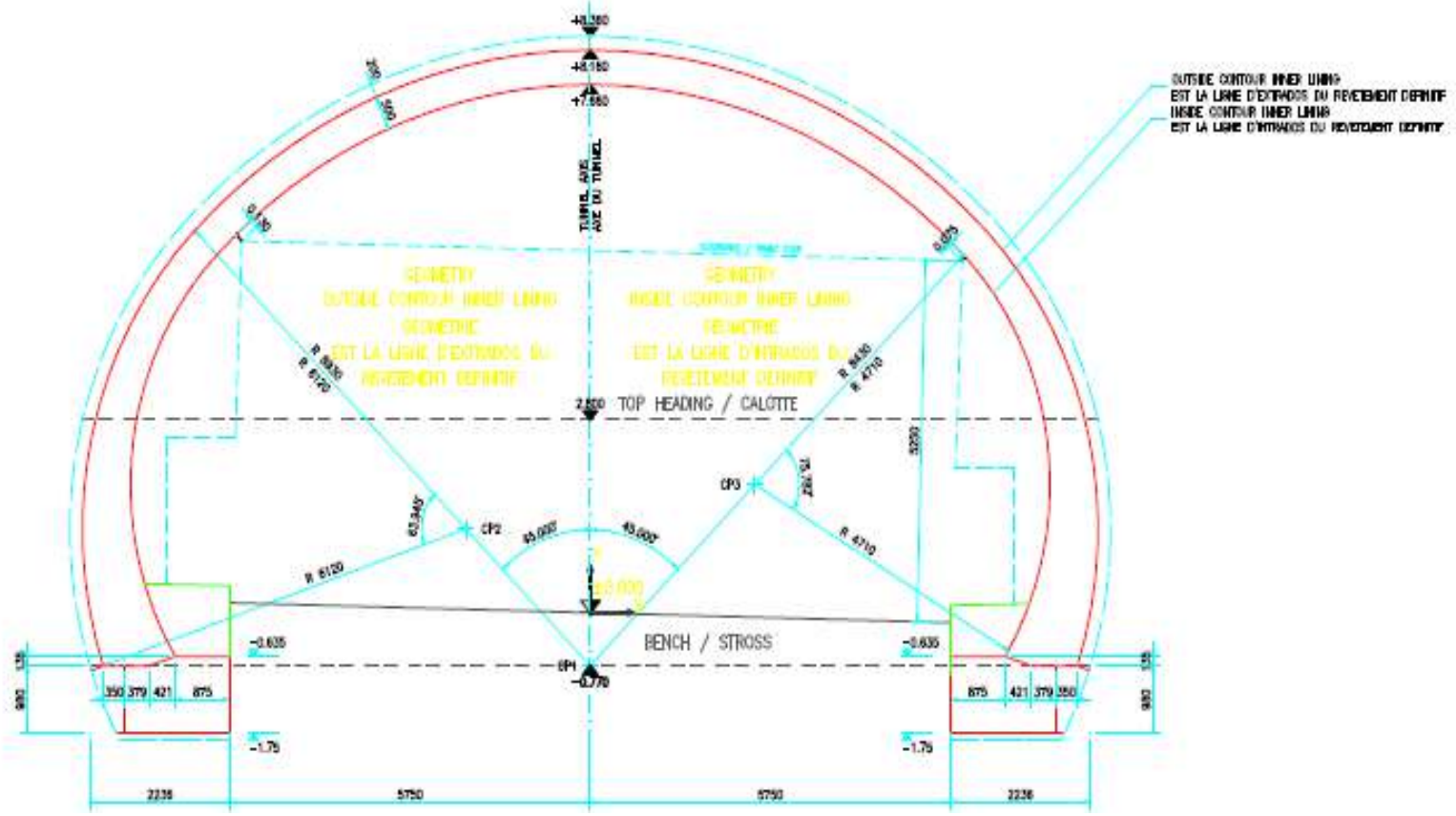
. • Numerical analysis of reinforced soil systems, Proc. Symp. Earth reinforcement, 1978, Pittsburgh, pp. 428-457.

HOEK E., BROWN E. T.

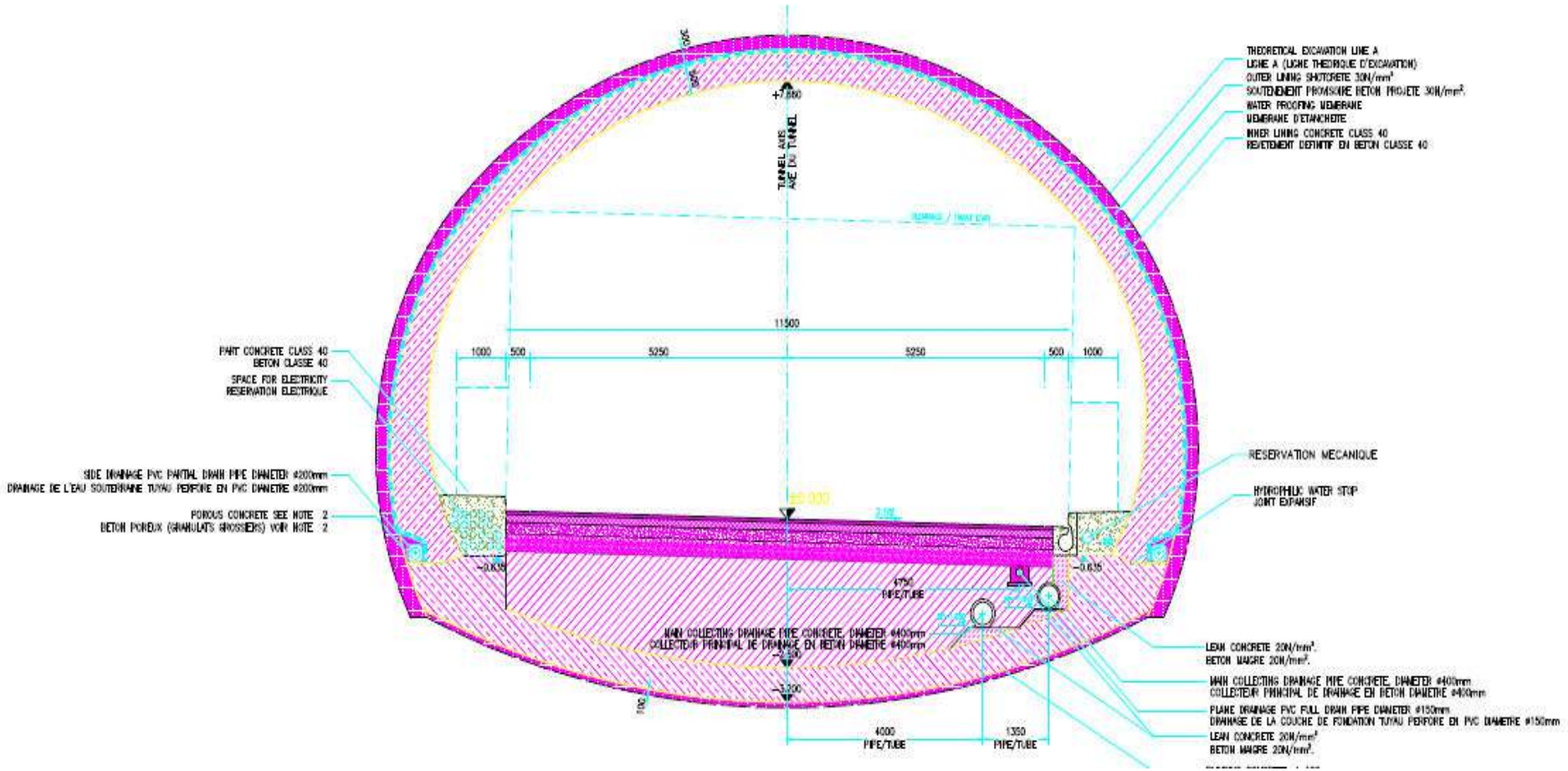
• Empirical strength criterion for rock masses. J. of the Geotech. Engng. Div., Vol. 106, GT9, pp. 1013-

GEOMETRY INNER LINING TUNNEL T4 "CLASS A"
GEOMETRIE REVETEMENT DEFINITIF DU TUNNEL T4 CLASSES A

CENTER POINT POINT CENTRAL	X [m]	Y [m]
CP1	0.000	−0.770
CP2	−1.997	1.217
CP3	2.630	1.880



STANDARD CROSS-SECTION TUNNEL T3 CLASS C
COUPE TRANSVERSALE DU TUNNEL T3 CLASSE C
SCALE / ECH 1:50



Phase2 Tutorials

The *Phase2* Tutorials provide easy to follow, step-by-step instructions, demonstrating how to define and analyze many different types of problems.

The tutorials are in PDF format, click the PDF links to open the files, which can be printed. To view a summary page for each tutorial click the summary link in the right hand column.

Additional tutorials are available in "developer tip" format as listed below.

Tutorials

	Tutorial (PDF File)	Tutorial Summary
01	Quick Start Tutorial	01 summary
02	Materials and Staging	02 summary
03	Support Tutorial	03 summary
04	Surface Excavation	04 summary
05	Joint Tutorial	05 summary
06	Axisymmetric Analysis	06 summary
07	Finite Element Groundwater Seepage Analysis	07 summary
08	Shear Strength Reduction	08 summary
09	Import Slide File / Shear Strength Reduction	09 summary
10	Shear Strength Reduction with Search Area	10 summary
11	Geogrid Reinforced Embankment (No Slip)	11 summary
12	Geogrid Reinforced Embankment (With Slip)	12 summary
13	Groundwater Flow in Cofferdam	13 summary

open in browser PRO version Are you a developer? Try out the HTML to PDF API pdfcrowd.com

14	Geotextile Reinforced Ramp	14 summary
15	Composite Liners	15 summary
16	Retaining Wall	16 summary
17	Trench Reinforced with Piles and Struts	17 summary
18	3D Tunnel Simulation using Core Replacement	18 summary
19	Joint-Liner Interaction	19 summary
20	Liner with Sliding Gap	20 summary
21	Levee with Toe Drain	21 summary
22	Shear Strength Reduction with Polygonal Search Area	22 summary
23	Anchored Sheet Pile Wall	23 summary
24	Tunnel Lining Design	24 summary
25	Reinforcement Database	25 summary
26	Drawdown Analysis for Slope	26 summary
27	Drawdown Analysis for Tunnel	27 summary
28	Coal Mine Stope	28 summary
29	Application of Joint Networks	29 summary
30	Slope Angle Optimization	30 summary
31	NEW - Probabilistic Analysis	31 summary
32	NEW - Probabilistic Slope Stability Analysis	32 summary
33	NEW - Two Tunnel Lining Design	33 summary

Developer Tips

	Developer Tips
01	Advanced Mesh Regions - Combining Graded and Uniform Meshing

For additional *Phase2* developer's tips see the *Phase2* Developer Tips page on the Rocscience website.

open in browser PRO version Are you a developer? Try out the HTML to PDF API pdfcrowd.com