



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Génie civil

Choix et optimisation des soutènements d'un tunnel Cas (Tunnel qui relié Boughezoul – Djelfa)

Réalisé par : - AISSAOUI Lamia
- BOULABAD Souhir

Dirigé par : Dr. BOUTRID Abdelaziz

Membres de jury :
M. REBAI Billal *Président*
M. DJENANE Mohamed *Examineur*
M. KEDDOURI Ahmed *Examineur*

Présenté le 01/07/2017

Remerciements

*Au terme de ce travail, je tiens à remercier en premier lieu DIEU
Miséricordieux qui m'a donné la volonté et la patience pour achever ce
mémoire.*

J'adresse ma profonde gratitude à mon promoteur Dr. BOUTRID.A

Qui m'a permis de mener à bon terme ce mémoire de thèse.

*Ils vont directement à toutes les personnes qui ont croisé mon parcours de
travail et qui m'ont offert leur aide, également Mr. MENASRIA, A; et Mr.
DJANAN, et Mr. MESSAS Tidjani, chef département de génie civile, et Mr.
KHALFAOUI M; et Dr .MAMEN pour leurs soutien quand j'en ai eu besoin.*

Et tous les enseignants de département de génie civil.

*On tient à remercier, les cadres de travailleurs de COSIDER qui ont pu
nous consacrer de leur précieux temps malgré leur emploi du temps sur
charge qui mont appris tout ce que l'on sait sur les tunnels et qui m'ont donne
un aperçu de mon futur travail.*

*Je terminerai en disant que si l'on se retrouve seul devant le jury, c'est
que derrière soi une famille, des amis nous servent de soutien et il est très
agréable de leur offrir ce travail en guise de reconnaissance.*

Dédicaces

A celui qui m'a aidé à tous les obstacles

Et s'est sacrifié tout pour moi

Je lui rends un vibrant hommage

Mon cher père

A celle qui a veillé les auprès de moi

Source sans réserve de tendresse et d'espoir

Ma chère maman

A ceux qui ont attendu ce jour, ma seule sœur :

Ibtissam

Et sa belle fille : Ledjaine Ayat Alrahman

A mes frères et toute la famille d'Aissaoui

A mon mari : TOUFIK

*A mes fideles amies : Nafissa, Djamilia, Hafidha,
Hana, Hizia. et Ma chère souha*

Lamia

Dédicaces

Dédicaces

Ce travail n'a pas pu être réalisé sans l'appui et les efforts fournis par

Les personnes chères à mon cœur, c'est pour cela que je dédie en

Premier temps ce modeste travail à mes chers parents.

A toute ma grande famille AISSAOUI, BOULABED.

A mon Binôme LAMIA et toute la famille AISSAOUI.

A vous mes sœur

Aussi à mes amies CHAHI, MOUNA, NADIA, RAHMA,

HASNA, NAIMA,

, ANOIR,

Et toutes les personnes qui me connaissent de loin ou de près.

souhir

Résumé :

Les travaux souterrains peuvent engendrer des déformations dans les terrains encaissants et au sein du tunnel lui-même.

Ce mémoire étudie l'influence des approches empiriques et numériques sur le choix rationnel de soutènement de la section T3 de tunnel d'El-Djelfa.

Les approches empiriques représentées par le système de classification RMR de Z.BINAWISKI a permis le choix primaire de soutènement à partir des caractéristiques de terrains encaissants.

Les approches numériques représentées par la méthode des éléments finis utilisées par le code de calcul PLAXIS 3D a aidé de faire le choix définitif de soutènement pour la section étudiée.

L'analyse des résultats obtenus par les approches empiriques et numériques et surtout l'analyse des résultats obtenus par la modélisation du plaxis 3D ont permis de choisir le soutènement (**Cas**) pour la section étudiée.

Sommaire

| | |
|---|-----------|
| Introduction générale | 01 |
| Chapitre I : Généralités sur les tunnels | |
| I-1-Introduction..... | 02 |
| I-2-: Définition et classification des tunnels | 02 |
| I.2.a : Définition de tunnel ferroviaire | 03 |
| I.3 : Historique du tunnel | 04 |
| Chapitre II : Présentation du projet | |
| II.1. Introduction | 06 |
| II.2. Présentation de l'ouvrage | 06 |
| II.3. Présentation technique de l'ouvrage | 07 |
| II.3.1. Tracé en plan | 07 |
| II.3.2. Profil en long..... | 08 |
| II.3.3 Choix de la section..... | 08 |
| II.3.4. Gabarit libre..... | 08 |
| II.4 Conclusion | 09 |
| Chapitre III : Creusement | |
| III.1: Introduction..... | 10 |
| III.6 : Les différentes méthodes de creusement (excavation) | 10 |
| III.6.1 : Creusement à plein section | 10 |
| ✓ Avantage | 11 |
| ✓ Inconvénient | 11 |
| III.6.2. Creusement à demi-section | 11 |
| III.6.3 : Creusement en section divisée | 12 |
| ✓ Description | 12 |
| ✓ Domaine d'application | 13 |
| III.7. Equipements et/ou Engins mise a disposition) | 13 |
| III.8.La nouvelle méthode autrichienne(NATM) | 13 |
| III.9.Le tunnel principal | 14 |

| | |
|---|----|
| III.10. Les modes de creusement | 14 |
| ✓ Le cycle de production du creusement des tunnels | 14 |
| III .10.1. Abattage à l'explosif | 14 |
| a. Le plan de tir..... | 15 |
| b. La foration..... | 16 |
| c. Le chargement de la volée..... | 16 |
| d. Le tir..... | 17 |
| e. La ventilation..... | 17 |
| f. La purge..... | 17 |
| g. Le marinage..... | 17 |
| h. Le gunitage..... | 18 |
| ✓ Avantage..... | 18 |
| ✓ Inconvénients | 18 |
| III.10. Creusement mécanisé | 18 |
| III.10.2.1 : Abattage mécanisé | 18 |
| III.10.2.2 : Machine de creusement | 19 |
| a. Les machines à attaque ponctuelle | 19 |
| ✓ Constitution..... | 20 |
| ✓ Machine attaque globale (pleine face) | 20 |
| III.10.3. Abattage en tunneliers..... | 21 |
| III.11. Contrôl du matériels et équipements de creusement | 21 |
| III.12. Identification et évaluation des risques | 21 |
| III.13. Conclusion..... | 22 |
| Chapitre IV : Le soutènement | |
| IV.1. Introduction | 23 |
| IV.2. Définition | 23 |
| IV.3. Rôle de soutènement | 24 |
| ✓ Soutènement rapide du terrain encaissant | 24 |

| | |
|---|----|
| ✓ Soutènement d'une cavité stable à moyen terme, par elle-même ou grâce à un soutènement provisoire | 24 |
| IV.4. La technologie du soutènement | 24 |
| IV.4.1 Mode d'action des soutènements | 24 |
| ✓ les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant | 25 |
| ✓ les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant | 25 |
| ✓ les soutènements agissant par sup portage..... | 25 |
| ✓ les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques | 25 |
| IV.4.2. Les cintre | 25 |
| IV.4.2.1. Rôles | 26 |
| ✓ Protection..... | 26 |
| ✓ Soutènement | 26 |
| ✓ Renforcement | 27 |
| ✓ IV.4.2.2. Types | 27 |
| ✓ Cintres métalliques lourds | 27 |
| ✓ Cintres métalliques légers | 28 |
| IV.4.2.3.Contrôle | 28 |
| ✓ Contrôle de mise en place des cintres | 28 |
| IV.4.2.4. Dispositifs d'appui des cintres | 28 |
| IV.4.2.5.Le blocage au terrain | 31 |
| IV.4.2.6.Les blindages et enfilages | 31 |
| IV.4.2.7. Les entretoises longitudinales | 32 |
| IV.4.2.8. Pré-soutènement et soutènement du front de taille | 32 |
| ✓ Tubes perforés | 33 |
| ✓ a.1. La voûte parapluie | 33 |
| a.1.1. Domaine d'application de la voute parapluie | 34 |
| a.1.2. Méthode d'exécution de la voute parapluie | 34 |
| a.1.2.1 : Préparation | 34 |

| | |
|--|----|
| a.1.3.Avantage du pré-soutènement par voûte parapluie | 34 |
| b.1.Pré-voûte | 34 |
| b.2.Procédé d'exécution..... | 35 |
| IV.4.3. Boulonnage | 35 |
| IV.4.3.1. Boulons à ancrage ponctuel | 36 |
| ✓ Les domaines d'emploi privilégiés des boulons à ancrage ponctuel sont..... | 37 |
| IV.4.3.2. Boulons à ancrage réparti | 37 |
| ✓ Scellement au mortier de ciment | 38 |
| ✓ Scellement à la résine | 38 |
| IV.4.3.3. Le boulonnage à friction | 39 |
| ✓ Les boulons à fente | 39 |
| IV.4.3.4.Le Rôle des boulons d'ancrage..... | 39 |
| | |
| IV.4.3.5. Dimensionnement des boulons d'ancrage..... | 40 |
| a. Longueur minimum des boulons | 40 |
| b. Espacement maximum des boulons..... | 40 |
| c. Diamètre des boulons à scellement réparti | 40 |
| IV.4.4. Béton projeté | 41 |
| IV.4.4.1.Composition du béton | 42 |
| IV.4.4.2. Avantages, inconvénients et conditions d'emploi | 42 |
| ✓ Avantages de la projection | 42 |
| ✓ Inconvénients de la projection..... | 42 |
| ✓ Conditions pour l'emploi du béton projeté | 42 |
| ✓ IV.4.4.3.Types de mise en œuvre | 43 |
| ✓ Voie sèche | 43 |
| ✓ Avantage | 43 |
| ✓ Inconvénients | 43 |
| ✓ Voie mouillée | 43 |
| IV.4.4.4. Contrôle | 44 |
| IV.4.4.5. Evolution des bétons projetés | 44 |

| | |
|---|----|
| a. Fibres métalliques..... | 44 |
| b. Fumée de silice | 44 |
| IV.4.6.Choix d'un mode de soutènement | 45 |
| IV.4.7. Revêtement définitif | 45 |
| IV.4.7.1. Revêtement en voussoirs préfabriqués | 46 |
| IV.4.7.2. Soutènement immédiat | 46 |
| ✓ Principe de la méthode | 47 |
| ✓ Les caractéristiques de la méthode | 47 |
| ✓ Avantage | 47 |
| ✓ Les limites de la méthode | 47 |
| ✓ IV.4.7.3. Revêtement | 48 |
| ✓ IV.4.7.4. Étanchéité des revêtements | 49 |
| a. Moyens d'exécution | 50 |
| ✓ Matériaux | 50 |
| ✓ Matériels | 51 |
| ✓ Personnels | 51 |
| IV.5. Choix d'un mode de soutènement | 51 |
| IV.6. Mode de soutènement pour le tunnel étudié | 51 |
| IV.7.Coffrage | 52 |
| IV.8. Bétonnage | 52 |
| IV.8.1. Procédé de bétonnage | 53 |
| IV.9. les équipements techniques | 53 |
| ✓ Système d'éclairage | 53 |
| ✓ Système de ventilation..... | 53 |
| IV.10. Auscultation et Instrumentation | 54 |
| IV.10.1. Mesures de convergence | 54 |
| IV.11. Conclusion..... | 55 |
| Chapitre V : Reconnaissance de site | |
| V.1 Introduction | 56 |
| V.2 Le programme de reconnaissance..... | 56 |

| | |
|--|----|
| V.2.1 La collecte des données..... | 56 |
| V.2.2 La visite du site | 56 |
| V.2.3 La planification de la reconnaissance..... | 56 |
| V.3 Reconnaissances géologiques | 57 |
| V.3.1 Objectif | 57 |
| V.3.2 Moyens de reconnaissances géologiques | 57 |
| V.3.2.1 Inventaire des données géologiques existantes | 57 |
| V.3.2.2 Levé géologique de surface..... | 57 |
| V.3.2.3 Géophysique..... | 58 |
| V.3.2.4 Télédétection | 58 |
| V.3.2.5 Sondages | 58 |
| V.4 Reconnaissances hydrogéologiques..... | 58 |
| V.4.1 Problèmes posés par l'eau | 59 |
| V.4.2 Moyens de reconnaissances hydrogéologiques | 59 |
| V.4.2.1 Inventaires des données existantes | 59 |
| V.4.2.2 Levé hydrogéologique de surface | 59 |
| V.4.2.3 Sondages | 59 |
| V.5 Reconnaissances géotechniques..... | 60 |
| V.5.1 Objectif | 60 |
| V.5.2 Moyens de reconnaissances géotechniques | 60 |
| V.6 Galerie de reconnaissance..... | 61 |
| V.7. Conditions géologiques, Géotechniques Et hydrogéologiques | 61 |
| V.7.1 Aspect géologique | 61 |
| V.7.1.1 Géologie et stratigraphie | 61 |
| ✓ Triasique supérieur..... | 62 |
| ✓ Crétacique intérieur..... | 62 |

| | |
|--|----|
| ✓ Crétacique moyen | 63 |
| ✓ Crétacique moyen (Ct). Grès et argiles avec des épisodes carbonatés..... | 63 |
| V.7.1.2 Tectonique et sismique..... | 63 |
| V.7.1.3 Localisation des failles et zones fracturées | 63 |
| V.7.2 Investigation géotechnique | 64 |
| V.7.2.1 Profils sismiques..... | 65 |
| V.7.2.2 Puits de reconnaissance | 65 |
| V.7.2.3 Sondages carottées | 66 |
| V.7.2.4 Les essais au laboratoire | 70 |
| V.7.3 Synthèse hydrogéologique | 72 |
| V. 8 Conclusion | 72 |
| Chapitre VI : Classification des massifs rocheux | |
| VI.1. Introduction | 73 |
| VI.2.Définition du massif rocheux..... | 73 |
| VI.3.Caractérisation de massif rocheux | 74 |
| VI.4.Classification du Massif rocheux | 74 |
| VI.4.1. Caractéristiques de la matrice | 74 |
| 1. Paramètres d'identification | 74 |
| 2. Discontinuités | 74 |
| VI.2.A. Les type de discontinuités..... | 74 |
| VI.2.B. Caractéristiques des discontinuités | 74 |
| B.1. Paramètres d'identification | 74 |
| B.1.1 Types et origine des discontinuités..... | 74 |
| B.1.2 Description des discontinuités | 74 |
| VI.2. C. Caractérisation des systèmes de discontinuités | 75 |
| 2. C.1. Organisation des discontinuités en familles directionnelles..... | 75 |

| | |
|---|----|
| 2. C.2. Analyse statistique des paramètres géométriques de chaque famille | 75 |
| 2. C.3. Indices globaux de densité de fracturation | 75 |
| VI.5.Méthodes empiriques | 75 |
| VI.5.1.Méthode de K. Terzaghi | 75 |
| VI.5.2. Rock Quality Designation (R.Q.D)..... | 77 |
| VI.5.3. Méthode de Z. Bieniawski | 78 |
| 1. La résistance de la matrice rocheuse | 78 |
| 2. La Qualité de la roche via RQD de Deere..... | 78 |
| 3. L'espace des discontinuités de la roche | 78 |
| 4. La qualité des discontinuités de la roche | 79 |
| 5. Orientation des discontinuités | 79 |
| VI.5.4. Méthode de N. Barton | 81 |
| VI.5.5. Classifications de l'AFTES (1993) | 81 |
| VI.5.5.1.Principe | 81 |
| VI.5.5.1. A. Des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution | 81 |
| VI.5.5.1. B. Des critères relatifs à l'environnement | 81 |
| VI.5.6. Méthodes Analytiques | 82 |
| A. La géométrie | 82 |
| B. La stratigraphie..... | 82 |
| C. La loi de comportement du sol | 82 |
| D. L'état initial de contraintes..... | 82 |
| E. Les formules..... | 82 |
| VI.5.6.A. Les Méthodes analytiques élastique | 82 |
| VI.5.6.B. Les Méthodes analytiques elasto-plastique | 83 |
| VI.5.7.Les méthodes numériques..... | 83 |
| VI.5.7.1. Méthodes numériques appliquées aux tunnels | 83 |

| | |
|--|-----------|
| VI.5.7.2. Les différents types de modélisations de tunnel..... | 83 |
| VI.5.7.3. La modélisation 2D en déformations planes | 83 |
| VI.8.Conclusion | 84 |
| Chapitre VII : le choix rationnel du soutènement de tunnel T3 | 85 |
| VII.1.Définition | |
| VII.1.1.le choix rationnel du soutènement par la méthode des éléments fini du tunnel T3. | |
| VII.1.1. 2.La méthode des éléments finis (M.E.F) | 85 |
| VII.1.1.2.1.Introduction..... | 85 |
| VII.1.1.2.2. Problématique et objectif | 85 |
| 1. Paramètres de calculs : maillage, précision des calculs (tolérance)..... | 86 |
| 2. Paramètres géotechniques..... | 86 |
| VII.1.1.2.3.Calculs par la MEF | 86 |
| ✓ Elle nécessite..... | 86 |
| ✓ Elle permet | 86 |
| VII.1.1.2.4.Formulation des caractéristiques des éléments utilisés..... | 86 |
| VII.1.1.2.5.Choix de la forme des E.F..... | 87 |
| VII.1.1.2.5.A. Matrice de rigidité d'élément barre utilisé | 87 |
| ✓ Matrice de rigidité dans le repère local | 87 |
| ✓ Matrice de rigidité dans le repère global | 88 |
| VII.1.1.2.5.B. Dérivation de la matrice de rigidité d'un élément fini triangulaire..... | 89 |
| VII.2.Cas de calcul | 96 |
| VII.2.1Modalisation générale de tunnel T3 sans soutènement..... | 96 |
| VII.2.2.Modalisation générale de tunnel T3 avec soutènement (béton)..... | 96 |
| VII.2.3.Modalisation générale de tunnel T3 avec soutènement (béton + boulon d'ancrage)..... | 96 |
| VII.2.1.Modalisation générale de tunnel T3 sans soutènement | 96 |
| VII.2 .1.1.Code de calcul : PLAXIS..... | 96 |
| VII.2 .1.2.Introduction | 97 |
| ✓ Stratégie Plaxis globale | 97 |
| VII.2 .1.3.Les point forts de plaxis 3D..... | 98 |
| VII.2 .1.4.Affichage des résultats (module Output..... | 98 |
| ✓ Graphiques : couleurs iso surfaces flèches etc..... | 98 |
| ✓ Tableaux..... | 98 |
| 1. Déplacements et déformations..... | 98 |
| ✓ Contraintes et forces..... | 98 |
| VII.2.1.5.Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS..... | 98 |

| | |
|---|-----|
| A. Comportementaliste-plastique | 99 |
| B. Modèle élastique linéaire | 99 |
| C. Modèle de Mohr-Coulomb | 99 |
| VII.2.1.6.Coefficient de Poisson | 101 |
| VII.2.1.7.Cohésion | 101 |
| VII.2.1.8.Module d'Young | 101 |
| VII.2.1.9.Angle de frottement | 102 |
| VII.2.1.10.Angle de dilatance | 102 |
| VII.2.1.11.Les contraintes de traction | 102 |
| VII.2.1.12.Les paramètres avancés | 103 |
| VII.3.Les Approches numériques | 103 |
| VII.3.1.Modèle géométrique pour PLAXIS | 103 |
| VII.3.2.Modèle de calcul | 104 |
| ✓ Les procédures de l'analyse numérique avec le code PLAXIS | 104 |
| A. Paramètres généraux :..... | 105 |
| B. Contours géométriques du tunnel T3..... | 105 |
| ✓ Caractéristiques du terrain encaissant..... | 105 |
| ✓ Paramètres géotechniques du terrain encaissant du tunnel T3..... | 105 |
| C-Conditions aux limites..... | 106 |
| VII.3.3.Le calcul | 107 |
| ✓ La méthode NATM | 107 |
| A. Génération du maillage..... | 109 |
| B. Conditions initiales | 109 |
| C. Phasage de calcul | 111 |
| • Le résultat de chaque phase | 116 |
| VII.2.2.Modélisation générale de tunnel T3 avec soutènement (béton)..... | 118 |
| VII.2.2.1.Le calcul Phase RMR2 soutènement | 118 |
| VII.2.2.2Phasage de calcul | 118 |
| VII.2.2.3.Les résultats | 118 |
| ✓ Résultats des déformations volumétriques..... | 120 |
| VII.2.3.Modélisation générale de tunnel T3 avec soutènement (béton + boulon d'ancrage)..... | 123 |

| | |
|--|------------|
| VII.2.3.1.Le calcul Phase RMR 4 soutènement | 123 |
| VII.2.3.2.Phasage de calcul | 123 |
| ✓ Visualisation des résultats | 125 |
| VII.3.4.Discussion et interprétation des résultats | 128 |
| Conclusion Générale..... | 131 |

Liste des tableaux

| Tableau | Titres | Pages |
|----------------|---|--------------|
| III.1 | Les risques de creusement..... | 22 |
| IV.1 | Les défient profilé des cintre..... | 27 |
| IV.2 | Longueur minimum des boulons..... | 40 |
| IV.3 | Diamètre de la tige par rapport Longueur des boulons en mm..... | 40 |
| IV.4 | Les soutènements prévus pour les différentes zones géotechniques.... | 52 |
| IV.5 | Critères d'action sur le soutènement prévu en fonction des vitesses de déformation observées..... | 55 |
| V.1 | Aperçu des résultats de la campagne sismique..... | 65 |
| V.2 | Les résultats obtenus des sondages carottés..... | 67 |
| V.3 | Zonage géotechnique | 69 |
| V.4 | Aperçu des résultats des essais de laboratoire..... | 72 |
| VI.1 | Hauteur de terrain décomprimée au-dessus d'une cavité (d'après Terzaghi, 1946)..... | 77 |
| VI.2 | Classification de la roche suivant R.Q.D | 78 |
| VI.3 | Paramètres de classification des roches et notes de pondération | 79 |
| VI.4 | Note d'ajustement pour orientation des joints..... | 80 |
| VI.5 | Classe de rocher (RMR). | 80 |
| VI.7 | Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'après .BIENIAWSKI..... | 80 |
| VII.1 | Les paramètres géotechniques pour le calcaire..... | 105 |
| VII.2 | Les paramètres géotechniques pour les marnes..... | 106 |
| VII.3 | Cordonnées géométriques du tunnel T3..... | 107 |
| VII.4 | Résultat du 04 phases..... | 116 |
| VII.5 | Résultats des déformations volumétrique de chaque phase..... | 118 |
| VII.6 | Résultat du 04 phases | 121 |
| VII.7 | Résultats des déformations volumétrique de chaque phase..... | 123 |
| VII.8 | Résultat du 04 phases..... | 126 |
| VII.9 | Résultats des déformations volumétrique de chaque phase..... | 128 |

Liste des figures

| figure | Titres | Pages |
|---------------|---|--------------|
| I.1 | Section transversale d'une galerie..... | 3 |
| I.2 | Photo du tunnel..... | 4 |
| I.3 | Tunnel..... | 5 |
| I.4 | Les tunnels dans le monde..... | 5 |
| II.1 | Photo de tunnel 3..... | 6 |
| II.2 | Tracé en plan de la ligne ferroviaire électrifié et la situation des tunnels..... | 7 |
| II.3 | Tracé en plan de tunnel..... | 7 |
| II.4 | Profil en long de tunnel..... | 8 |
| II.5 | Section de tunnel..... | 9 |
| III.1 | Photos de creusement..... | 10 |
| III.3 | Creusement a pleine section..... | 11 |
| III.4 | Creusement en demi-section..... | 12 |
| III.5 | Représentation des phases de creusement a demi-section..... | 12 |
| III.6 | Image montre le creusement en section divisée..... | 13 |
| III.7 | Le tunnel principal..... | 14 |
| III.8 | Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif..... | 15 |
| III.9 | Creusement du tunnel en mine par explosifs..... | 15 |
| III.10 | Chargement des trous par l'explosifs..... | 15 |
| III.11 | Préparation d'un plan de tir..... | 16 |
| III.12 | Foration..... | 16 |
| III.13 | Le chargement de la volée..... | 16 |
| III.14 | La ventilation..... | 17 |
| III.15 | La purge..... | 17 |
| III.16 | Le marinage..... | 17 |
| III.17 | Le gunitage..... | 18 |
| III.18 | Creusement du tunnel par moyen mécanique..... | 19 |
| III.19 | Machine à attaque ponctuel..... | 19 |
| III.20 | Machine à attaque globale (tunnelier)..... | 21 |
| IV.1 | Soutènement provisoire..... | 23 |
| IV.2 | Les pièces des cintres..... | 26 |
| IV.3 | Soutènement par cintre..... | 26 |
| VI.4 | La coupe du cintre lourd..... | 27 |
| VI.5 | La coupe de cintres légers..... | 28 |
| IV.6 | Soutènement par cintres coulissants..... | 29 |
| IV.7 | Cintres en profilé simples..... | 29 |
| IV.8 | Assemblage du cintre HEB 140..... | 30 |
| IV.9 | Soutènement par boisage..... | 30 |
| IV.10 | Dispositifs d'appuis des cintres..... | 30 |
| IV.11 | Mise en place de cintres..... | 31 |
| IV.12 | Enfilage métallique..... | 31 |

| | | |
|--------------|--|-----------|
| IV.13 | Blindage..... | 31 |
| IV.14 | Dispositifs d'entretoisement de cintres lourds..... | 32 |
| IV.15 | Les entretoises..... | 32 |
| IV.16 | Voûte parapluie en 3D..... | 33 |
| IV.17 | Exemple de voûtes parapluies successives et emboîtées..... | 34 |
| IV.18 | La photo de portail..... | 35 |
| IV.19 | Réalisation de pré-voûtes par pré-découpage mécanique..... | 35 |
| IV.20 | Les boulons d'ancrage..... | 36 |
| IV.21 | Boulon à ancrage ponctuel..... | 37 |
| IV.22 | Schéma du boulon à ancrage réparti..... | 38 |
| IV.23 | Etape de mise en place d'un boulon résine..... | 39 |
| IV.24 | Boulon à fente. | 39 |
| IV.25 | Exemple de boulon de front de taille en fibre de verre. | 40 |
| IV.26 | Béton projeté..... | 42 |
| IV.27 | Mise en œuvre d'un béton projeté..... | 44 |
| IV.28 | Adjuvent..... | 45 |
| IV.29 | Voussoirs préfabriqués..... | 46 |
| IV.30 | Revêtement du tunnel T2..... | 48 |
| IV.31 | Etanchéité et système de drainage d'un tunnel. | 49 |
| IV.32 | Matériaux d'exécution..... | 50 |
| IV.33 | Géo-membrane..... | 50 |
| IV.34 | Tuyaux en PVC et Bades hydro gonflantes..... | 50 |
| IV.35 | Eclairage..... | 53 |
| IV.36 | Ventilation..... | 54 |
| V.1 | Une galerie de reconnaissance..... | 61 |
| V.2 | Tracé de la ligne de chemin de fer. Plan géologique de la zone d'implantation des tunnels, tunnel T3..... | 62 |
| V.3 | Carte tectonique de l'Algérie du nord | 63 |
| V.4 | L'intersection de la faille régionale avec le tunnel..... | 64 |
| V.5 | La faille régionale, près du tunnel, avec un détail de la formation Tk, présente à la surface | 65 |
| V.6 | Puits de reconnaissance réalisé dans le portail d'entrée sur l'unité C.T..... | 66 |
| V.7 | Puits de reconnaissance exécuté dans l'unité Ct, dans la partie central du tunnel et détail d'un bloc de grès fin. | 66 |
| V.8 | Sondage SC-205 entre 0 m et 10 m de profondeur. Détail du groupe géotechnique Ct, grès fin à très fin, avec ciment siliceux..... | 68 |
| V.9 | Affleurement rocheux des grès..... | 68 |
| VI.1 | Massif rocheux..... | 74 |
| VI.2 | Zone décomprimée au-dessus d'une cavité (K.Terzaghi 1946)..... | 76 |
| VI.3 | Modèle longitudinal et transversal du tunnel..... | 83 |
| VI.4 | Repère du problème 2D-plan..... | 84 |

| | | |
|---------------|--|------------|
| VII.1 | Représentation de l'élément barre et ses systèmes de coordonnées.... | 87 |
| VII.2 | Système de coordonnées et numérotation des nœuds pour un élément triangulaire..... | 89 |
| VII.3 | Représentation des déplacements et des forces nodales pour un élément fini triangulaire..... | 90 |
| VII.4 | Organigramme de la structure du Plaxis code..... | 97 |
| VII.5 | Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique | 98 |
| VII.6 | Représentation du comportement élastique parfaitement plastique..... | 99 |
| VII.7 | Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage..... | 99 |
| VII.8 | Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb | 100 |
| VII.9 | Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$ | 100 |
| VII.10 | Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb | 101 |
| VII.11 | Définition du module à 50% de la rupture..... | 102 |
| VII.12 | Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb..... | 103 |
| VII.13 | Propriétés géométriques du tunnel pour PLAXIS..... | 103 |
| VII.14 | Lustrations des données géométriques du T3 pour le plaxis..... | 104 |
| VII.15 | Choix de nouveaux projet et l'enregistrement..... | 104 |
| VII.16 | Données d'entrée..... | 105 |
| VII.17 | L'entre les paramètres géotechniques pour le calcaire et les marnes..... | 106 |
| VII.18 | La création des conditions aux limites..... | 107 |
| VII.19 | Entrer les données géométrique du tunnel T3 (introduit en plaxis 3D)..... | 108 |
| VII.20 | Géométrie du tunnel T3 avant identifier ses éléments..... | 108 |
| VII.21 | Le maillage en 2D..... | 108 |
| VII.22 | Modèle tridimensionnelle du tunnel T3 et la Pression hydraulique..... | 109 |
| VII.23 | La nappe phréatique..... | 110 |
| VII.24 | La pression interstitielle en 3D..... | 110 |
| VII.25 | Contrainte initiale..... | 111 |
| VII.26 | Fenêtre de calcul..... | 111 |
| VII.27 | Phase 1..... | 112 |
| VII.28 | Phase 2..... | 112 |
| VII.29 | Phase 3..... | 113 |
| VII.30 | Phase 4..... | 113 |
| VII.32 | Développement de calcul de chaque phase..... | 114 |
| VII.33 | Exécution des phases..... | 114 |
| VII.34 | Les déplacements suivant les axes ($U_x ; U_z ; U_y$) et les déplacements totaux pour phase1. | 115 |
| VII.35 | Déformation volumétrique dans la phase 01..... | 116 |
| VII.36 | Déformation volumétrique dans la phase 02..... | 117 |
| VII.37 | Déformation volumétrique dans la phase 03..... | 117 |
| VII.38 | Déformation volumétrique dans la phase 04..... | 117 |
| VII.39 | Fenêtre de calcul. | 118 |
| VII.40 | Phase 1..... | 119 |
| VII.41 | Phase 2..... | 119 |
| VII.42 | Phase 3..... | 119 |

| | | |
|----------------|--|------------|
| VII.43 | Phase 4..... | 120 |
| VII.44 | Les déplacements suivant les axes (Ux ;Uz ;Uy) et les déplacements totaux pour phase 2. | 121 |
| VII.45 | Déformation volumétrique dans la phase 01..... | 121 |
| VII.46 | Déformation volumétrique dans la phase 02..... | 122 |
| VII. 47 | Déformation volumétrique dans la phase 03..... | 122 |
| VII.48 | Déformation volumétrique dans la phase 04..... | 122 |
| VII.49 | Fenêtre de calcul..... | 123 |
| VII.50 | Phase 1..... | 124 |
| VII.51 | Phase 2..... | 124 |
| VII.52 | Phase3..... | 124 |
| VII.53 | Phase4..... | 125 |
| VII.54 | Les déplacements suivant les axes (Ux ;Uz ;Uy) et les déplacements totaux pour phase 1..... | 126 |
| VII.55 | Déformation volumétrique dans la phase 01..... | 127 |
| VII.56 | Déformation volumétrique dans la phase 02..... | 127 |
| VII.58 | Déformation volumétrique dans la phase 04..... | 127 |
| VII.57 | Déformation volumétrique dans la phase 03..... | 128 |

- [1] **Gesta 1** (1994).
- [2] **Esquisse tunnel** ENTP.
- [3] **FRANÇOIS. MARTIN, ADRIEN. SAÏTTA** « Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches ».
- [4] **ABDAT T, BANNARI S** (2011). Etude d'un tunnel routier situé sur le tronçon Larbatache-Lakhdaria de l'autoroute Est-Ouest. Projet de fin d'étude d'Ingénieur, ENP Alger.
- [5] **JF IMBERT**, 1995 « analyse des structure par élément finis », 3eme édition ,école nationale supérieurs de l'aéronautique et de l'espace ,Toulouse, France .
- [6] **Paurat**, la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras.
- [7] **Alpine**, West faliaoucertaines Eickhoff),
- [8] **CHERCHALI.C** : note de cours «Tunnel Calcul Soutènement Provisoire Tome I». OPU (1993).
- [9] **BELKACEMLS** : note de cours « Mécanique Des Sols » ENP. Alger 2011.
- [10] **GESTA.P** « travaux souterrains – techniques de l'ingénieur ».
- [11] **ARAB.R** (2013). Les techniques de réalisation des ouvrages souterrains dans les domaines du génie minier et du génie civil.
- [12] **GESTA.P** « travaux souterrains – techniques de l'ingénieur ».
- [13] **z.T. Bieniawski** Professor and Director Mining and Mineral Resources Research Institute The Pennsylvania State University(*Engineering Rock Mass Classifications*)
- [14] **A. F. T. E.S.** GROUPE DE TRAVAIL N° 7 SOUTÈNEMENT ET REVÈTEMENT
- [15] **Mémoire** (ÉTUDE PARAMÉTRIQUE DE L'INTERACTION ENTRE OUVRAGES TUNNEL – BATIMENT – EXCAVATION)
- [16] **A. Terier et Af Tighezza** : Evaluation des affaissements des terrains dans la construction du tunnel par MEF cas tunnel T2 de la nouvelle ligne électrifiée Boughezoul - Djelfa
- [17] (cour d'analyse numérique et élément finie 1ere année master 2016)
- [18] **Mémoire** (analyse tridimensionnelle par la méthode des éléments finis des systèmes de soutènement d'un tunnel- cas : tunnel de la nouvelle ligne électrifiée BOUGHEZOUL DJELFA –code de PLAXIS 3D
- [19] **BOUVERD.A, COLOMBERT.G, ESTEUILLE.F** (1992) « ouvrages souterrains. Conception-Réalisation-Entretien ».
- [20] Etude d'exécution (2014), Modèle géologique et géotechnique de tunnel 2. V : 1/100, H : 1/1000
- ✓ **Les documents et la thèse :**
- **ASTALDI** (entreprise italienne chargé de la construction du tunnel de Ziama). (2006) : Rapport géo mécanique

Références Bibliographiques

- **Dj. MOHAMED**, (2005) : Modélisation numérique de l'effet de la construction, d'un ouvrage souterrain sur le comportement de la superstructure - application pour le métro d'Alger-. Thèse magister. Univ. El hadj Lakhdar -Batna-, *PP 9-20*.
- Rapport des hypothèses géotechnique du tunnel *T3*.
- Documentation COSIDER
- Le guide d'utilisation *PLAXIS 2D* (tutorial and scientifique référence manuel)
- Le guide d'utilisation (*PLAXIS 3D Three-dimensional reliability*)

Introduction générale :

Aujourd'hui la surface du sol dans les villes est de plus en plus encombrée puisque la population de la terre est passée à six milliards d'habitants.

Les problèmes de circulations des équipements urbains peuvent être résolus par une solution souterraine qui favorise de façon croissante le développement économique de nombreuses grandes villes et en particulier les quartiers fortement urbanisés.

C'est le cas de la willaya de DJELFA qui a opté pour la construction d'un tunnel d'une ligne principale de 0.8 km . Son tracé est localisé à une certaine profondeur dans les calcaires et les marnes, est considéré comme faible par rapport à celle des mines souterraines. Ce qui engendre une forte convergence autour du tunnel. Ce mouvement de terrain s'étend jusqu'à la surface est forme une calotte concave aux conséquences dramatiques sur les structures civiles : bâtiments, ponts, routes, habitations, etc...

L'objectif de notre travail est de faire le choix rationnel de soutènement de la section T3 de tunnel d'EL-DJELFA, en se basant sur les approches empiriques et numériques.

- Les approches empiriques représentées par le système de classification RMR de Z.BINAWISKI a permis le choix primaire de soutènement à partir des caractéristiques de terrains encaissants.
- Les approches numériques représentées par la méthode des éléments finis utilisées par le code de calcul PLAXIS 3D a aidé de faire le choix définitif de soutènement pour la section étudiée.

Pour arriver à faire le choix rationnel du type de soutènement dans le plan technique-économique nous avons modélisé 03 variantes à savoir : sans soutènement avec soutènement (béton projeté), avec soutènement (le béton et des cintre métallique et des boulons d'ancrages).

Le présent mémoire est composé de septièmes chapitres :

- ✓ Le premier est consacré aux aspects généraux sur les tunnels, ces originalité, ces différent types,etc.
- ✓ Le deuxième chapitre présentation de projet
- ✓ Le troisième chapitre présent les différents types de creusement
- ✓ Le quatrième chapitre est consacré aux différents types de soutènement
- ✓ Dans le cinquième chapitre Reconnaissance de site ;
- ✓ Le sixième chapitre est consacré pour la Classification des massifs rocheux
- ✓ Le septième chapitre pour le choix rationnel du soutènement sur la base des méthodes empiriques et numériques.
- ✓ Et enfin une conclusion générale.

Chapitre I :**Généralités sur les tunnels****I.1. Introduction :**

La construction des tunnels est l'une des premières activités d'ingénierie qui ait laissé des traces importantes sur l'histoire récente de la civilisation humaine. « Le tunnel le plus ancien actuellement connu semble bien être celui qui a été construit en Mésopotamie sous l'Euphrate il y a 4 000 ans à l'époque de la reine Sémiramis. Ce tunnel est d'une longueur de 1 km, il reliait le palais royal de Babylone au temple de Jupiter » [1].

Aujourd'hui, cette branche du génie civil est en pleine expansion, soutenue par une série d'innovations technologiques et par les soucis écologiques dont témoignent les politiques de transport et d'urbanisme. Les civilisations modernes ont élargi le génie des souterrains afin de répondre aux besoins croissants de communication, de transport (marchandise, eau), mais aussi pour assurer le stockage de matières dangereuses (pétrole, gaz), pour décongestionner la surface des villes (parkings souterrains) ou pour loger des unités de production d'énergie (centrales enterrées).

Aujourd'hui, l'importance croissante des considérations environnementales et la saturation du terrain urbain conduisent à un accroissement de la construction d'ouvrages souterrains.

I.2. Définition et classification des tunnels :

« Tunnel » vient du mot « tonnelle » évoquant la forme du tonneau.

Le tunnel est un ouvrage d'art souterrain destiné à donner passage à une voie de communication en réduisant un itinéraire sous une montagne pour éviter un sommet, sous un plan aquatique ou une rivière pour éviter une longue détour, mais aussi dans les grandes zones urbaines les tunnels assurent une harmonie du transport, limitent les nuisances et la pollution du trafic et économisent des espaces dans les grandes villes.

L'évolution de la société humaine a entraîné une augmentation considérable des besoins de communications et de transports. Cette évolution ne pouvait être arrêtée par les obstacles dressés par la nature. Si des rivières, des montagnes ou des océans purent temporairement empêcher l'extension des moyens de circulation, la volonté humaine ne put, elle, être mise en échec. Les rivières furent enjambées par des ponts, les régions voisines, auparavant séparées par des chaînes de montagnes se trouvèrent reprochées grâce au percement d'un nombre toujours plus élevé de tunnels.

Le rôle des tunnels consiste à rendre possibles des communications ou des transports par le franchissement d'un obstacle. On distingue plusieurs classes de tunnels selon la nature de l'obstacle à franchir ou selon qu'il s'agit d'une voie de communication ou d'une voie de transport.

On distingue deux groupes principaux :

✓ Tunnels de communication :

- 1- Tunnels ferroviaires ;
- 2- Tunnels routiers ;
- 3- Tunnels pour piétons ;
- 4- Tunnels ou galeries de navigation ;
- 5- Tunnels de métros ;

✓ Tunnels ou galeries de transport :

- 1- Tunnels pour aménagement hydroélectriques ;
- 2- Tunnels d'alimentation en eau ;
- 3- Tunnels des services industriels ;
- 4- Galerie d'égouts ;

Galerias et tunnels des complexes industriels.

I.2.1. Définition de tunnel ferroviaire :

La section utile d'un tunnel ferroviaire dépend entre autres :

- ✓ Du gabarit du matériel roulant appelé à circuler sur la ligne,
- ✓ Du volume minimal d'air à réserver autour du gabarit pour limiter les effets du pistonnerent qui nuisent à la fois au confort des passagers et augmentent les dépenses en énergie de traction.

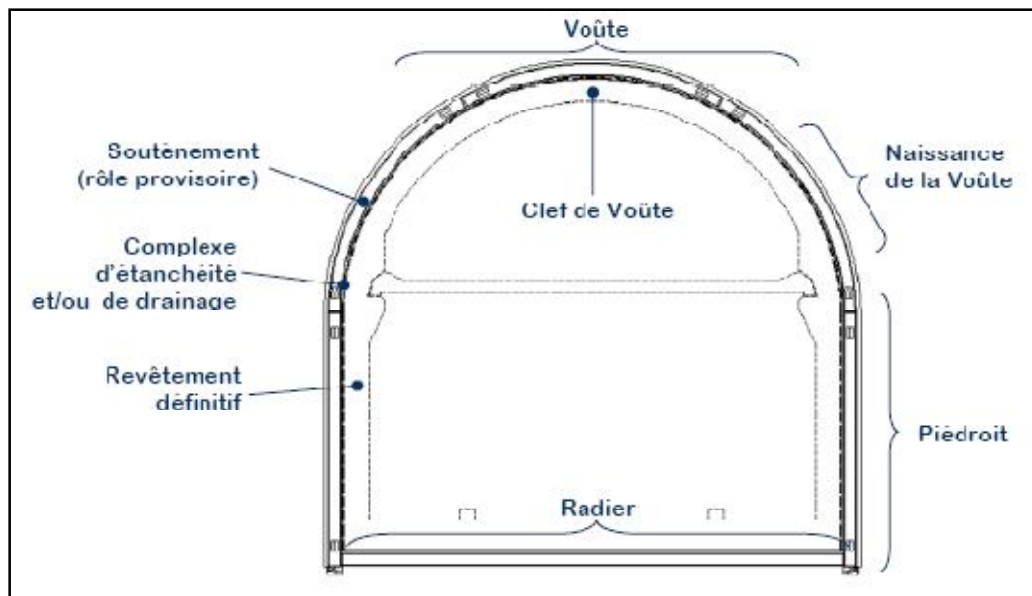


Figure I.1: Section transversale d'une galerie



Figure I.2: photo du tunnel.

I.3. Historique du tunnel :

Il est d'usage d'affirmer que les ouvrages souterrains, sans même parler des cavernes naturelles qui abritèrent les hommes préhistoriques et qui servirent de cadre à leurs premières manifestations artistiques, figurent certainement parmi les plus anciennes constructions de l'homme. Qu'il s'agisse de moyens d'attaque ou de défense comme dans les tunnels de communication secrets des châteaux forts du Moyen Âge, de moyens d'extraction des richesses de la terre dans les galeries des mines ou de moyens de transport comme les aqueducs souterrains des villes romaines, les tunnels étaient déjà connus et utilisés dans la plus lointaine antiquité.

Le tunnel le plus ancien actuellement connu semble bien être celui qui a été construit en Mésopotamie sous l'Euphrate il y a 4 000 ans à l'époque de la reine Sémiramis. D'une longueur de 1 km, il reliait le palais royal de Babylone au temple de Jupiter.

Les civilisations modernes ont élargi l'emploi des tunnels au domaine des communications pour franchir un obstacle qu'il s'agisse d'une chaîne de montagnes, d'un cours d'eau, ou même du modèle d'une ville. Aujourd'hui, des cavités souterraines sont construites pour assurer le stockage de matières encombrantes ou dangereuses (pétrole, gaz), pour décongestionner la surface des villes (parkings souterrains) ou pour loger des unités de production d'énergie (centrales enterrées).

Dans les 200 dernières années les techniques de construction de tunnel ont connu un développement considérable surtout depuis la première utilisation de Marc Brunel d'un bouclier de tunnel lors de la construction du premier tunnel sous la Tamise à Londres en 1825.

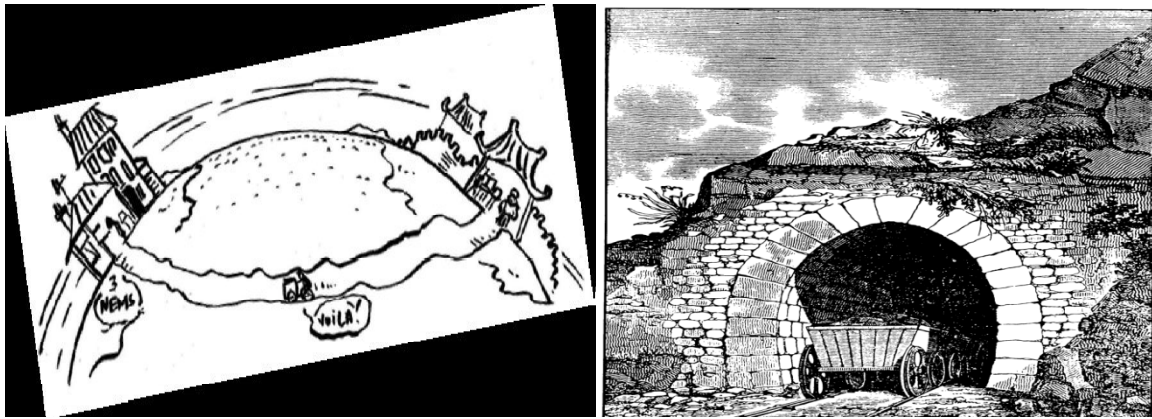


Figure 1.3: tunnel.

✓ Les plus longs tunnels ferroviaires au monde :

- 57 km: Saint-Gothard (Suisse), 2013,
- 53,8 km: Sei-Kan (Japon), 1988,
- 50,45 km: Eurotunnel (France-Angleterre), 1994,
- 34,5 km: Lötschberg (Suisse), 2007,
- 28,4 km: Guadarrama (Espagne), 2007,
- 26,4 km: Hakkôda (Japon), 2010,
- 25, 8 km: Iwate-Ichinohe (Japon), 2002,
- 22,2 km: Îyama (Japon), 2013.

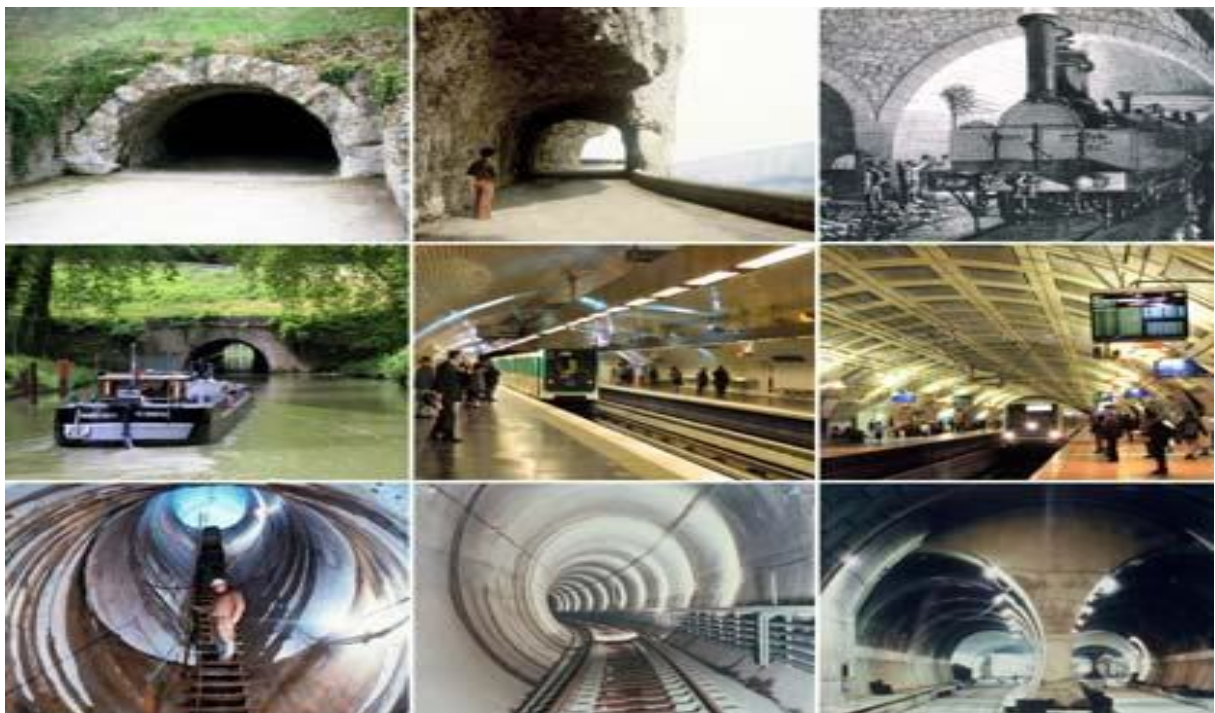


Figure 1.4: Les tunnels dans le monde.

Chapitre II :**Présentation du projet****II.1. Introduction :**

Le projet est d'une grande importance pour focaliser l'intérêt des responsables locaux et des populations eu égard à ses nombreuses retombées sur l'économie de la région. En effet, le transport ferroviaire a figuré parmi les principales préoccupations des responsables de la wilaya qui l'ont inscrit dans les priorités des discussions dans le calendrier des réunions de l'exécutif.

La nouvelle voie ferrée devra permettre d'assurer le transport de marchandises et le transport de voyageurs avec une vitesse de 160 km/h , atteignant même des pointes de 220 km sur le tronçon reliant Boughezoul à Djelfa à une distance de 140 km . Le même projet prévoit la construction de 5 gares, dont une destinée au transport de marchandises, et la réhabilitation de l'ancienne gare ferroviaire de Ksar El-Bokhari. Les travaux de réhabilitation vont consister à doter l'ancienne structure de 16 entrepôts de stockage de marchandises, des silos et divers autres équipements pour l'accueil des voyageurs.



Figure II.1: photo de tunnel 3

II.2. Présentation de l'ouvrage :

Le tunnel T3 de ECHBIKA est situé au début de la ligne ferroviaire qui va de la wilaya de Djelfa jusqu'à Boughezoul wilaya de Médéa. Cette structure est située à environ de 6 Km au nord de la wilaya de Djelfa.

Il est constitué d'un tube en double voies, avec une section d'environ 108 m^2 à 115 m^2 , avec une couverture de terrain qui atteint vingtaine à trentaine de mètres.

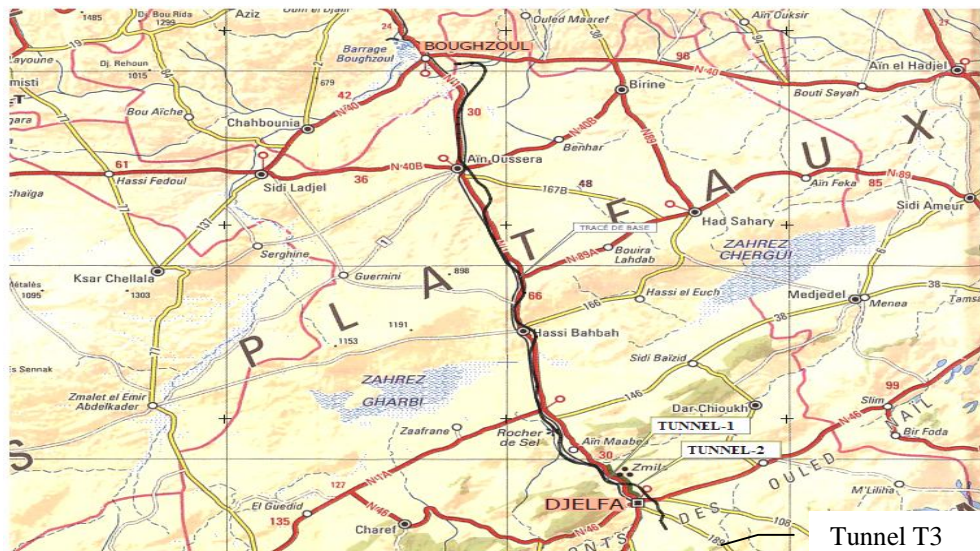


Figure II.2: tracé en plan de la ligne ferroviaire électrifiée et la situation des tunnels [3].

II.3. Présentation technique de l'ouvrage :

Lors de la réalisation d'un tunnel, plusieurs facteurs sont à prendre en considération. D'abord, il faut réduire au maximum le coût du projet et il faut assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. Tout cela est en relation directe avec le tracé en plan, le profil en long et le gabarit du tunnel.

II.3.1. Tracé en plan [2] :

Le tracé en plan du tunnel dépend du tracé de la ligne ferroviaire, de la géologie et de l'hydrogéologie des terrains traversés.

Il se peut qu'un tracé ait des modifications au fur et à mesure de l'avancement des travaux par suite :

- ✓ L'irruption des eaux en quantités importantes au cours de la construction ;
- ✓ D'accidents géologiques ;
- ✓ Croisement perpendiculaire des cours d'eaux qui peuvent être néfastes à l'ouvrage du point de vue chargement ;
- ✓ De l'implantation incorrecte des têtes du tunnel ;
- ✓ La nature des terrains traversés.

Le tunnel étudié commence du P.K 234+50 au P.K 234+800 soit d'une longueur de 750 mètres. La vitesse de référence pour la conception est de 160 km/h.

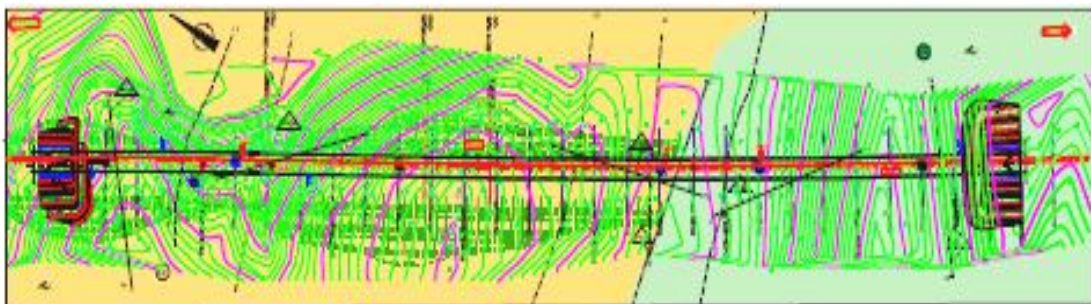


Figure II.3: Tracé en plan de tunnel [2].

II.3.2. Profil en long[2] :

En profil en long, le tunnel monte avec une pente de 1.6 % à partir du portail d'entrée vers le portail de sortie.

Ce choix a été conditionné par :

- ✓ La nature de terrain à traverser ;
- ✓ L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités ;
- ✓ La présence des accidents géologiques;
- ✓ L'épaisseur de la couverture ;
- ✓ La présence d'eau ;
- ✓ L'emplacement qui nécessite une étude particulière.

Il est important d'implanter les tunnels de haute montagne dans des couches suffisamment épaisse de roches saines, situées de préférence au dessus du niveau de la nappe d'eau souterraine. Voir annexe

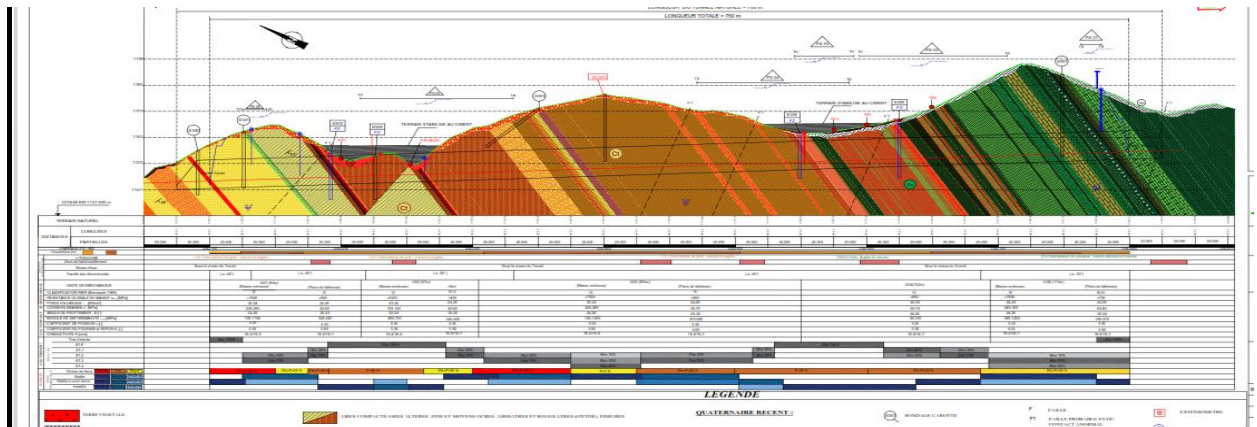


Figure II.4 : profil en long de tunnel [2].

II.3.3. Choix de la section [3] :

Il faut rechercher un profil qui soit le plus uniforme possible tout au long de l'ouvrage Pour des raisons de facilité d'exécution, sa section doit être déterminée sur la base des Facteurs suivants :

- ✓ Les gabarits des véhicules qui emprunteront le tunnel et ceux des matériaux qui y seront transportés ;
- ✓ La nature du terrain, sa résistance, sa teneur en eau et les poussés géologiques du souterrain ;
- ✓ La méthode de travail adoptée ;
- ✓ Le matériau utilisé pour le revêtement, sa résistance, ainsi que les charges intérieures qu'il devra supporter ;
- ✓ Le nombre de voies de circulation.

II.3.4. Gabarit libre [4] :

De façon générale, un profil circulaire ou s'en approchant est le plus favorable, mais si le profil est rectangulaire, un tel profil n'est pas toujours économique car la section à excaver est plus importante que la section utile.

Par ailleurs, les facteurs suivants peuvent imposer un profil circulaire :

- ✓ La présence d'une forte charge piézométrique ;
- ✓ La médiocrité des caractéristiques des terrains traversés.

Dans le choix du profil en travers, la méthode de construction est également un facteur à prendre en considération.

Pour notre projet on a opté pour une section circulaire vu les caractéristiques du terrain et les méthodes de travail adoptées. Voir annexe

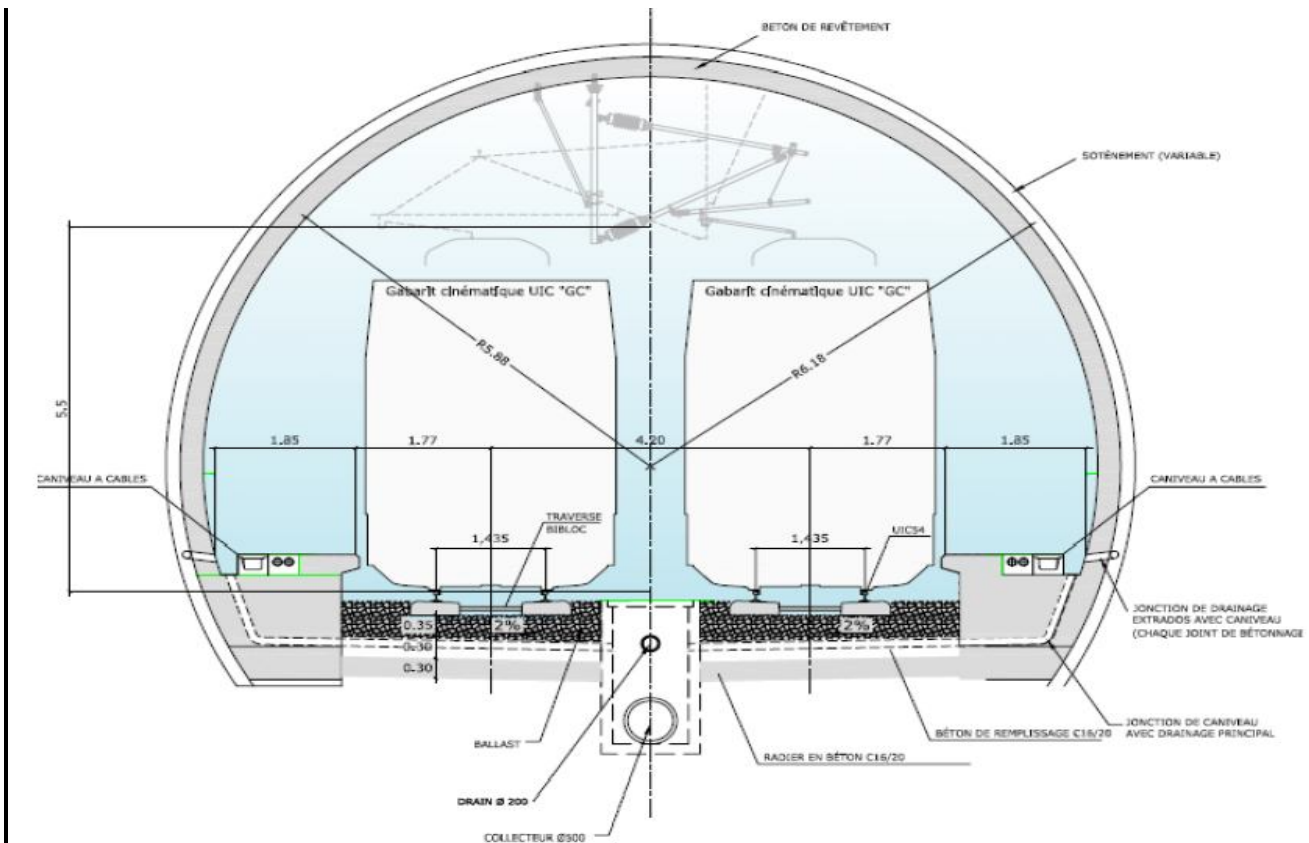


Figure II.5 : section de tunnel

II.4. Conclusion :

Notre étude portera sur le dimensionnement de la section afin de donner une solution meilleure et optimale pour le dimensionnement du tunnel. Avec une couverture qui atteint vingtaine à trentaine de mètres. Afin d'entamer une telle étude, une reconnaissance du site est toujours indispensable.

Chapitre III :

Creusement

III.1. Introduction :

Chaque ouvrage a ses caractéristiques propres qui dépendent : Du lieu où il va être implanté, de la profondeur d'ancrage, de la géologie du site, du type du terrain encaissant et de la stabilité de l'ensemble terrain-ouvrage.

Les techniques utilisées pour le choix de la méthode de creusement des tunnels ont beaucoup évolué au cours de ces dernières années, grâce principalement à l'amélioration des études de reconnaissances géotechniques, géologiques, hydrogéologiques et aussi à la mécanisation des travaux d'abattage et de soutènement.

Dans certains cas, où la longueur de tunnel est importante, on aura recours à plusieurs moyens de creusement selon les difficultés rencontrées pendant l'excavation.



Figure III.1: photos de creusement

III.2. Les différentes méthodes de creusement (excavation) :

Les principales méthodes de creusements utilisés actuellement peuvent être distinguées comme suit :

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

III.2.1. Creusement à plein section :

Cette technique de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase, elle est appliquée beaucoup plus pour les terrains de bonne tenue ne nécessitant pas un soutènement provisoire «cas des roches» ; mais si le rocher présente des fissures tolérantes (fissures dues à la suite d'utilisation d'explosif ou fissures propres au massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée.

Elle est habituellement utilisée quand la section à creuser n'est pas très importante (généralement inférieure à $12 m^2$) au-delà, la méthode nécessite un matériel plus performant et devient extrêmement coûteuse mais on peut l'utiliser pour les grandes sections (plus de 40 à $50 m^2$) si le tunnel est assez long (plusieurs kilomètres) car le coût sera amorti [5].



Figure III.3: creusement a pleine section.

✓ **Avantage :**

- La rapidité de cette méthode nous facilite l'organisation du chantier car elle nous permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du revêtement.
- La méthode de creusement à pleine section permet des avancements très importants. On peut atteindre jusqu'à 12 m par jour en procédant par volées de 4 m.
- La méthode de creusement à pleine section est plus favorable à la maîtrise des déplacements puisqu'elle évite les problèmes liés aux reprises d'excavation dans un terrain déjà dé-confiné.

✓ **Inconvénient :**

- L'évacuation des déblais nécessite plusieurs reprises. En cas de rencontre d'un accident de terrain sérieux cette technique requiert une adaptation très difficile.
- La mise en place des cintres métalliques à l'avancement devenant très difficile pour des sections aussi grandes.

III.2.2. Creusement à demi-section :

Cette méthode consiste à creuser la demi section supérieure du tunnel (Calotte + Stross) (qui peut atteindre 5 à 6 mètre de hauteur, on la met en sécurité avec la mise en place des cintres et du bétonnage, puis on creuse la deuxième moitié inférieure (Radier). Elle est conseillée pour les tunnels de grande dimension (plus de 40 à $50 m^2$) car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité au vue de la dimension réduite de front de taille.

Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Elle peut alors être utilisée très largement en faisant varier la longueur de l'avancement unitaire.

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



Figure III.4: creusement en demi-section.

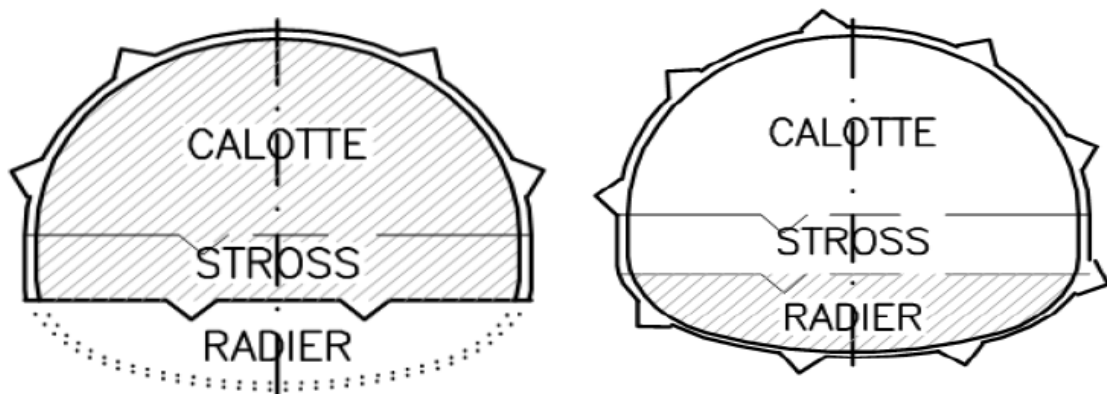


Figure III.5: représentation des phases de creusement a demi-section.

III.2.3. Creusement en section divisée :

✓ Description :

La méthode de creusement en section divisée consiste en l'ouverture préalable d'une (ou plusieurs) galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser. La section peut être divisée de différentes façons. Ces galeries peuvent être exécutées sur toute la longueur de la zone à réaliser en section divisée avant le début de l'excavation du reste de la section [5].



Figure III.6: image montre le creusement en section divisée

✓ **Domaine d'application :**

On utilise la méthode d'avancement en section divisée lorsque les caractéristiques du terrain étaient insuffisantes pour assurer une stabilité suffisante du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi section.

Dans le cas de sections larges, on peut utiliser deux galeries en base de pénétrants, pour bétonner une partie du revêtement définitif (culées qui serviront d'appui au soutènement et au revêtement de la voûte).

III.3. Equipements et/ou Engins mise a disposition) :

Pour les besoins du projet, deux directions centrales sont au service du chantier celle du :

- ✓ Matériel pour ce qui est des engins de chantiers et des équipements de contrôle et de mesure, et celle des :
- Moyens communs pour les baraques et les campements.

Ils mettent à la disposition du chantier du matériel et des équipements fiables et exploitables.

III.4. La nouvelle méthode autrichienne (NATM) :

Introduite en France à la fin des années 1970 la nouvelle méthode autrichienne (N.A.T.M. selon l'abréviation anglaise) se caractérise par :

- ✓ la mise en place, aussi rapidement que possible, d'un soutènement déformable constitué de boulons armant le terrain et d'une couche de béton projeté ;
- ✓ la réalisation de mesures des efforts et des déformations engendrées dans la voûte et dans le terrain avoisinant dont l'interprétation permet d'adapter les dimensions, les quantités et les phases de mise en place des éléments constituant le soutènement (béton projeté en voûte, au front, en radier, boulons, cintres).

Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation non pas en bloquant tout mouvement mais en créant un anneau porteur de terrain armé.

L'excavation se fait à pleine ou demi-section, et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place aussi rapidement que possible. La mise en place d'un radier doit souvent être prévue dans les terrains où cette méthode est compétitive.

III.5. Le tunnel principal :

Avec la même méthode, on entame l'exécution du tunnel principal, qui comprend les phases successives suivantes:

- ✓ Le creusement de la calotte ;
- ✓ Le creusement du stross ;
- ✓ Le creusement du radier contre voutée.

Calotte : c'est la partie supérieure, et centrale de la voute.

Stross: terrain à excaver situé dans la partie inférieure du profil comprise en hauteur, entre les piédroits.

Radier : contre vouté: un radier contre vouté souvent très ferrailleur, agit verticalement comme une voute de tunnel, il clave le profil et permet de cercler la section pour bénéficier au maximum de l'effet de voute.

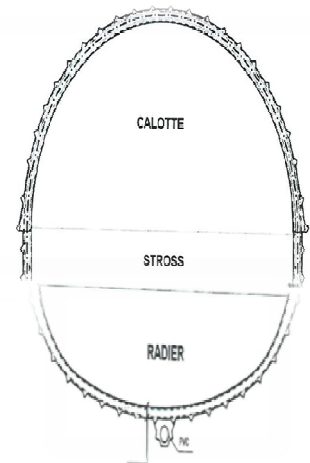


Figure III.7: Le tunnel principal

- La calotte est excavée par étapes ;
- le soutènement de la calotte est constitué de cintre métallique, de treillis soudés et de béton projeté ;
- Une fois que les travaux d'excavation terminés, on procède au bétonnage de l'anneau intérieur, soit le radier, la voute et la dalle du canal de ventilation, puis à la pose des aménagements intérieurs.

III.6. Les modes de creusement :

Deux principaux modes d'exécution des tunnels peuvent être utilisés. Le choix de la technique à employer résulte d'un compromis entre les exigences liées à la géométrie de l'ouvrage à réaliser, les caractéristiques du terrain à creuser, les spécificités du site et de son environnement et les contraintes géologiques et hydrogéologiques (présence ou non de lanappe phréatique).

- ✓ **Le cycle de production du creusement des tunnels :**

Trois procédés sont employés pour creuser des tunnels au rocher.

III .6.1. Abattage à l'explosif :

Creuser un tunnel par l'explosif nécessite une succession d'étapes qui, une fois faites, sont répétées jusqu'à ce que le tunnel soit fini, c'est ce qu'on appelle le cycle de production. Ces étapes sont les suivantes :

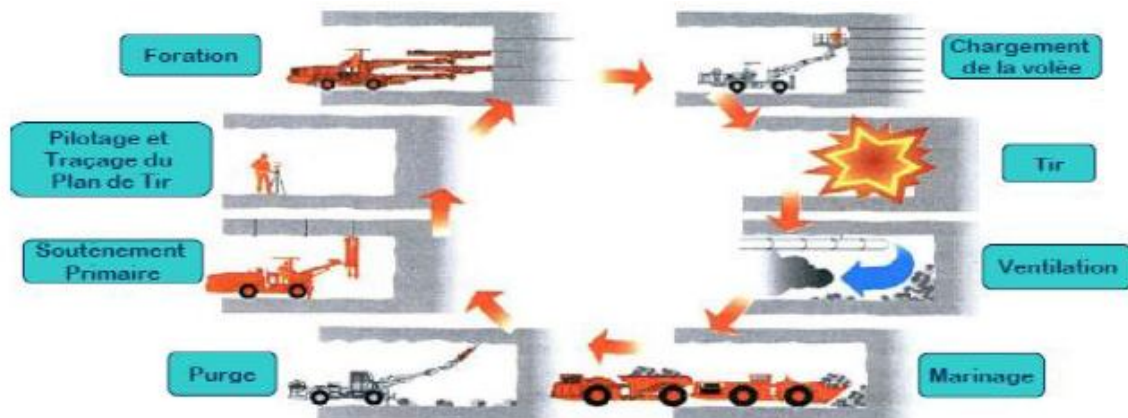


Figure III.8: Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif



Figure.III.9: Creusement du tunnel en mine par explosifs



Figure.III.10: Chargement des trous par l'explosifs

a. Le plan de tir :

Le plan de tir est une étape obligatoire du cycle de creusement. Il consiste en un schéma de la voûte d'un tunnel sur lequel on place toutes les informations nécessaires au bon déroulement du tir. Ces informations portent principalement sur la localisation des différentes mines, leur puissance (type de charges), les détonateurs utilisés ainsi que l'ordre d'explosion des charges et le temps d'écart (25 ms dans le document ci-dessous). Cela permet de visualiser la séquence de tir des charges pour mieux l'adapter au terrain. Un chantier peut sur son parcours faire appel à différents plans de tir selon le type de roches rencontrées.



Figure III.11: préparation d'un plan de tir

b. La foration :

Après l'élaboration du plan de tir, on creuse les emplacements des charges ainsi que le bouchon. Le bouchon consiste en un ou plusieurs trous, vides ou chargés en explosifs, creusés au milieu du front de taille pour créer, après l'explosion des premières charges, une surface libre qui donne au tir plus de profondeur. Il en existe plusieurs sortes :

- ✓ Le bouchon canadien est constitué de plusieurs trous ;
- ✓ vides et parallèles entre eux ce qui permet aux ondes produites par les premières charges de se réfléchir entre les différents trous et ainsi de créer la surface libre ;
- ✓ Le bouchon en V est fait de deux trous chargés placés en « V » à l'intérieur de la roche ce qui permet de former une surface libre plus profonde. Il en existe d'autres et chacun est utilisé en fonction de la roche rencontrée.



Figure III.12: foration

c. Le chargement de la volée

Il existe différents types de mines, chaque type étant utilisé à des endroits différents du front de taille :

- ✓ Les mines d'abattage sont utilisées dans le bouchon. Ce sont ces mines qui créent l'espace libre nécessaire au bon déroulement du tir.
- ✓ Les mines de contours sont utilisées pour creuser les contours du front de taille (voûte, profil et basement). Elles sont moins puissantes que les autres.
- ✓ Les mines de coins sont placées dans la partie basse du front de taille. Elles doivent former la voûte finale d'après le tir et c'est pourquoi elles ne sont déclenchées qu'à la fin.



Figure III.13: Le chargement de la volée

d. Le tir

Le tir ne se fait qu'après s'être assuré que tout le matériel et tout le personnel ont été évacués de la galerie. Il est aujourd'hui interdit d'utiliser des mèches lentes pour amorcer les explosifs car la technique a été jugée trop peu fiable. Tous les détonateurs sont donc électriques ce qui engendre alors d'autres contraintes. Il faut, en effet, s'assurer qu'aucune onde ne vienne créer un départ de tir intempestif qui pourrait avoir des conséquences désastreuses. Lors du déclenchement du tir, la sécurité est la règle primordiale.

e. La ventilation

Après chaque tir, d'importantes quantités de gaz ou de poussières toxiques créées par l'explosion s'amassent dans le tunnel. La ventilation permet d'évacuer tous ces gaz avant de reprendre les travaux. Elle se fait soit par ventilation soufflante, soit par ventilation aspirante ou par les deux à la fois. Le temps d'évacuation de ces gaz dépend du type des explosifs utilisés ainsi que de la nature de la roche.



Figure III.14: La ventilation

f. La purge

Après la ventilation, une machine spéciale appelée « pince à purger » est utilisée pour faire tomber les blocs de roche non stable. Elle est suivie du boulonnage, opération qui consiste à solidifier la voute de la galerie fragilisée par le tir.



Figure III.15: La purge

g. Le marinage

Le marinage consiste à l'évacuation de tous les déblais occasionnés par le tir. Il se fait à l'aide de pelles mécanisées et de camions de remorquage.



Figure III.16: Le marinage

h. Le gunitage

Après avoir évacué les déblais, on projette du béton sur la voûte afin de la rendre plus solide et de permettre aux travaux de continuer en sécurité. La projection s'effectue soit par voie sèche soit par voie mouillée. Par voie sèche, le béton en poudre est pulvérisé simultanément avec de l'eau. Le béton se mouille avec l'eau et vient se compacter sur la surface rocheuse.



Figure III.17: Le gunitage

✓ **Avantage :**

- Souplesse de la méthode, au niveau du profil à réaliser et de l'adaptation aux différentes catégories de terrains rencontrés ;
- Pour les roches dures : meilleurs résultats d'efficacité et de rendement ;
- Utilisation ponctuelle possible pour des terrains hétérogènes.

✓ **Inconvénients :**

- Les effets sismiques de l'explosif : vibrations engendrées par les tirs se propageant sous forme d'ébranlements vers les structures avoisinantes ;
- Les effets parasites de l'explosif : création d'hors-profils d'excavation et/ou d'une zone de massif fortement perturbée au pourtour de l'excavation ;

III.6.2. Creusement mécanisé :

III.6.2.1. Abattage mécanisé :

Pour les roches de résistance moyenne, on utilise un deuxième procédé : l'abattage mécanisé par machines à attaque ponctuelle. Son rendement décroît si la teneur en silice de la roche est élevée ou si la roche n'est pas fracturée. Une machine à attaque ponctuelle est constituée d'un châssis automoteur généralement chenillé, d'un bras orientable, monté sur tourelle, solidaire du châssis et muni à son extrémité d'une tête rotative équipée de pics, d'un système d'évacuation et de chargement des déblais. Cette méthode est intéressante car elle supprime les ébranlements dans le terrain encaissant. Elle a une limite économique en fonction de la dureté et de l'abrasivité des roches.



Figure III.18 : Creusement du tunnel par moyen mécanique

III.6.2.2. Machine de creusement :

a. Les machines à attaque ponctuelle :

Elles sont en général montées sur un châssis automoteur à chenilles ou sur pneu. Ce châssis supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête fraiseuse capable de balayer une surface de front plus ou moins importante autour de sa position moyenne. Dans les machines à attaque radiale [6], la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras. Dans les machines à attaque transversale [7], la fraise, appelée aussi tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentiellement la surface du front.



Figure III.19 : machine à attaque ponctuel

En fonction du type d'outil d'abattage, les machines sont classées en 3 familles principales :

- Godet excavateur, ripeur ou brise-roche : machines haveuses non-rotatives ;
- Tête de havage à axe longitudinal : machines haveuses rotatives à axe longitudinal ;
- Tête de havage à axe transversal : machines haveuses rotatives à axe transversal ;

On les utilise généralement :

- Dans les roches tendres, pour les ouvrages de faible longueur (2 km maximum), où ne sont pas rentables les systèmes à section complète (tunneliers) ;
- Dans les roches plus dures, en compétition avec l'usage d'explosifs.

✓ **Constitution :**

Elles sont constituées :

- d'un châssis automoteur sur pneus ou chenilles ;
- d'un bras orientable monté sur une tourelle solidaire du châssis et muni à son extrémité d'une tête rotative équipée d'outils (Le choix du type de pics dépend de la dureté et de l'abrasivité de la roche, ainsi que de la puissance de la tête de coupe). Celle-ci peut être munie d'un système de pulvérisation d'eau pour réduire la poussière dégagée lors de l'excavation ;
- éventuellement d'un système d'évacuation des déblais du front de taille composé d'un tablier de chargement et d'un convoyeur d'évacuation.

b. Machine à attaque globale (pleine face) :

Un tunnelier est une machine réalisant en continu le creusement d'un tunnel et, si nécessaire, la mise en place d'un revêtement à faible distance du front de taille. Sauf exception, le tunnelier réalise un tunnel de forme circulaire :

- Dans le rocher, l'excavation peut ainsi se faire par attaque globale à l'aide d'une machine foreuse pleine section qui prend généralement appui directement au terrain par l'intermédiaire de gripper ou patins d'ancrage latéraux.
- En terrain tendre nécessitant un soutènement important, la forme circulaire est la mieux adaptée à la reprise des efforts. Le tunnelier comporte alors un bouclier et le front peut être pressurisé (*).

En grand diamètre, l'excavation se fait par attaque globale à l'aide d'une roue de coupe à l'avant de la machine avec un procédé de marinage adapté au mode de confinement. La machine progresse en s'appuyant contre le revêtement mis en place au fur et à mesure de l'avancement par l'intermédiaire de vérins.

Le revêtement mis en place est généralement le revêtement définitif. Dans certains cas il peut être complété par un anneau intérieur qui assure d'autres fonctions que la seule fonction résistance mécanique.

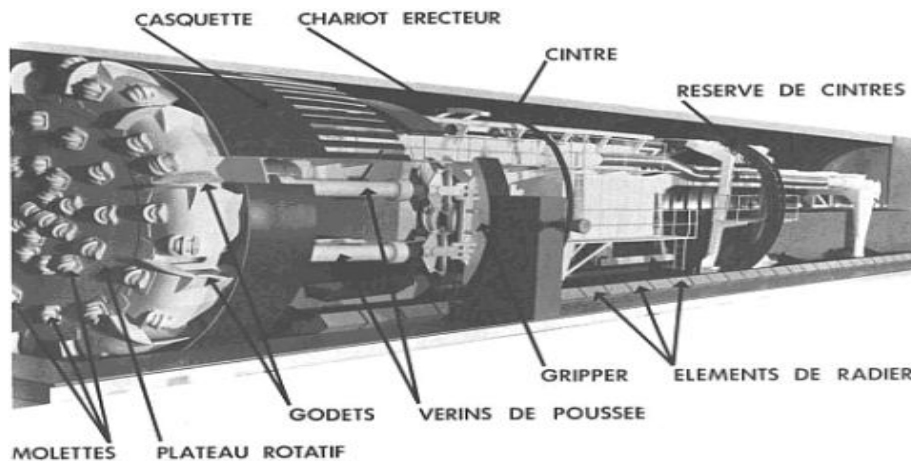


Figure III.20 : machine à attaque globale (tunnelier)

III.6.3. Abattage en tunneliers :

Enfin, les tunneliers, ou machines foreuses pleine section, qui économisent de la main-d'œuvre sont de plus en plus utilisés. Un tunnelier est un engin qui exécute toutes les fonctions. Il comporte une tête tournante porte-outils (molettes, pics) dont les efforts (poussée et couple) sont repris par un bâti fixe. Le bâti s'appuie et avance au moyen d'une ou de deux rangées de patins latéraux qui se déplacent longitudinalement par rapport au bâti. Le tunnelier comporte aussi un poste de guidage et des dispositifs pour évacuer les déblais.

III.7. Contrôle du matériels et équipements de creusement :

Le contrôle concerne toutes les prescriptions relatives aux règles d'entretien et de sécurité des matériels.

- d'excavation (Pelle à godets, Chargeur/pelleteuse, Bill, Brise de roche Marteau, Jumbo de forassions).

Pour le matériel spécifique, de mesure (topographie) et de levage (portique), le contrôle devra satisfaire aux exigences de conformité ;

(certificats de conformité délivrés périodiquement par des organismes compétents).

III.8. Identification et évaluation des risques :

L'étude des risques détaillés fait l'objet d'un document spécifique relatif à la sécurité industrielle ;

En plus d'une étroite collaboration entre le Responsable QHSE & Qualité, la présence d'un animateur d'hygiène & sécurité, et d'agents permanents sur le chantier, permet d'intervenir en toute célérité en cas d'accident ;

L'analyse des risques spécifiques relatifs aux travaux de creusement ou d'excavation électrique

(explosif) est présentée dans le tableau suivant :

| N° | Type d'ouvrage | Risques potentiels | Moyens de prévention/intervention |
|----|---|----------------------------|--|
| 1 | Excavation, méthode mécanique | Eboulement ou effondrement | -Stabiliser le front et soutènement, obligation du port des EPI.Elaborer Un plan d'urgence sur la conduite à tenir en cas d'eboulement |
| 2 | Excavation, méthode électrique (explosif) | Eboulement ou effondrement | -Avant de tiré, assurer la protection des câbles électriques, projecteurs et les conduites d'eau a l'intérieur du tunnel. -Avant de tiré, assuré que toute individus a l'intérieur ou a l'extérieur du tunnel soit dégagée la zone de tire pendant l'actionnement de la sirène. - Avant de tiré, assuré que tout les accès amené à la zone de tire sont supprimée. - Apres la tire, rester éloigné de la zone de tire pendant ½ heur jusqu'à le dégagement des gaz générés (démarrer le vent type). |
| 3 | Excavation/ Forassions des trous | Poussiere | - Port des EPI, masque anti poussière, lunettes de sécurité, arroser les surfaces et entretenir le sol, procéder au nettoyage quotidien. |

Tableau III.1. les risques de creusement

III.9. Conclusion :

La solution retenue pour le creusement du tunnel T3 tient compte des différents paramètres cités au paravent dans le processus du choix de la méthode de creusement, principalement du terrain encaissant, des dimensions du tunnel, et surtout de la sécurité de l'ouvrage pendant sa construction.

Chapitre IV :**Le soutènement****IV.1.Introduction :**

La détermination du soutènement constitue l'un des éléments essentiels du projet et de l'exécution des tunnels. Il s'agit là d'un problème particulièrement complexe en raison de l'influence de très nombreux paramètres. Le choix d'un type de soutènement doit donc toujours être à la charge d'un ingénieur expérimenté, que ce soit pendant les études ou pendant les travaux. Bien souvent, plusieurs types de soutènement peuvent être envisagés pour des tunnels présentant des conditions similaires (en dimensions, situation géologique et hydrogéologique). Le choix doit alors prendre en compte les conditions économiques, y compris l'influence des aléas d'exécution et les sujétions résultant de l'organisation et de la sécurité du chantier. Depuis une quinzaine d'années, des méthodes modernes de soutènement ont été élaborées, puis améliorées. Comparées aux méthodes traditionnelles, elles permettent bien souvent d'alléger le soutènement des tunnels au rocher tout en garantissant la sécurité et en présentant une plus grande souplesse d'exécution.

IV.2.Définition :

Le soutènement provisoire est une structure qui permet d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant le temps qui s'écoule entre son creusement et la mise en place éventuelle du soutènement provisoire en fonction de leur mode d'action par rapport au terrain.

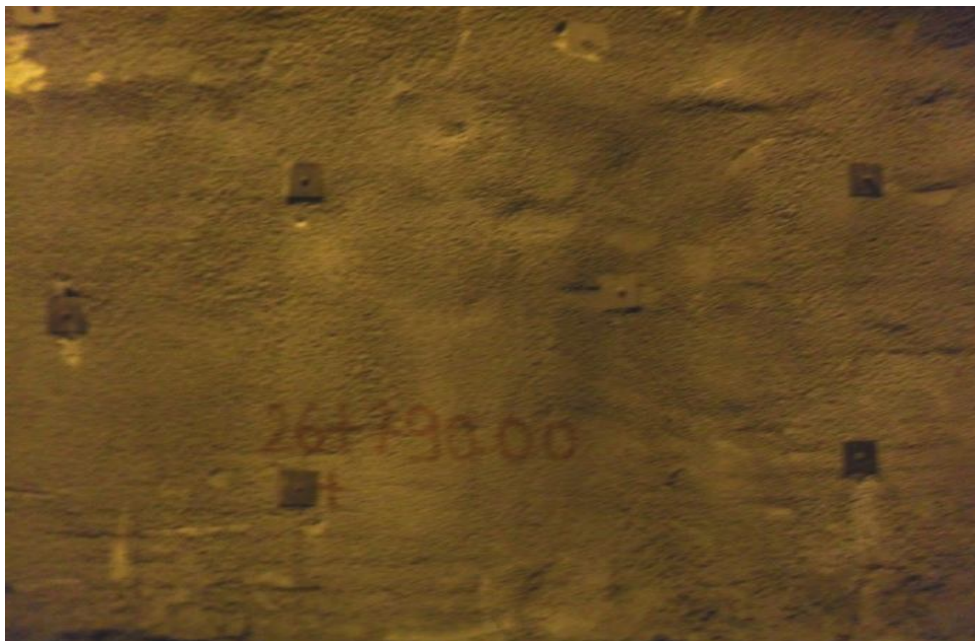


Figure IV.1:soutènement provisoire

IV.3. Rôle de soutènement :

Suivant le cas, le rôle du revêtement en béton est le suivant :

✓ **Soutènement rapide du terrain encaissant :**

Ils'agit des cas où le revêtement en béton est mis en place rapidement à l'avancement soit derrière un bouclier, soit lorsque le soutènement provisoire se révèle insuffisant malgré son importance. Cette méthode est également utilisée lorsqu'on souhaite récupérer les cintres de soutènement. Le revêtement doit alors être capable de reprendre la totalité des efforts transmis par le terrain. Cela peut conduire à des épaisseurs importantes de béton.

Enfin, il faut remarquer que le bétonnage à l'avancement est d'autant plus délicat à mettre en œuvre que plusieurs ateliers (creusement, soutènement, bétonnage, injections de remplissage) se trouvent réunis dans un espace très restreint. Il est donc nécessaire de planifier et d'organiser le plus précisément possible les différentes opérations. Sauf cas particuliers, ce mode de bétonnage est à éviter au niveau du projet. Il est plutôt réservé au passage d'accidents en cours de chantier et aux grandes sections.

✓ **Soutènement d'une cavité stable à moyen terme, par elle-même ou grâce à un soutènement provisoire :**

Dans ce cas, on a affaire soit à une cavité stable à l'excavation mais dont le terrain avoisinant est susceptible de décompression lente ou de détérioration à long terme, soit une cavité stable grâce à un soutènement susceptible d'encaisser par lui-même les efforts et les déformations induites par le terrain avoisinant à court et à moyen terme. Par les méthodes modernes de construction de tunnels, telle la Nouvelle Méthode Autrichienne, on cherche à obtenir un nouvel état d'équilibre par le soutènement provisoire (ou anneau externe). Le rôle du revêtement en béton coffré (ou anneau interne) est d'assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme. On peut alors tenir compte de la participation du soutènement provisoire dans la mesure où sa durabilité est assurée (ancrages scellés sur toute leur longueur, béton projeté). Toutefois, en cas de chargement différé ou de terrains gonflants, l'état d'équilibre peut n'être atteint qu'après un délai important incompatible en général avec le planning du chantier (plusieurs mois ou même plusieurs années). Le revêtement doit donc être dimensionné en conséquence. Le bétonnage est réalisé indépendamment des ateliers de creusement.

IV.4. La technologie du soutènement :

IV.4.1 Mode d'action des soutènements :

- Les méthodes de soutènement des ouvrages souterrains se sont toujours développés sur la base des techniques d'amélioration des sols, de consolidation, et des soutènements.
- Ainsi, les spécialistes en ouvrages souterrains ont réussi à adapter les solutions qui existaient déjà à la réalité des travaux souterrains. Ces solutions sont généralement classées en 04 principales familles:

✓ **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** ;

8 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 (à coquille ou à la résine) ;
- boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier) ;
- barres foncée ;

✓ **les soutènements agissant par supportage** :

- cintres lourd ;
- cintres léger ;
- plaques métalliques assemblées ;
- voussoirs en béton ;
- tubes perforé (voûte parapluie) ;
- boucliers ;

✓ **les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques** :

- injections de consolidation ;
- air comprimé ;
- congélation ;

L'action de supportée se distingue de l'action de confinement par une plus forte résistance relative des éléments de soutènement qui, en limitant l'amplitude des déformations de l'un et de l'autre, privilégie la résistance du soutènement par rapport aux capacités de résistances propres du terrain. Au contraire, dans l'action essentiel ; le rôle du soutènement se limite à développer le long des parois une contrainte radiale de confinement généralement faible, mais susceptible d'accroître fortement la résistance tangentielle du terrain et de permettre la formation des voûtes de décharge. Plusieurs types de soutènement peuvent être utilisés simultanément sur un même chantier. C'est ainsi que le béton projeté est souvent associé au boulonnage ou (et) aux cintres légers, que les plaques métalliques assemblées peuvent être renforcées par des cintres légers ou lourds placés à l'intérieur des anneaux et que les boucliers ne sont généralement qu'un soutènement transitoire servant à la mise en place de plaques métalliques ou de voussoirs en béton qui prennent leur relais.

IV.4.2. Les cintre :

Qu'il s'agit d'ossatures en forme d'arcs ou de portiques, disposées selon la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois de

l'excavation, le calage contre le terrain se faisant soit directement, soit par l'intermédiaire d'une "peau" ou blindage masquant totalement ou partiellement la paroi.

Ils sont généralement composés d'éléments relativement rigides. La forme des pièces qui les composent, et qui peuvent être en bois, en métal ou en béton, se rapproche autant que possible du profil de l'ouvrage. C'est ainsi que, dans le cas où ce profil est courbe et où la structure est constituée de profilés métalliques, ceux-ci sont généralement "cintrés" pour épouser la forme précise du profil.



Figure IV.2: les pièces des cintres.



Figure IV.3: soutènement par cintre

IV.4.2.1. Rôles :

✓ **Protection :**

Protéger contre la chute de blocs. Ils sont destinés à assurer une protection provisoire du personnel.

✓ **Soutènement :**

Ralentir les phénomènes de déformation et de convergence des parois avant la mise en place du revêtement définitif.

✓ **Renforcement :**

Consolider ou à restaurer les ouvrages anciens

IV.4.2.2. Types :

✓ **Cintres métalliques lourds :**

Ils sont généralement utilisés comme cintres de soutènement et de renforcement. En raison de leur inertie, ils sont en effet en mesure, dans la plupart des cas et s'ils sont correctement appuyés et bloqués, de ralentir et de limiter les déformations du terrain encaissant.

- Cintre réalisé à partir d'un profilé métallique (généralement de type IPN, HEA, HEB).

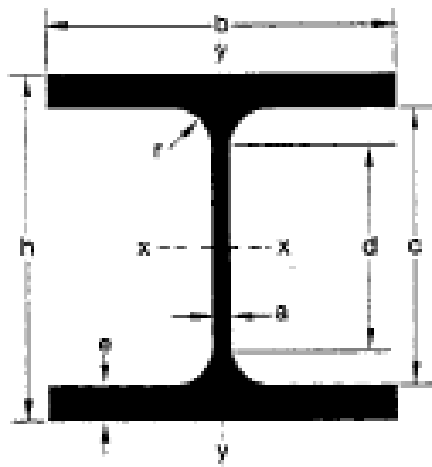


Figure VI.4: la coupe du cintre lourd

• **Remarque :**

L'espacement entre les cintres est généralement compris entre 0.8 et 1.5m.

Les profilés ci-après sont les plus fréquemment utilisés comme cintres lourds à la traversée des zones fracturées et broyées dans les tunnels au rocher:

| Profilé | Diamètre du tunnel |
|----------------|--------------------|
| <i>HEB 120</i> | <i>2.5 à 5 m</i> |
| <i>HEB 140</i> | <i>4 à 8m</i> |
| <i>HEB 180</i> | <i>7 à 10 m</i> |
| <i>HEB 220</i> | <i>9 à 12 m</i> |

Tableau. IV.1: les différent profilé des cintre.

✓ **Cintres métalliques légers :**

Ces cintres présentent une capacité de portance limitée et une grande déformabilité. Ils sont d'un maniement beaucoup plus aisé que les cintres rigides et peuvent être utilisés uniquement à titre de protection :

- Cintre réalisé à partir d'un profilé métallique (généralement de type TH, UPN)
- Ce type de soutènements est utilisé généralement pour les petites sections.

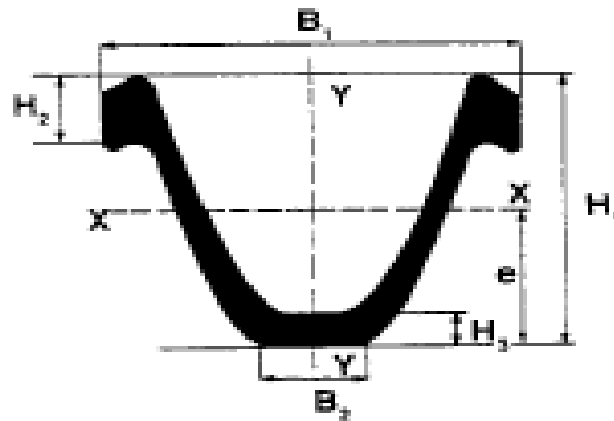


Figure.VI.5: la coupe de cintres légers

IV.4.2.3. Contrôle :

✓ **Contrôle de mise en place des cintres :**

- Approbation de matériaux : Rigidité, inertie, radioactivité;
- Cintrage des cintres (contrôle à l'usine);
- Rapidité de mise en oeuvre;
- Contrôle de l'appui sur le terrain (en voûte);
- Calage en cas de hors profil;
- Contrôle de l'appui sur le terrain de fondation;
- Serrage des boulons (clé dynamométrique);
- Contrôle topographique (gabarie et tolérance).

IV.4.2.4. Dispositifs d'appui des cintres :

La qualité de l'appui du cintre est une condition essentielle de sa bonne tenue. Les appuis ont pour objet de répartir la charge sur le terrain d'assise ; ils peuvent être fixes (longrines en bois, métal ou béton, ca marteaux) ou extensibles (vérins ou étais extensibles) pour limiter la décompression du terrain encaissant :

- ✓ Les entretoises longitudinales sont destinées à éviter le renversement et le gauchissement des cintres sous l'effet des poussées. Elles sont généralement constituées d'aciers ronds ou plats.
- ✓ Le blocage au terrain est généralement réalisé au moyen de cales et de coins en bois enfoncés à force entre le blindage (ou le cintre) et le terrain. On peut aussi, dans certains cas, réaliser le calage au moyen de gros béton coulé derrière le blindage.

- ✓ Les conditions impératives d'efficacité du soutènement à base de cintres sont :
- le blocage immédiat du cintre au terrain le long des reins de la voûte et des piédroits ;
 - la répartition effective des efforts en pied de cintre au moyen d'une semelle rigide et correctement calée ;
 - le blocage du cintre en voûte pour limiter la décompression ;
 - l'entretoisement des cintres entre eux. Il est plus facile de satisfaire correctement à ces conditions si le découpage de la section est correct et si les hors-profils sont réduits au minimum compte tenu de la nature du terrain.

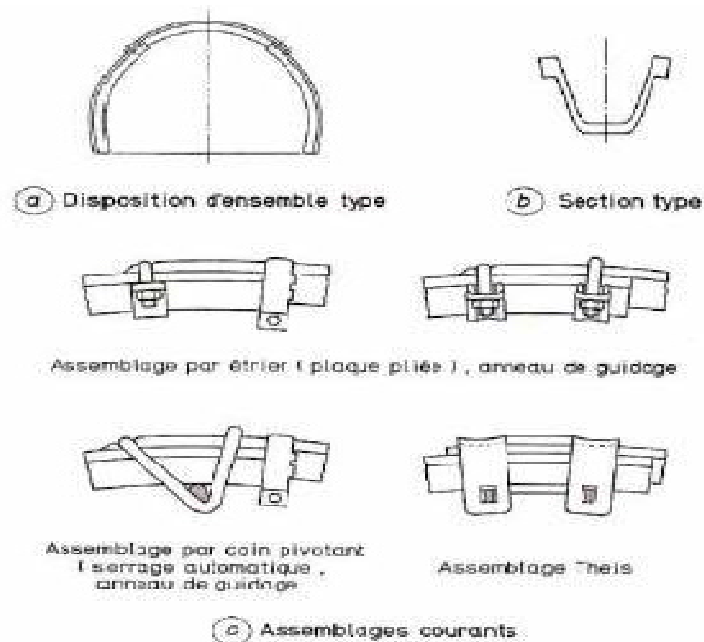


Figure IV.6: soutènement par cintres coulissants

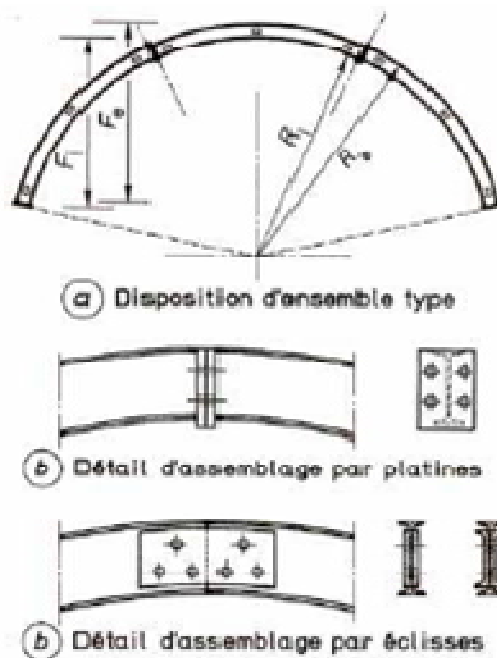


Figure IV.7: cintres en profilé simples.



Figure IV.8: Assemblage du cintre HEB 140

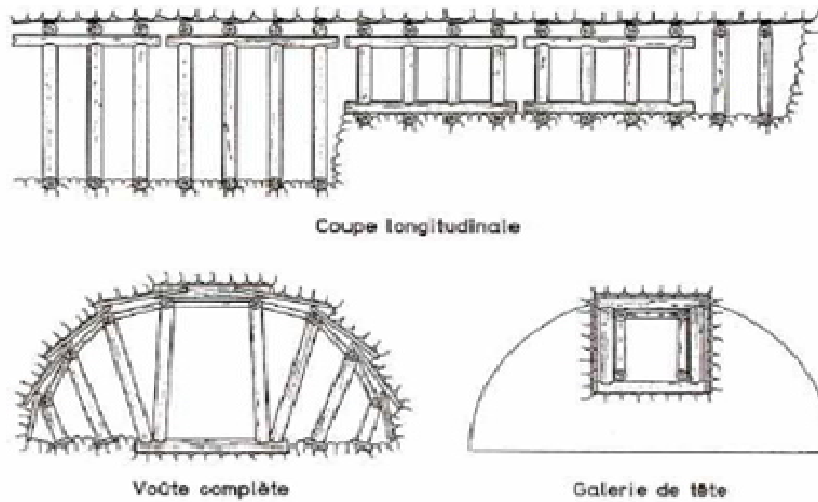


Figure IV.9: soutènement par boisage.

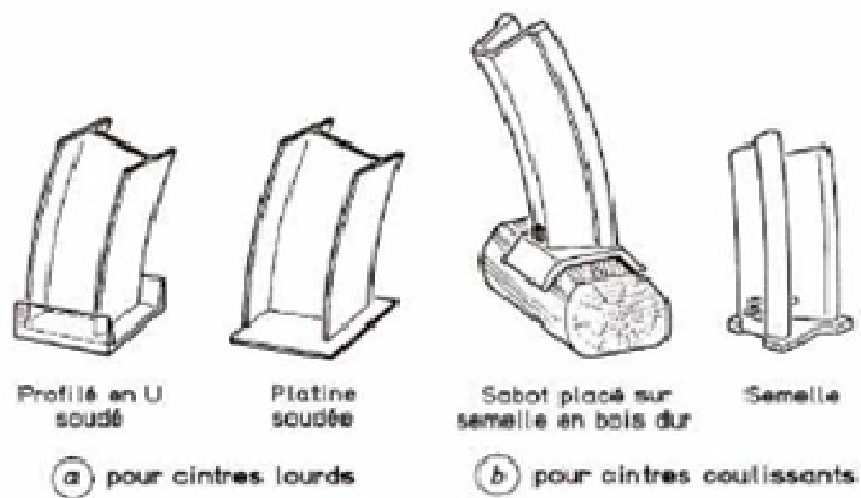


Figure IV.10: dispositifs d'appuis des cintres.

IV.4.2.5. Le blocage au terrain :

Il est généralement réalisé au moyen de cales et de coins en bois enfoncés par force entre le blindage (ou le cintre) et le terrain. On peut aussi, dans certains cas, réaliser le calage au moyen de gros béton coulé derrière le blindage.

Les conditions impératives d'efficacité du soutènement à base de cintres sont :

- ✓ le blocage immédiat du cintre au terrain le long des reins de la voûte et des piédroits.
- ✓ la répartition effective des efforts en pied de cintre au moyen d'une semelle rigide et correctement calée.
- ✓ le blocage du cintre en voûte pour limiter la décompression
- ✓ l'entretoisement des cintres entre eux.



Figure IV.11: Mise en place des cintres

IV.4.2.6. Les blindages et enfilages :

Ils assurent la continuité du soutènement de la paroi dans l'intervalle des cintres et sont indispensables dans les terrains dont la cohésion est insuffisante pour assurer ce transfert des charges entre deux cintres successifs.

On appelle enfilage un dispositif de blindage que l'on enfonce dans le terrain le long du contour de l'ouvrage en avant du front pour assurer le soutènement avant même que l'excavation ne soit réalisée. L'enfilage est réservé aux terrains instables ou bouillants.



Figure IV.12: Enfilage métallique. Figure IV.13: Blindage

IV.4.2.7. Les entretoises longitudinales :

Ils sont destinés à éviter le renversement et le gauchissement des cintres sous l'effet des poussées. Elles sont généralement constituées d'aciers ronds ou plats.

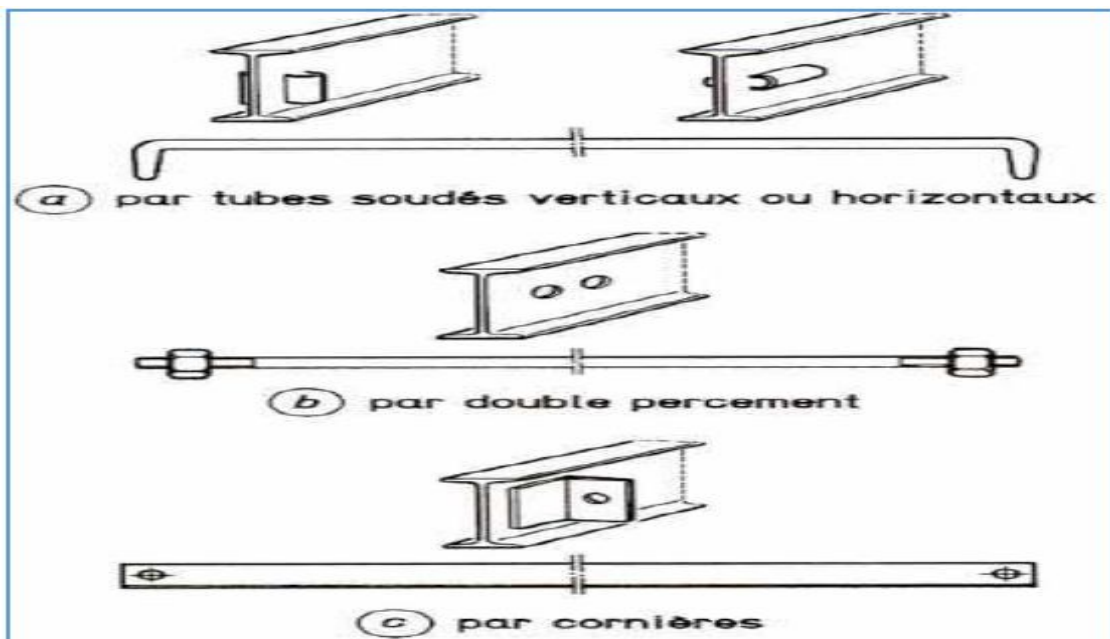


Figure V.14: Dispositifs d'entretoisement de cintres lourds.



Figure IV.15: Les entretoises

IV.4.2.8. Pré-soutènement et soutènement du front de taille :

Les procédés de pré-soutènement et de soutènement du front de taille sont généralement utilisés :

- ✓ Dans des terrains de faible résistance.
- ✓ Dans des terrains de trop forte déformabilité.
- ✓ Pour traiter des points singuliers (démarrage du creusement, reprise d'éboulements).

a. Tubes perforés :

Les tubes perforés sont considérés comme un procédé de pré-soutènement qui sera installé depuis le front, sur une part ou la totalité du contour, pour être efficace en avant du front. On peut classer les pré-soutènements en 3 types :

- ✓ Voûte parapluie
- ✓ Pré-voûte
- ✓ Anneau renforcé

a.1. La voûte parapluie [8]:

Elle consiste à mettre en place des barres ou des tubes métalliques longitudinaux, à la périphérie du front, le plus souvent sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence. Elle est conçue pour atteindre une longueur de pénétration en avant du front de la même grandeur que sa hauteur, pour limiter les décompressions et se protéger de surfaces de rupture potentielles intéressant toute la section d'excavation. Dans la pratique et pour tenir compte des déviations lors de la perforation, la longueur des tubes métalliques ne dépassera pas 12 à 15m, on outre le recouvrement dépend de la hauteur de la section et de la nature des terrains et il est recommandé qu'il ne soit pas inférieur à 3m.

Les Voûtes parapluies sont constituées, soit de barres (\varnothing 32 ou 40 mm) ou de tube injectés (\varnothing 90 à 200 mm), soit de colonnes de jet-grouting (\varnothing 60 à 80 cm). La longueur des voûtes successives ne dépasse pas 12 à 15 m, la longueur de recouvrement étant généralement de 3 à 4 m.



Figure IV.16: Voûte parapluie en 3D.

La voûte parapluie peut se rencontrer sous trois formes particulières :

- ✓ L'enfilage en calotte
- ✓ Les voûte-parapluie emboîtées
- ✓ Structures plus rigides (arc cellulaire)

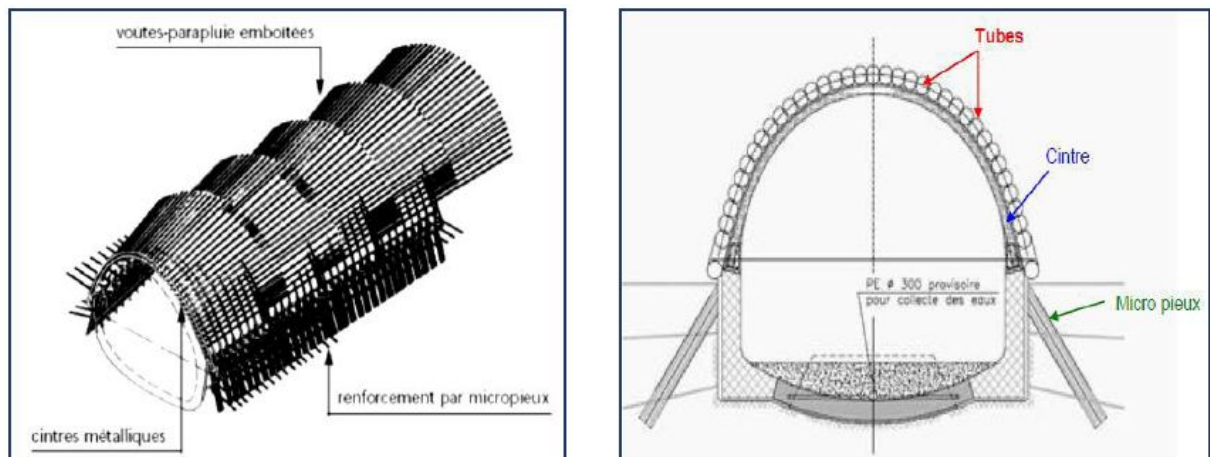


Figure IV.17: Exemple de voûtes parapluies successives et emboîtées.

a.1.1. Domaine d'application de la voûte parapluie :

Généralement on fait appel à un pré soutènement par voûte parapluie dans les cas suivant :

- ✓ sol rencontré présente des critères très défavorable à savoir (comportement mécanique, discontinuité, altérabilité-gonflement, hydrologie) ; (établissement des profils géologiques & note *RMR*) ;
- ✓ risque d'instabilité du front de taille ;
- ✓ prise en considération des critères relatifs à l'environnement à savoir (nocivité des tassements, équilibre hydrologique).

a.1.2. Méthode d'exécution de la voûte parapluie :

a.1.2.1 : Préparation :

Cette étape consiste à :

- ✓ pulvérisation de la face ;
- ✓ mise en place d'échafaudage ;
- ✓ mesure et marquage des positions des trous (espacement entre deux tubes successifs esde $0.5m$) ;
- ✓ pré forage des trous.

a.1.3. Avantage du pré-soutènement par voûte parapluie :

- ✓ Assurer la stabilité durant l'excavation ;
- ✓ Limiter les déformations ;
- ✓ Les tubes métalliques peuvent être installés facilement en utilisant un jumbo ;

b.1. Pré-voûte :

Le pré-découpage mécanique est bien adapté dans les roches tendres et les sols cohérents homogènes : marnes, calcaires tendres, molasses, argiles...



Figure IV.18: la photo de portail

b.2. Procédé d'exécution:

- ✓ Le pré-découpage est réalisé par une machine spéciale ;
- ✓ La mise en place du béton s'effectue par projection ;
- ✓ Chaque pré-voûte a une forme légèrement tronconique pour permettre la construction de la pré-voûte suivante ;
- ✓ Les recouvrements entre pré-voûtes successives sont compris entre $0,50\text{ m}$ et $2,50\text{ mètres}$;



Figure. IV.19: Réalisation de pré-voûtes par pré-découpage mécanique

IV.4.3. 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. Les tirants se distinguent des boulons par deux caractères principaux : leur longueur dépasse généralement 10 m et ils sont mis en traction volontairement à une fraction importante de leur charge de rupture. Les tirants, qui sont des éléments actifs (par opposition aux boulons qui sont passifs) sont assez rarement utilisés dans les travaux souterrains, sauf dans le cas des cavernes de grandes dimensions

(centrales souterraines). Contrairement aux cintres qui agissent par support, 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.

Il est vrai que, en dehors de cette action de confinement, on utilise également parfois le boulonnage pour « épingler » un bloc de rocher situé en parement et qui a été ébranlé et partiellement détaché au moment du creusement (ou en équilibre instable en raison de la conjonction défavorable de fissures préexistantes). Suivant leur configuration, il existe plusieurs types de boulons.



Figure IV.20: les boulons d'ancrage

IV.4.3.1. Boulons à ancrage ponctuel :

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique (généralement coquille d'expansion à filetage inverse) qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (une dizaine de centimètres). Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages et notamment sa grande rapidité de mise en œuvre et son utilisation possible même en cas de venues d'eau dans le forage. En contrepartie, il nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas influencer au voisinage de l'ancrage et sa pérennité n'est pas assurée, du fait de la possibilité de corrosion s'il n'est pas injecté. Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures même fissurées. On peut assurer l'épinglage de blocs instables.

Les boulons à ancrage ponctuel sont auto serrant, c'est-à-dire qu'ils se mettent automatiquement en tension sous l'effet de l'expansion des terrains, l'effet de coincement

del'ancrage augmentant avec la tension du boulon. Néanmoins, pour obtenir une bonne garantiéd'efficacité, il est souhaitable de procéder dès la pose à une mise en tension partielle du boulonà l'aide d'une clé dynamométrique.

✓ **Les domaines d'emploi privilégiés des boulons à ancrage ponctuel sont:**

- appliquer une pression de confinement de valeur connue en parement des tunnels pour éviter ou limiter l'écaillage ;
- assurer la stabilité des parements dans les massifs rocheux avec une direction de discontinuité privilégiée ;
- assurer la sécurité du personnel contre les chutes de pierres ou de petits blocs rocheux.

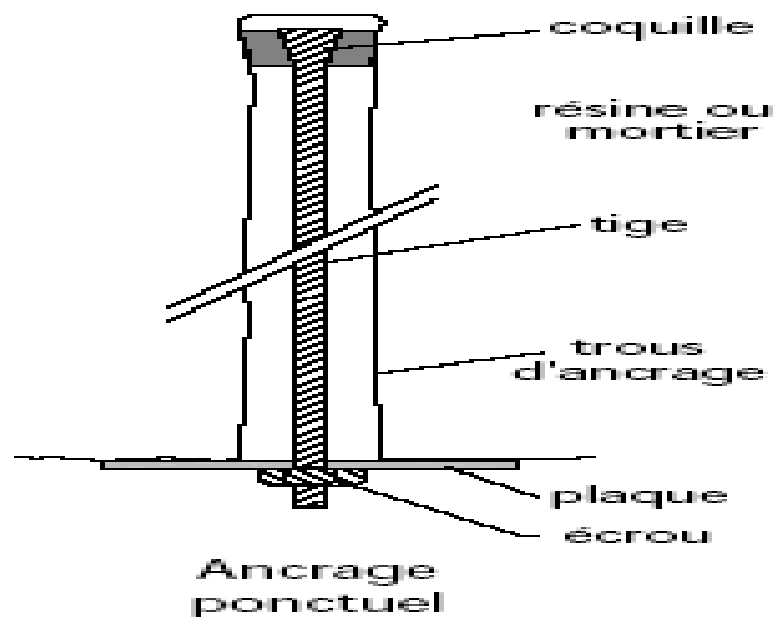


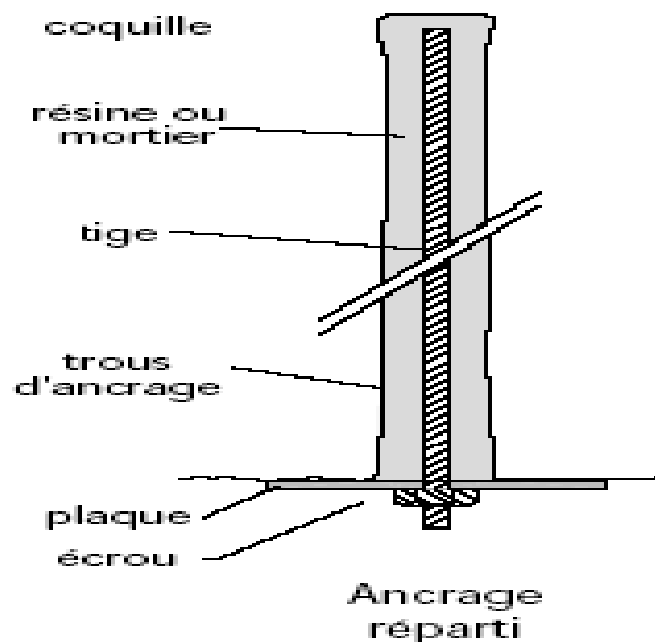
Figure IV.21: Boulon à ancrage ponctuel

IV.4.3.2. Boulons à ancrage réparti :

Ils sont ainsi nommés parce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement qui peut être une résine ou un mortier de ciment. Dans le cas du scellement à la résine, on utilise des cartouches cylindriques adaptées au diamètre du trou et contenant, sous deux enveloppes séparées, la résine (de type polyester) et le catalyseur correspondant. Après nettoyage du trou et introduction des charges de résine, on enfonce le boulon dans le trou par poussage et rotation simultanés en utilisant la perforatrice. La résine et son catalyseur, libérés de leurs enveloppes et mélangés, occupent le volume annulaire entre les parois du trou et le bouchon et durcissent au bout d'un délai d'une quinzaine de minutes en général. Le jeu entre le terrain et le boulon ne doit pas excéder 2 à 4mm, ce qui suppose une très bonne précision de forage. Dans le cas du scellement au mortier, on peut, soit adopter un principe analogue (charges sèches encartouchées), soit placer le boulon dans le trou préalablement rempli de mortier par injection en fond de trou, soit encore utiliser

latechnique Perfora du tube perforé rempli de mortier. Le jeu entre le terrain et le boulon est dans tousles cas bien supérieur à ce qu'il est dans le cas de la résine.

Les boulons à ancrage réparti peuvent être utilisés dans des roches bien plus tendres que lesboulons à ancrage ponctuel (craies ou marnes). Ils s'opposent plus efficacement à l'ouverture defissures isolées puisque l'ancrage existe près des lèvres de la fissure elle-même. Par contre, ils sontd'une mise en œuvre plus délimodèleue les boulons à ancrage ponctuel et leur emploi estdéconseillé (mortier) ou impossible (résine) si les venues d'eau sont abondantes. Enfin, leur délai'action n'est pas instantané (quelques dizaines de minutes dans le cas des résines à plusieurs heures dans le cas du mortier). Les boulons à la résine sont également déconseillés dans les rochesà fissuration abondantes.



FigureIV.22: schéma du boulon à ancrage réparti

✓ Scellement au mortier de ciment :

C'est le plus ancien type de scellement utilisé. Le mortier est en général un mortier de ciment à haute résistance à prise rapide dont le retrait est le plus faible possible. Il est injecté dans le trou de forage soit au préalable et la tige est ensuite enfoncée, soit à l'aide d'un système de boulons creux. En raison de son prix relativement modeste, le scellement par mortier est recommandé dans les mauvais terrains fissurés où le volume perdu de scellement peut être important.

✓ Scellement à la résine :

Les résines utilisées sont des résines polyester. Leur polymérisation est obtenue en mélangeant dans le trou d'ancrage deux composants introduits sous forme de cartouches plastiques qui seront percées lors de l'enfoncement du boulon. Ce scellement convient mieux dans les roches saines à faible porosité qui permettent un diamètre de forage le plus proche possible de celui du boulon. Le principal avantage de la résine réside dans son temps de prise compris entre 30 secondes et 5 minutes au lieu des 3 ou 4 heures pour le mortier.

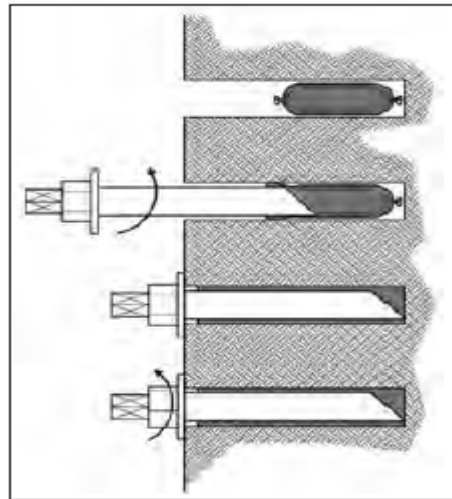


Figure IV.23: Etape de mise en place d'un boulon résine

IV.4.3.3. Le boulonnage à friction :

Les boulons à friction sont le développement le plus récent de la technologie du boulonnage. Il s'agit de tubes creux dont la liaison avec le terrain est générée lors de la mise en œuvre par une force radiale qui s'applique sur les parois du trou d'ancrage. La résistance des boulons face au dé-confinement du massif va ainsi dépendre des efforts de cisaillement qui vont se développer directement entre l'acier et le terrain. Il existe deux sortes de boulons à friction:

✓ Les boulons à fente :

Ces boulons sont formés d'une tôle en acier, pliée sous la forme d'un tube et qui présente une ouverture sur toute sa longueur. La mise en place de ces boulons se fait en force dans un trou d'ancrage de 36 ou 42 mm de diamètre à l'aide d'un marteau perceur. L'ouverture passe alors à 10 ou 12 mm. C'est lors de ce fonçage du boulon que les efforts radiaux au forage se développent et que la liaison entre le boulon et le terrain se crée.

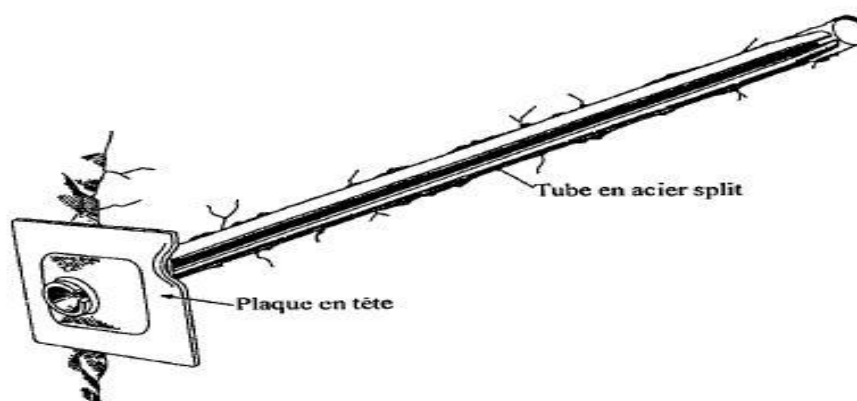


Figure V.24: Boulon à fente.

IV.4.3.4. Le Rôle des boulons d'ancrage:

Les boulons d'ancrages arment le terrain et apportent à la paroi de l'excavation une pression radiale rendant en quelque sorte le terrain apte à se soutenir lui-même.

✓ **Remarque :**

Pour renforcer le front de taille des tunnels on utilise des boulons en fibre de verre de grande longueur, faciles à détruire lors de l'abattage.

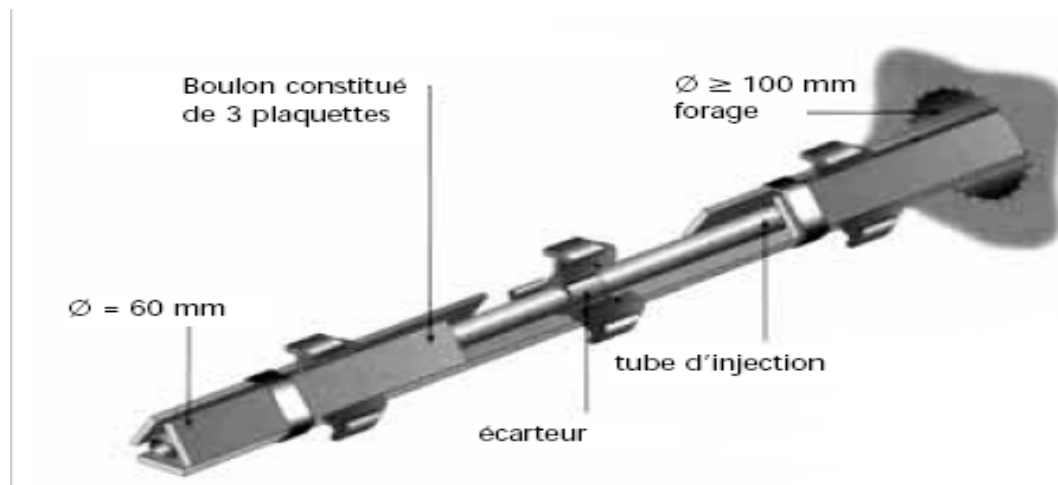


Figure IV.25: Exemple de boulon de front de taille en fibre de verre.

IV.4.3.5. Dimensionnement des boulons d’ancrage:

a. Longueur minimum des boulons :

| Diamètre D du tunnel. | Boulons en voûte | Boulons en pénétrations |
|-----------------------|------------------|-------------------------|
| $D < 6m$ | $0.5 D$ | $0.5 D$ |
| $6 < D < 18 m$ | 3 à 4.5 m | 3 à 4.5 m |
| $D > 18 m$ | $0.25 D$ | $0.2 D$ |

Tableau IV.2: Longueur minimum des boulons

b. Espacement maximum des boulons:

Le plus contraignant de :

- 2 à 2.5 m.
- 0.5 fois la longueur des boulons.

c. Diamètre des boulons à scellement réparti :

| Longueur des boulons en m | 2 | 4 | 6 |
|---------------------------|----|----|----|
| Diamètre de la tige en mm | 16 | 20 | 25 |

Tableau IV.3: Diamètre de la tige par rapport Longueur des boulons en mm

IV.4.4. Béton projeté :

Le terme béton projeté s'applique à un béton mis en œuvre par refoulement.

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années. Si l'emploi de la gunite comme simple protection de terrain est relativement ancien, l'emploi du béton projeté, de granulométrie plus grosse, et en épaisseur suffisante pour constituer une peau de confinement améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant, date seulement d'une vingtaine d'années. Utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on appelle la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (*NMA*).

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 qui résulte obligatoirement d'un desserrage trop important. 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 découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté
- présente une surface à peu près régulière ;
- 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.

D'un point de vue pratique, l'épaisseur du béton projeté est généralement comprise entre 10 et 25 cm. Il est le plus souvent mis en place en plusieurs passes et armé de treillis généralement fixé à la paroi par des épingles ou par l'intermédiaire des boulons s'il y en a. On peut utiliser des granulats au module maximal de 12,5 ou 16 mm. La projection peut se faire par voie sèche ou par voie humide. Dans le premier cas, le transport se fait de façon pneumatique et l'eau est ajoutée à la lance. Dans le deuxième cas, le mélange d'eau est réalisé au malaxeur, le transport se fait à la pompe et l'air est injecté à la lance pour assurer la projection. La voie humide permet de réduire les pertes par rebonds, mais son emploi est plus difficile si le travail n'est pas continu (nettoyage des canalisations). On incorpore généralement au mélange des adjuvants raidisseurs améliorant l'adhérence et le maintien en place du béton et quelquefois des raidisseurs (silicate de soude) permettant de projeter en présence d'eau.



Figure IV.26: Béton projeté

IV.4.4.1. Composition du béton :

- ✓ Le béton devra posséder une courbe granulométrique rentrant dans le fuseau AFTES c'est à dire:
 - un pourcentage de sable assez élevé ;
 - la granulométrie des agrégats ne comporte pas de discontinuités importantes ;
- ✓ un dosage en ciment compris entre 350 et 425 kg/m³ ;
- ✓ emploi d'un adjuvant accélérateur de prise et de durcissement.

IV.4.4.2. Avantages, inconvénients et conditions d'emploi :

✓ **Avantages de la projection :**

- L'avantage principal du béton projeté est sa facilité d'adaptation aux grandes déformations du terrain ce que ne font pas les soutènements rigides ;
- Absence de coffrage ;
- réduit les délais de mise en œuvre ;
- Adhérence au support et résistance du béton projeté.

✓ **Inconvénients de la projection :**

- Pertes ;
- Contrôle des épaisseurs ;
- Formulation ($D_{max} 10$, $D_{max} 16$) ;
- Exigences en termes de matériel, d'énergie et de compétence du porte-lance.

✓ **Conditions pour l'emploi du béton projeté :**

- le découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière ;
- le terrain doit être exempt de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution ;

- le terrain doit présenter une cohésion minimale telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton.

IV.4.4.3. Types de mise en œuvre :

a. Voie sèche :

Lors de la projection par voie sèche, l'eau est ajoutée à la lance. Le mélange de consistance pulvérulente, introduit en machine est sec ou légèrement humide. Le transfert de la machine jusqu'à la lance est assuré par un flux d'air comprimé (transfert à grande vitesse).

✓ **Avantage :**

- Transport par flux d'air,
- Peu de frottements, donc grande distance de transfert (1000 m),
- Mélange pas ou peu humide donc peu de nettoyage en fin de journée,
- Grande vitesse en sortie de lance,
- Fort compactage donc résistance élevée et retrait réduit
- Bon enrobage des armatures,
- Pénétration des fines dans le support donc forte adhérence,
- Addition d'eau à la lance avec optimisation du rapport e/c , favorisant les fortes résistances.
- Enrichissement en ciment,
- Faible modification dans l'épaisseur de la couche
- Parement « fermé » par une couche de laitance.

✓ **Inconvénients :**

- Production de pertes et de poussières,
- Respect des conditions d'hygrométrie pour les granulats,
- Coût élevé du matériel (compresseur de forte puissance, abrasion des tuyaux et de la machine),
- Mouillage à la lance donc rapport E/C en place non contrôlable et dépendant du portelance donc pas parfaitement maîtrisable, risque d'hétérogénéité du mouillage à la lance.

b. Voie mouillée :

Lors de la projection par voie mouillée, le mélange, de consistance plastique, contient déjà toute l'eau nécessaire à sa mise en œuvre et à son hydratation. Le transfert est alors mécanique : le béton est pompé. La projection est assurée par ajout d'air comprimé à la lance.

- ✓ Les résistances obtenues sont suffisantes (minimum $B25$).
- ✓ Moins d'adhérence au support, mais elle respecte mieux les supports fragiles.
- ✓ Les pertes sont moins mais doivent être ôtées rapidement.
- ✓ L'adjuvantation des mélanges consiste en l'emploi :

- d'un fluidifiant permettant d'obtenir une consistance plastique sans excès d'eau ($E/C=0,4$);
- d'un raidisseur ou accélérateur de prise permettant d'assurer la tenue au support du béton.

✓ **Remarque :**

Le béton projeté, par voie sèche ou mouillée, est utilisée principalement pour:

- la réalisation de soutènements provisoires ou définitifs en travaux souterrains,
- la réhabilitation des ouvrages en béton ou maçonnerie.



Figure IV.27: Mise en œuvre d'un béton projeté

IV.4.4.4. Contrôle :

- ✓ Contrôle standard pour les bétons;
- ✓ Contrôle du bon de livraison;
- ✓ Rapidité et Technique de projection;
- ✓ Dosage en durcisseur, et ses répercussions;
- ✓ Prélèvement d'échantillon;
- ✓ Contrôle de l'état final du parement;
- ✓ Contrôle du nettoyage du matériel

IV.4.4.5. Evolution des bétons projetés :

Le béton projeté a bénéficié de certaines évolutions :

a. Fibres métalliques :

- ✓ Les fibres rendent les bétons ductiles
- ✓ Remplacent le treillis soudé.

b. Fumée de silice :

- ✓ Remplacement une partie du ciment, permet :
 - d'accroître les performances des bétons.
 - diminution des rebonds [Jolin et al.,2000],

- amélioration de la qualité du béton,
- augmentation de la résistance au gel/dégel (répartition et taille des bulles d'air),
- réduction de la perméabilité aux chlorures et de l'absorption d'eau [Vezina, 2001].



Figure IV.28: Adjuvent

IV.4.6. Choix d'un mode de soutènement :

Le choix raisonné d'un mode de soutènement comprend schématiquement deux phases successives :

- ✓ 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 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 propres à l'organisation du chantier considéré :
 - plus ou moins grande mécanisation ;
 - longueur du tunnel ;
 - délais à respecter .

IV.4.7. 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 rocher 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 rocher présente temporairement des conditions d'exploitation suffisantes, il peut être nécessaire de faire intervenir le comportement à long terme et

démètre 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.

IV.4.7.1. Revêtement en voussoirs préfabriqués :

Le revêtement de tunnel est composé d'une succession d'anneaux juxtaposés mis-en place à l'arrière du bouclier pour assurer immédiatement la stabilisation des terres. Chaque anneau est constitué d'un assemblage d'éléments appelés voussoirs préfabriqués en béton armé, d'épaisseur courante de 20 à 30 cm.

Les voussoirs sont équipés de réservations qui permettent leur assemblage entre eux et aux anneaux adjacents par des boulons ou par des tirefonds. Pour des voussoirs de grande taille et soumis à des sollicitations élevées, les voussoirs peuvent être armés par une solution mixte (association de fibres métalliques et d'armatures traditionnelles).

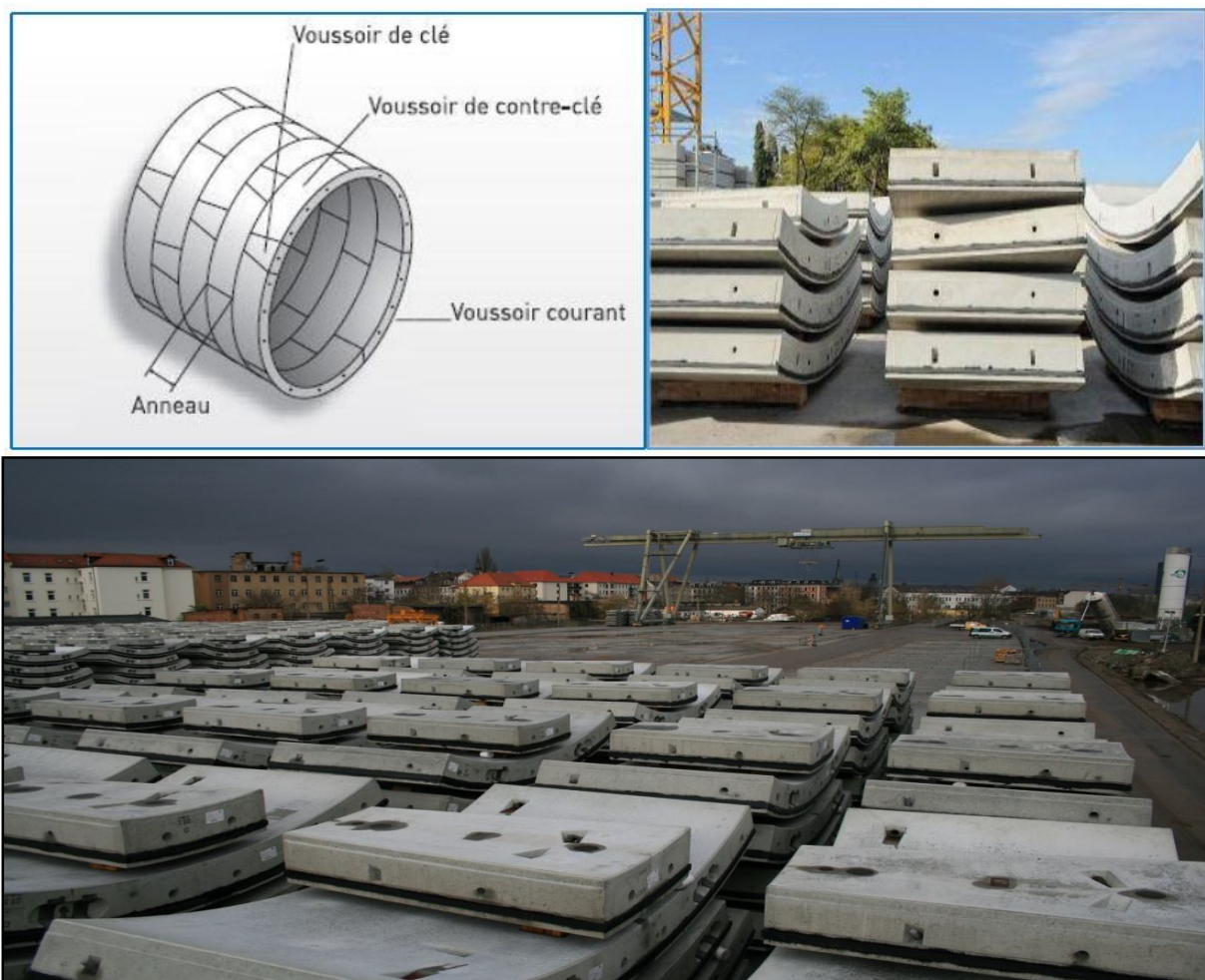


Figure V.29: Voussoirs préfabriqués.

IV.4.7.2. Soutènement immédiat [8]:

Le soutènement immédiat, appelé aussi soutènement par la méthode autrichienne (N.A.T.M), est apparu dans les années 60. La technique de soutènement combinant

boulonset béton projeté s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels, tant son efficacité est grande.

✓ Principe de la méthode :

En couplant l'usage du béton projeté avec un boulonnage radial systématique, on s'est aperçu que dans la majorité des terrains rencontrés en tunnel, on obtenait des résultats intéressants. 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 au soutènement.

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

✓ Les caractéristiques de la méthode :

- L'excavation se fait à pleine ou demi-section, et parfois en sections divisées dans le but de mettre le soutènement en place aussi rapidement que possible. La mise en place d'un radier doit souvent être prévue dans les terrains où cette méthode est compétitive.
- Des ancrages scellés (mortier ou résine) contribuant à créer dans le terrain une voûte armée.
- une coque mince de béton projeté (5 à 25 cm) (généralement armée de treillis soudés) solidaire du terrain.
- des cintres légers coulissants qui renforcent la coque de béton projeté.

✓ Avantage :

Cette méthode s'applique à de nombreuses catégories de terrain (des roches très résistantes aux roches broyées). Un des avantages majeurs de la méthode est que le passage d'une catégorie à une autre ne nécessite pas de moyens supplémentaires. Il suffit d'adapter la densité du soutènement, le pas d'avancement ou de modifier les phases d'excavation. Dans tous les cas, les moyens matériels nécessaires n'impliquent pas d'investissement important.

Enfin, par le fait même que le terrain est appelé à se soutenir partiellement lui-même, le gain sur les quantités de soutènement à mettre en œuvre doit permettre une économie par rapport aux méthodes traditionnelles.

✓ Les limites de la méthode :

- par l'hétérogénéité du terrain et sa fracturation, qui peut empêcher d'obtenir à l'abattage une excavation régulière ou produire des concentrations anormales de déformations;
- par l'inaptitude du terrain au boulonnage;
- par l'importance des venues d'eau et/ou de la charge piézométrique qui empêchent la mise en place du béton projeté.

IV.4.7.3. Revêtement [9] :

Le revêtement d'un tunnel ou d'un ouvrage souterrain est la structure résistante placée au contact de l'excavation. Il permet d'assurer la stabilité mécanique à long terme de l'ouvrage et de contribuer à son étanchéité (protection contre les venues d'eau dans le cas d'ouvrage réalisé dans des terrains aquifères). Il peut être visible de l'intérieur de l'ouvrage ou protégé par un habillage.

On distingue deux principales techniques de réalisation des revêtements selon le procédé d'excavation utilisé:

- ✓ Revêtement en béton coffré non armé ;
- ✓ Revêtement en béton coffré armé ;
- ✓ Revêtement en béton projeté ;
- ✓ Revêtement en voussoirs préfabriqués en béton armé.



Figure IV.30: Revêtement du tunnel T2

Les principales fonctions du revêtement sont les suivantes :

- ✓ Fonction mécanique aide à assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme, augmenter l'efficacité de système de la ventilation et de l'illumination (tunnels routiers) ou de la capacité hydraulique ;
- ✓ Fonction esthétique et d'imperméabilisation (Etanchéité).

IV.4.7.4. Étanchéité des revêtements :

Lorsque l'on utilise un revêtement coulé en place, il est, en général, nécessaire de prévoir l'étanchéité grâce à la réalisation de joints transversaux équipés au droit de chaque reprise de bétonnage et le long desquels auront été placés des dispositifs. Ces dispositifs doivent être, complétés par une injection (en général de mortier de ciment), en arrière du revêtement.

Enfin, lorsque l'on a affaire à un revêtement constitué de voussoirs préfabriqués, l'étanchéité est à réaliser sur les 4 faces de chacun des voussoirs. Elle se compose alors de joints préfabriqués en polychlorure de vinyle ou analogues, qui peuvent être préparés aux dimensions des voussoirs. Ils sont généralement contenus dans une rainure spécialement aménagée sur la face du voussoir. Elle peut aussi comprendre des joints contenant, partiellement ou totalement, un matériau hydro-gonflant, c'est-à-dire qui a la propriété de gonfler lorsqu'il est en présence d'eau. Dans tous les cas, on est capable d'obtenir un bon résultat sur l'étanchéité du revêtement à condition que les faces des voussoirs soient fabriquées avec une précision suffisante (± 1 ou 2 mm).



Figure IV.31: Etanchéité et système de drainage d'un tunnel.

a. Moyens d'exécution :**✓ Matériaux :**

- Géotextile ;
- Clous ;
- Rondelles de fixation ;



Figure IV.32: Matériaux d'exécution

- Membrane d'étanchéité;
- Joints de compartimenta;



Figure IV.33: Géo-membrane

- Bades hydro gonflantes;
- Tuyaux en PVC;



Figure IV.34: Tuyaux en PVC et Bades hydro gonflantes.

✓ Matériels :

- Echafaudage;
- Pistolet de fixation;
- Pistolet air chaud ;
- Machine à souder;
- Couteau ;

✓ Personnels :

- Poseurs ;
- Soudeurs;
- Aides.

IV.5. Choix d'un mode de soutènement [10] :

Le choix raisonné d'un mode de soutènement comprend schématiquement deux phases successives :

- ✓ 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 propres à l'organisation du chantier considéré ;

- ✓ Plus ou moins grande mécanisation ;
- ✓ Longueur du tunnel ;
- ✓ Délais à respecter.

IV.6. Mode de soutènement pour le tunnel étudié :

En se basant, dans un premier temps, sur les classifications empiriques ensuite en validant avec des méthodes numériques, on présente dans le tableau *IV.4*

| | Béton projeté avec renforcement | Radier courbe | Boulons | cintre | Voûte parapluie | Front tunnel - Enfilages | Front tunnel -Scellement avec béton projeté | Revêtement définitif |
|------------------------|---------------------------------|--|---|----------------------|---|--|---|---------------------------------|
| ZG4 (RMR<35) | 0,25 m | Avec béton ép.=0.25 m et treillis soudé 150 x 150 x 6 mm | Barre d'acier $\phi 25mm$, avec coulisde ciment L=4 m, ec. 1,5 x 1,0 m aux niveaux inférieurs | HEB140 // 0,75 à 1 m | Barres en acier, $\phi 32mm$, avec coulis de ciment ec. 0,3 m L=12 m, superposition 3 m. | Enfilage de fibre de verre type Y35 ou barres en acier $\phi 25mm$. L= 12 m | Ep. 0,05m | 0,40 Fondation radier courbe |
| ZG2 (RMR>45) | 0,15 a 0.10m | - | Barre d'acier $\phi 25mm$, avec coulis de ciment ou Type Swellex100kN, L=4 m, ec. 1,5 x 1,5 m aux niveaux supérieurs | - | - | - | - | 0,30 Fondation par semelles |

Tableau IV.4: les soutènements prévus pour les différentes zones géotechniques.

- **Remarque :** les soutènements prévus de l'excavation du tunnel T3 ont subi des modifications d'où le zonage géotechnique est devenu 5 classes (voir l'annexe)

IV.7.Coffrage :

Pour les galeries de faible longueur, on utilise assez fréquemment des cintres en bois et descouchis formés de chevrons ou de madriers de 4 à 8 cm d'épaisseur. Par contre, dès que la longueur dépasse une centaine de mètres, on a généralement avantage à recourir au coffrage métallique. Le type le plus simple est composé de fermes métalliques reposant sur une semelle en béton construite au préalable et de panneaux métalliques indépendants appuyés sur ces fermes. Le coffrage est télescopique, incluant ou non le coffrage du radier, lorsqu'il est composé de cintres à charnières portés par un chariot éclipseable.

IV.8. Bétonnage :

Le ciment Portland artificiel (CPA) peut être éventuellement utilisé dans les terrains secs autres que le trias. Par contre, dès que les terrains sont aquifères, on doit faire des analyses systématiques pour définir le pH des eaux. Dans les cas courants, on choisira le

ciment de haut fourneau (*CHF*) ou le ciment de laitier au clinker (*CLK*). L'emploi du ciment sur sulfaté est réservé au contact d'eaux fortement séléniteuses. Le dosage variera, pour les radiers non armés de 160 à 200 kg/m jusqu'à 400 kg/m pour les revêtements armés ou non.

IV.8.1. Procédé de bétonnage :

Dans les cas les plus fréquents, on recourt au bétonnage mécanique, soit à l'aide d'un appareil à transport pneumatique, soit, plus volontiers, au moyen d'une pompe. Dans tous les cas, on placera l'engin de transport à proximité du lieu d'utilisation.

IV.9. les équipements techniques :

✓ Système d'éclairage :

Le tunnel d'T3 de type bidirectionnel à voûte, conformément à ce qui est prescrit dans la circulaire précitée, les éclairages seront disposés sur deux files, une au dessus de chaque voie de la route. L'installation des deux files de projecteurs se fera sous les saillies se trouvant sur la voûte du tunnel.

La moitié des instruments d'éclairage faisant partie des circuits d'éclairage permanent (alternés) sont alimentés par des groupes de continuité absolue (circuit permanent/urgence); de cette façon, on est assuré que même durant de brèves coupures de distribution électrique, la moitié des projecteurs permanents restent allumés tout au long du tunnel, fournissant une visibilité suffisante.



Figure. IV.35: éclairage

- L'éclairage utilisé est provisoire, pour continuer les travaux, en attendant l'installation d'un éclairage définitif.

✓ Système de ventilation :

Le système de ventilation du tunnel est dimensionné pour deux utilisations : dans le cas d'exercice normal, ce dernier doit diluer, dans les pires conditions de trafic estimées, les concentrations de gaz polluants, qui mettent en danger la santé des utilisateurs, ou réduire de manière excessive la visibilité. En cas d'urgence, le système doit favoriser le contrôle de la propagation des fumées et leur éloignement du lieu de l'incendie et du tunnel sans augmenter le risque pour les utilisateurs restés bloqués à l'intérieur.

Le dimensionnement aéroléique a tenu compte, entre autres, des caractéristiques géométriques du tunnel (longueur, section, pente) et des hypothèses de trafic.



Figure. IV.36: ventilation.

IV.10. Auscultation et Instrumentation :

IV.10.1. Mesures de convergence :

Il est recommandé de mesurer la convergence dans les différentes sections du tunnel, par l'installation de cinq points (cibles) de mesure dans chaque section et on control la variation de la longueur des cordes dans la section d'avancement ainsi que le mouvement verticale absolu d'un point situé en clef.

Pour cela, il est procédé à la mise en place de cinq clous fixés au soutènement et situés en hauteur sur le profil longitudinal.

Les mouvements des points s'obtiennent par le nivellement topographique.

D'une manière générale, sous réserve de modifications en fonction des besoins, la densité des mesures pour les sections de convergence s'établi en principe comme suit:

- ✓ au moins une mesure par jour, pendant le temps où la courbe de déformation-temps a une pente uniforme ou croissante.

Que la pente de la courbe commence à baisser, la prise de mesures au minimum un à deux par semaine, et une fois atteint le stade de stabilisation, le contrôle à une mesure hebdomadaire et par la suite à une mesure tout les quinze jours. Finalement, toujours une mesure mensuelle de toutes les sections de la convergence installées dans le tunnel.

De cette manière, le contrôle de tout le tunnel, à tout moment, au cas où il y aurait des déstabilisations dans la future et pour détecter et prendre les mesures pour leur correction.

On indique ci-dessous les critères d'action sur le soutènement prévu en fonction des vitesses de déformation observées: ces critères sont seulement orientatifs et il revient au personnel technique sur le chantier durant la construction du tunnel, de prendre les mesures d'action selon chaque cas.

| VITESSE DE DÉFORMATION | CLASSE | ACTIVITÉ |
|------------------------------------|-------------|--|
| $V > 10 \text{ mm / jour}$ | Très grande | Renfort immédiat du soutènement |
| $V = 5 - 10 \text{ mm / jour}$ | Très grande | Si se maintient pendant deux jours, on procédera au renfort du soutènement |
| $V = 2 - 5 \text{ mm / jour}$ | Grande | Si se maintient pendant quatre jours, on procédera au renfort du soutènement |
| $V = 0,5 - 2 \text{ mm / jour}$ | Moyenne | Si se maintient pendant quinze jours, on procédera au renfort du soutènement |
| $V = 0,05 - 0,5 \text{ mm / jour}$ | Petite | Aucune |
| $V < 0,05 \text{ mm / jour}$ | Négligeable | Aucune |

Tableau IV.5: Critères d'action sur le soutènement prévu en fonction des vitesses de déformation observées.

IV.11. Conclusion :

Le soutènement, grâce aux mesures systématiques de convergence, peut être mieux adapté aux conditions réelles ; la combinaison des différents types de soutènement (béton projeté, cintres légers, boulons) permet de mieux faire participer le terrain à la résistance de l'ensemble et doit donc conduire à des économies sensibles. Cette plus vaste palette de soutènements et leur efficacité permettent aussi de restreindre les cas d'utilisation de la méthode de creusement en sections divisées, toujours très onéreuse.

Chapitre : V**Reconnaissance de site****V.1. Introduction :**

Le succès de tout projet de construction requiert une bonne planification des travaux et une juste estimation des difficultés et des coûts. La préparation du site est l'étape critique du projet, une mauvaise surprise de cette phase initiale peut compromettre la suite d'un projet.

Compte tenu de l'importance structurale des tunnels, leur conception requiert une excellente connaissance du milieu : leur choix et leur dimensionnement se fondent sur les résultats d'études sérieusement planifiées à l'intérieur d'un programme de reconnaissance géologique, hydrogéologique et géotechnique.

V.2. Le programme de reconnaissance :

Il est évident que les ressources financières allouées à la reconnaissance sont toujours proportionnelles à l'ampleur du projet. La qualité et la sûreté d'une reconnaissance dépendent donc en grande partie des sommes qu'on y consacre, le programme de reconnaissance suivra les étapes ci-dessous.

V.2.1. La collecte des données :

Dans le cas de projet d'envergure, la reconnaissance débute par la collecte de documents sur la région et le site de projet, rapports existants, cartes topographiques, hydrographiques et géologiques à différentes échelles...., Ces nombreuses sources mettent en évidence les accidents géologiques majeurs et les anciennes zones de glissement, renseignant sur la nature des roches, le ruissellement et le drainage.

V.2.2. La visite du site :

L'étude préliminaire des rapports des cartes et des photographies aériennes offre des garanties à l'échelle régionale. Mais il faut également visiter le site du projet afin de bien connaître le terrain.

Une enquête locale auprès des entreprises de forage, des bureaux d'ingénierie et d'architecture et des services techniques municipaux complétera la cueillette des données relatives aux conditions du sol et des nappes d'eau souterraines. Cette première visite du site permettra de prévoir des difficultés potentielles d'accès pour l'équipement de reconnaissance.

V.2.3. La planification de la reconnaissance :

A l'aide des données rassemblées lors de l'étude des cartes et de la visite du site, on planifie la reconnaissance en tenant compte de la nature des dimensions et de la structure de l'ouvrage projeté.

Le nombre de sondages et leur localisation dépend surtout du type de projet et de l'homogénéité des conditions du sol. Quand a la profondeur de la reconnaissance elle dépend d'avantage du poids des ouvrages et de la valeur des contraintes appliquées au sol.

V.3. Reconnaissances géologiques :

C'est l'identification du sol par observation visuelle des différentes couches, confirmée par l'examen des cartes géologiques. On observe donc pour cela des puits, galeries ou tranchées qui donnent une coupe généralement "fraîche" de sol. Il est aussi possible d'utiliser des cavités existantes. L'examen des carrières ou des tranchées, situées à proximité de la zone considérée, donne des précisions immédiates sur les sous-couches.

V.3.1. Objectif :

Elles visent à donner au concepteur du tunnel les éléments suivants :

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

V.3.2. Moyens de reconnaissances géologiques :

Ces moyens sont nombreux, ils sont très importants pour l'étude d'un ouvrage souterrain :

V.3.2.1. Inventaire des données géologiques existantes :

En général, il est indispensable de réunir la quasi-totalité des données de documents existant sur le massif étudié, leur liste est la suivante :

- ✓ Archives de construction d'ouvrages souterrains dans des conditions analogues ou situés à proximité.
- ✓ Relevés de cavités souterraines.
- ✓ Cartes géologiques (1/50.000, 1/25.000).
- ✓ Photographies aériennes (1/15.000)
- ✓ Documents climatique et météorologique.

VI.3.2.2. Levé géologique de surface :

Le géologue doit l'effectuer avec le plus grand soin. Ceci permet souvent d'éviter des travaux d'investigations coûteux et permet une interprétation optimum des résultats de ces investigations. L'étendue de la zone à lever dépend de la complexité de l'environnement géologique de l'ouvrage.

Le levé géologique doit comporter :

- ✓ Le levé des affleurements avec indication de leur validité ;
- ✓ Inventaires des éléments concernant la tectonique (plissements, failles) ;
- ✓ La mesure de l'orientation des discontinuités dans le cas des roches. (Stratifications, fissures, diaclases,...) avec orientations réparties sur un diagramme ;
- ✓ La description des accidents de surface : glissements, effondrements, ...
- ✓ L'examen des sites des têtes et si nécessaire des accès.

V.3.2.3. Géophysique :

Les prospections géophysiques sont un complément habituel du levé géologique. Leur résultat ne peut être qu'une image globale sur la prévision de l'épaisseur des zones altérées, la structure de massif, l'appréciation de la qualité du rocher en profondeur, la détermination de la géométrie d'un accident.

V.3.2.4. Télédétection :

Son but est la recherche d'une manière générale de toutes les informations de caractère structural telles que failles anciennes ou actives, cavités souterraines naturelles, etc...

Les informations provenant de l'interprétation d'un levé infrarouge thermique sont regroupées sur un document cartographique dont l'échelle est fonction de l'ouvrage concerné, mais aussi de la nature des accidents repérés.

V.3.2.5 Sondages :

Les renseignements tirés des sondages (en particulier des sondages carottés) sont de plus en plus précieux car ils permettent de voir le sol et de prélever des échantillons. Ils fournissent des informations ponctuelles. Cependant, le nombre de sondages est forcément limité vu leur coût élevé, surtout lorsque la couverture dépasse plusieurs centaines de mètres. L'exécution des sondages doit être envisagée en liaison étroite avec le levé géologique et les prospections géophysiques. Ils restent utilisables seuls quand on ne peut effectuer ni levé de surface ni essais géophysiques, par exemple en zone très urbanisée. Dans le cas le plus fréquent, les résultats des sondages doivent permettre, avec un maximum d'efficacité, la confirmation des hypothèses concernant la structure du massif faite à partir du levé de surface de l'étalonnage de la géophysique. De plus les sondages permettent de prélever des échantillons aux fins d'essais de laboratoire et d'effectuer un certain nombre d'essais in situ (diagraphies, mesures de perméabilités in situ,...).

V.4. Reconnaissances hydrogéologiques :

L'étude hydrogéologique analyse la présence d'eau et ses conséquences dans le sol. Elle complète l'étude géologique et géotechnique du terrain à excaver et avoisinant. Il est indispensable qu'une telle étude soit réalisée au préalable de la conception d'un tunnel. D'un point de vue économique, organisationnel et sécuritaire, l'anticipation est le meilleur outil pour gérer les problèmes engendrés par le sol et l'eau.

L'étude hydrogéologique tente de définir :

- ✓ Les débits d'eau ;
- ✓ Les types de venues d'eau ;
- ✓ Le régime hydraulique du secteur intéressé ;
- ✓ La composition des eaux présentes ;

Ces paramètres permettent d'appréhender des solutions telles que :

- ✓ La nécessité des méthodes de traitement du sol les plus adéquates (ex. : rabattement de nappe, injection, drainage...) ;

- ✓ Effectuer ou non des reconnaissances à l'avancement en fonction du type d'incertitude restant dans le sol ;
- ✓ La conception et le dimensionnement du profil en travers et en long ;
- ✓ Le type d'étanchéité ;
- ✓ Le type de ciment à utiliser (ex. : présence d'eaux agressives...).

V.4.1 Problèmes posés par l'eau :

Des venues d'eau importantes posent toujours des problèmes aux conséquences souvent très lourdes.

Dans le cas des sols, la présence d'une nappe peut entraîner :

- ✓ L'instabilité de l'excavation provoquée par un gradient hydraulique élevé au voisinage de la paroi.
- ✓ Des tassements sous les pieds droits ;
- ✓ Des tassements de surface dus au rabattement de la nappe ;

Dans le cas des roches, on peut craindre :

- ✓ Des venues d'eau abondantes et des débousses dans les roches très fissurées et les zones broyées ;
- ✓ L'altération rapide de la roche excavée.

V.4.2. Moyens de reconnaissances hydrogéologiques :

V.4.2.1 Inventaires des données existantes :

- ✓ Archives de construction d'ouvrages souterrains dans les conditions analogues ou situés à proximité, puits de pompage en site urbain,...
- ✓ Documents et études donnant des indications sur les nappes et les caractéristiques hydrauliques des terrains dans la zone concernée (sondages antérieurs, pompes,...)
- ✓ Inventaire des circulations souterraines ;
- ✓ Documents climatiques et météorologiques.

V.4.2.2. Levé hydrogéologique de surface :

Les synthèses des lèges géologiques et hydrogéologiques figurent généralement sur le même document, et il peut comprendre :

- ✓ Le relevé des sources, puits,...
- ✓ Le relevé des zones d'infiltration ;
- ✓ Les mesures de débit des sources et puits.

V.4.2.3. Sondages :

Ils vont permettre d'effectuer des observations et des mesures in situ très utiles à la compréhension de l'environnement hydrogéologique de l'ouvrage projeté. Il s'agit principalement de :

- ✓ L'observation pendant l'exécution du sondage comme pertes partielles ou totales du fluide de forage, venues d'eau dans le forage, traces de circulation d'eau repérées sur la carotte.
- ✓ Essai in situ pour quantifier les caractéristiques des terrains (perméabilité) et de la nappe (extension, coefficient d'emmagasinement, transmissivité,)

- ✓ Les essais au micro-moulinet en forage, qui donne une vision continue de la perméabilité tout au long du forage.
- ✓ La pose des piézomètres pour préciser les niveaux des nappes.

V.5. Reconnaissances géotechniques :

Même si historiquement, la géologie a constitué le paramètre essentiel de l'art des tunnels, ainsi qu'en témoignent les premières classifications élaborées dans le cadre d'une formalisation des méthodes empiriques et fondées sur des critères géologiques, il n'en est plus de même aujourd'hui où l'analyse des conditions de stabilité de l'excavation et de son environnement comporte une part beaucoup plus importante d'approche par le calcul faisant intervenir les valeurs des paramètres caractéristiques du comportement géo mécanique du matériau dont la détermination nécessite des procédures spécifiques.

V.5.1. Objectif :

Globalement, les reconnaissances géotechniques ont pour but de révéler la présence de tout facteur environnemental lié au sol ou à la roche et susceptible d'influer sur le comportement de l'ouvrage. Dans son ensemble, la reconnaissance comprend la planification, la recherche, ainsi que la cueillette et la communication des données relatives aux propriétés du sol. Ses objectifs sont les suivants:

- ✓ Révéler la présence actuelle ou potentielle de tout accident ou phénomène géologique présentant des dangers pour l'ouvrage : faille, zone de glissement ou de coulée, instabilité de talus, etc. Décrire la stratigraphie, c'est à dire la succession des différentes couches géologiques, leur nature et leur épaisseur.
- ✓ Dans la pratique, il convient de distinguer dans les sols, le cas des tunnels peu profonds, et celui des tunnels à grande profondeur. Les sols indurés et les roches tendres, fréquemment rencontrés dans les tunnels peu profonds, peuvent poser des problèmes relevant du cas dessolas ou de celui des roches.

V.5.2. Moyens de reconnaissances géotechniques :

V.5.2.1. Sondages :

Ils vont permettre d'effectuer des mesures in situ et éventuellement, des prélèvements d'échantillons pour des essais de laboratoire. Les principaux essais et mesures in situ sont :

- ✓ La mesure de contraintes in situ soit par sur carottage, soit par fracturation hydraulique.
- ✓ La diagraphie instantanée et différées en forage.
- ✓ L'essai de pénétration statique peut donner des informations utilisables dans le cas d'un tunnel foré dans un sol ou une roche meuble et sous faible couverture et pour le dimensionnement des ouvrages de tête situés dans des sols.

V.6. Galerie de reconnaissance :

Il s'agit d'une technique beaucoup plus coûteuse qui n'est généralement mise en œuvre que pour des reconnaissances à gros budget .elle permet d'obtenir toutes les données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques (essais et mesures in situ, mesure des

déformations, prélèvements d'échantillons pour essais de laboratoire...) nécessaires à l'établissement d'un projet d'exécution détaillé.

Les avantages des galeries sont nombreux :

- ✓ Disponibilité permanente des observations.
- ✓ Possibilité de réaliser une très vaste gamme d'essai.
- ✓ Possibilité de réemploi dans des ouvrages définitifs, soit directement (galerie de visite ou d'injection), soit après élargissement (reprise d'une galerie de reconnaissance en galerie de dérivation provisoire) l'inconvénient principal est le prix de revient, conditionné par le mode d'exécution, manuel ou mécanique.



Figure V.1: Une galerie de reconnaissance [8].

V.7. Conditions géologiques, Géotechniques Et hydrogéologiques [11] :

V.7.1. Aspect géologique :

V.7.1.1. Géologie et stratigraphie :

D'après les éléments disponibles dans la phase des études actuelles, le tunnel est surtout implanté dans des terrains sédimentaires du Crétacé. Le tunnel 2 se situe dans le flanc Sud de l'anticlinal de Djelfa.

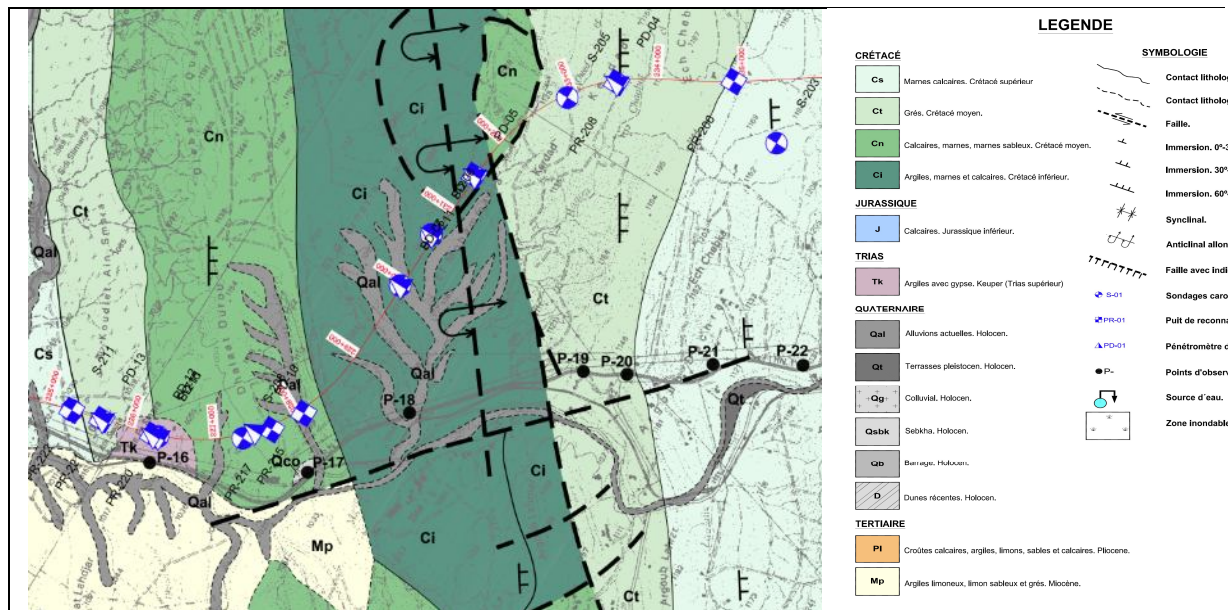


Figure V.2: Tracé de la ligne de chemin de fer. Plan géologique de la zone d'implantation des tunnels, tunnel T3

Le tunnel 2 traverse les quatre formations géologiques suivantes :

- ✓ **Triasique supérieur.** Faciès Keuper (Tk). Argiles, marnes gypsifères, gypses avec quelques intercalations de grès et de dolomies et de possibles intrusions ophitiques. Il est constitué par un ensemble d'argiles et de marnes bigarrées, de teintes diverses. Dans la partie la plus basse de la série, des couleurs grisâtres et verdâtres apparaissent, tandis que dans les parties les plus hautes on retrouve des teintes violacées caractéristiques, avec des bandes blanches et rougeâtres. Les intercalations de gypses, blancs et noirs, d'argilites rouges et un peu gypsifères sont abondantes. Il s'agit d'une structure massive et chaotique où les argiles et les gypses s'intercalent dû au phénomène de diapirisme, qui cause l'intrusion de ces matériaux avec d'autres plus modernes. Cette formation constitue des reliefs isolés entre matériaux d'âges différents. Les pentes sont variables et la présence de ravines et surfaces irrégulières dues à l'érodibilité et solubilité des matériaux est visible.
- ✓ **Crétacique intérieur (Ci).** Grès et argiles avec des épisodes carbonatés. Il s'agit d'une alternance irrégulière de grès calcaires et de calcaires sablonneux, d'épaisseur décimétrique, de sables arkosiques, de conglomérats quartzitiques avec une matrice arkosique, de fanges argilo-boueuses ou lutites avec du sable dispersé et de teintes brunes-rougeâtres. Sur la base de la série, des niveaux de granulométrie grossière (conglomérats) peuvent apparaître.

Les sables sont gros à moyens et occasionnellement très gros, faiblement anguleux, avec une matrice boue-argileuse et partiellement cimentée par carbonate.

Ils présentent une structure stratifiée en bancs avec des épaisseurs comprises entre les centimètres et les décimètres.

Ils se trouvent pliés et déformés, à cause de l'orogénie alpine qui affecte l'Atlas Saharien.

Les reliefs présentés se caractérisent par de grandes pentes et des superficies irrégulières, dues à l'érodibilité des matériaux de cette unité.

- ✓ **Crétacique moyen (Cn).** Marnes et calcaires. Il est constitué par une alternance irrégulière de marnes dolomitiques, un peu sablonneuses, et d'argiles avec ciment carbonaté, de couleur brun clair et parfois blanchâtre. Les calcaires sont un peu dolomitiques, microcristallins et méso-cristallins. Ils présentent une structure stratifiée en bancs avec des épaisseurs comprises entre les centimètres et les décimètres. Ils se trouvent pliés et déformés, à cause de l'orogénie alpine qui affecte l'Atlas Saharien. Les reliefs présentés sont caractérisés par les grandes pentes et les superficies irrégulières dues à l'érodibilité des matériaux de cette unité. À cause du système de fractures particulier de cette formation, des chutes et éboulements de roches peuvent se produire.
- ✓ **Crétacique moyen (Ct).** Grès et argiles avec des épisodes carbonatés. Il est formé par une série plus ou moins rythmique, dans des faciès flysch, de grès et d'argiles. Les grès sont de teintes ocres, marrons, rosées et blanchâtres, et peuvent apparaître friables ou cimentés par carbonate. Les grès et argiles se trouvent en bancs de différentes épaisseurs. Cette unité se caractérise par de fréquentes failles et déformations des matériaux, étant affectée par l'orogénie alpine. Cette unité présente des reliefs avec des pentes moyennes à élevées. La formation de crêtes qui dépassent le reste de matériaux modernes dépendra de son degré de cimentation. Dû aux différents degrés de cimentation, des chutes de blocs et glissements peuvent se produire.

V.7.1.2. Tectonique et sismique :

L'Atlas Saharien est limité des Hauts Plateaux par des failles en échelon qui se suivent d'Ouest en Est, du Maroc (Agadir) jusqu'à la Tunisie (Gabès), passant en Algérie par Biskra, Laghouat et en proximité de Hassi Bahbah.

C'est un accident majeur qui limite au Nord l'Atlas saharien (domaine plissé) de la plate-forme peu ou pas plissée, d'où l'appellation d'Accident Sud Atlasique (ASA).

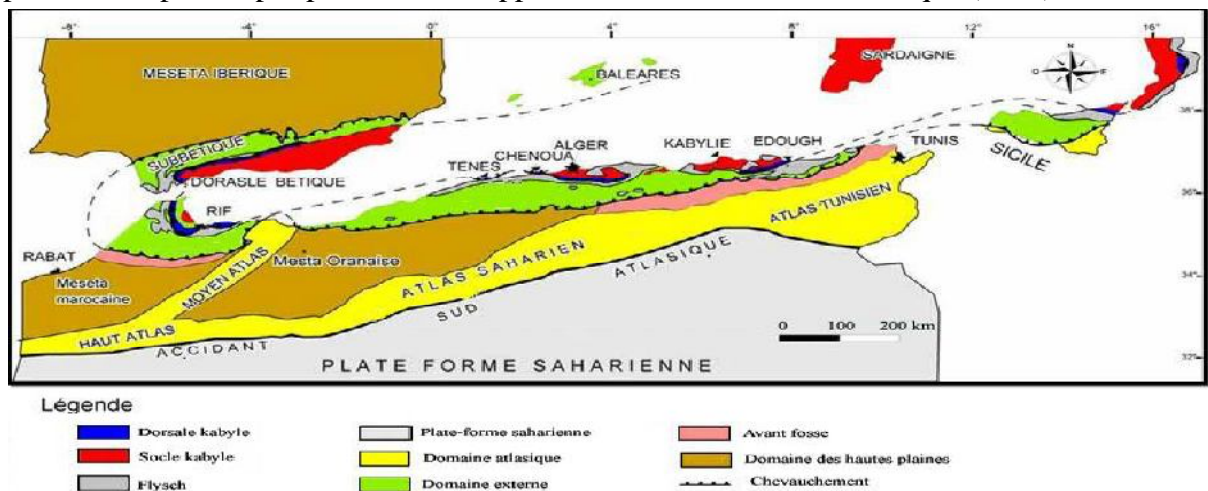


Figure V.3: Carte tectonique de l'Algérie du nord.

L'Atlas Saharien algérien fait suite au Haut Atlas marocain et se continue à l'Est vers l'Atlas tunisien. C'est dans les monts de l'Atlas Saharien que l'on rencontre les plus hauts sommets d'Afrique du Nord. Dans le Haut Atlas marocain, le sommet de Djebel Toubkal culmine à plus de 4000 m d'altitude et en Algérie, le Djebel Chélia culmine à 2328 m , alors que le plus haut sommet du Tell (Lalla Khadidja) dans le Djurdjura est à 2308 m d'altitude. le fleuve le plus long de l'Algérie, avec environ 700 km de longueur, le Cheliff, prend naissance dans l'Atlas.

Le domaine dans lequel se situe le tunnel a été affecté par la tectonique compressive qui a eu lieu pendant le crétacé. Cela a produit la formation des plissements (consécution des anticlinaux et des synclinaux) accompagné des failles associés aux mêmes.

Dans la zone qui nous occupe, les couches des matériaux calcaires se trouvent fortement affectés par cette tectonique, avec un anticlinal très plié (renversé) où les strates présentent une inclinaison élevée (supérieure à 45°) et dans le même sens. Les plissements présentent une orientation SO-NE, en accord avec la tendance général dans la zone objet de l'étude.

V.7.1.3. Localisation des failles et zones fracturées :

Une fois effectué l'étude géologique, à partir de l'analyse et interprétation de la photographie satellite, en complément avec la reconnaissance mené à bien par des experts en géologie sur terrain, quelques fractures pouvant affecter la stabilité du tunnel ont été localisées.

La première se trouve dans le $PK232+000$, dans le contact entre les formations Ci/Cn , justement avant de la tête d'entrée du tunnel. La deuxième se localise dans le $PK232+900$, environ. Les deux fractures ont été reconnues à partir des images satellite, et représentées dans la cartographie géologique élaborée pour ce projet. Les directions des fractures sont $N44^\circ E$ y $N41^\circ E$ respectivement.

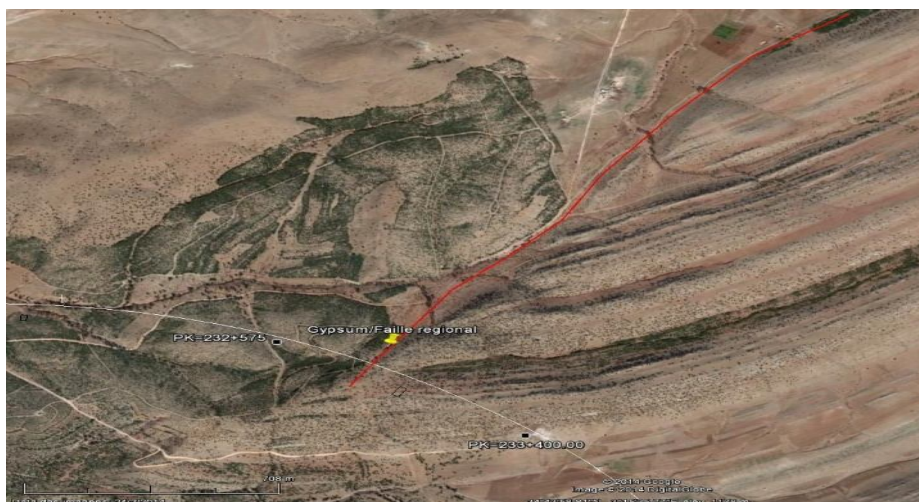


Figure V.4: l'intersection de la faille régionale avec le tunnel [12].

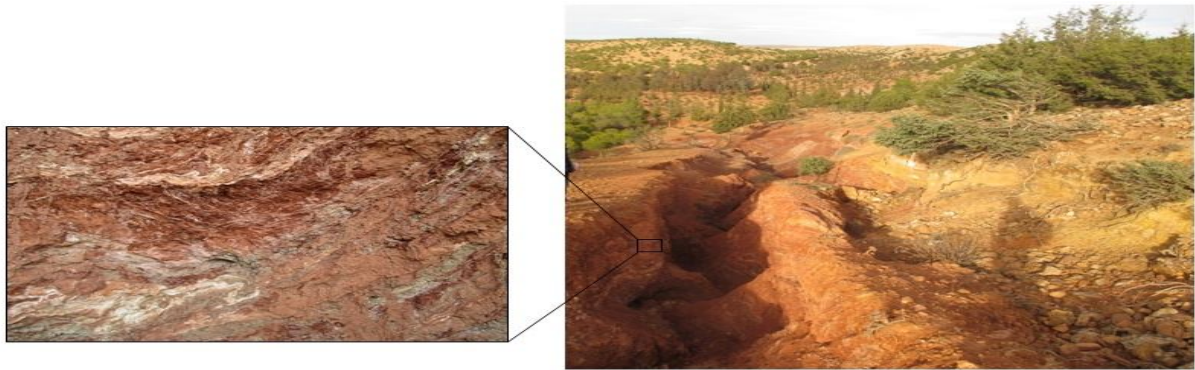


Figure V.5: la faille régionale, près du tunnel, avec un détail de la formation Tk, présentée à la surface.

V.7.2. Investigation géotechnique :

V.7.2.1. Profils sismiques : Un ensemble de profils sismiques de réfraction a été réalisé, en phase d'APD, afin d'effectuer le zonage sismique du massif rocheux et d'évaluer l'excavabilité/ripabilité des sols. Les résultats de la campagne sismique, concernant la zone du tunnel 2, sont présentés dans le Tableau IV.1.

| Profil sismique | Localisation approximative | Phase d'étude | Longueur du profil (m) | Vp moyenne (m/s) | Profondeur moyenne (m) | |
|-----------------|----------------------------|---------------|------------------------|------------------|------------------------|--------------|
| | | | | | Tire direct | Tire reverse |
| PS 04 | Pk 233+135 | APD | 50 | 540 | - | <2,0 |
| | | | | 1050 | <8,5 | 2,0 –7,2 |
| | | | | 2000 | >8,5 | >7,2 |

Tableau V.1: Aperçu des résultats de la campagne sismique.

Le profil sismique réalisé dans la zone du tunnel ayant un plus grand recouvrement indique seulement que, à cet endroit, le massif situé à environ 25 m au-dessus de la voûte a déjà des vitesses d'ondes de compression de l'ordre des 2000 m/s. Cette valeur est relative à la limite de ripabilité du tracteur D8R de Caterpillar.

V.7.2.2. Puits de reconnaissance :

Trois puits de reconnaissance ont été effectués dans les portails et, un troisième sensiblement au milieu du tunnel, au pk approximatifs de 232+625, 233+100 et 233+400, afin d'obtenir une meilleure reconnaissance de surface des différentes unités. Le puits exécuté plus près du portail d'entrée a traversé des argiles et sables grésifiés, avec cailloux angulaires et avec des concrétions carbonatées, visibles dans la figure V.6.



Figure V.6 : Puits de reconnaissance réalisé dans le portail d'entrée sur l'unité C.T

Les puits restants ont été effectués dans l'unité CT(grès). Comme il est possible de le voir dans la première photo, la stratification des couches sédimentaires (pendage de 60° vers le SE) est visible dans l'alternance local entre grès fin altérée et limons rougeâtres. La seconde photo représente le détail d'un bloc de grès.



Figure V.7: Puits de reconnaissance exécuté dans l'unité Ct, dans la partie central du tunnel et détail d'un bloc de grès fin.

Dans le puits réalisé au portail de sortie, on a trouvé le contact entre les calcaires et les marnes (ces dernières dominants dans la zone de vallée après la sortie du tunnel).

V.7.2.3. Sondages carottés :

Les sondages ont été réalisés afin de permettre l'identification de la nature des différents matériaux traversés, définir le profil géologique et obtenir des informations qui définiront la géométrie des talus.

Les logs individuels des sondages carottés sont disponibles en annexe et les résultats obtenus, pour chaque sondage, sont résumés dans le **Erreur! Source du renvoi introuvable.V.2**.

Les sondages carottés exécutés ont été accompagnés, dans la mesure du possible, de la réalisation d'essais de pénétration du type *SPT* (« Standard Pénétration Test ») tous les 1,5 m de profondeur, ou après variation de la lithologie, dans les matériaux non rocheux. Le seul résultat de N_{spt} indique un refus.

Au long de tous les sondages, le pourcentage de récupération a aussi été déterminé, ainsi que la valeur du *RQD* (« Rock Quality Designation ») et la mesure du niveau d'eau.

| Sondage | Localisation approximative | Longueur (m) | Inclination avec l'horizontale | Niveau d'eau (m) | N _{spt} (prof. - m) | Unité Géologique |
|---------|----------------------------|--------------|--------------------------------|------------------|------------------------------|------------------|
| S201 | Pk 232+600 | 23,3 | 90° | - | 50 (4,8) | Ci |
| S202 | Pk 232+625 | 30,0 | 90° | 29,0* | - | Ci |
| S203 | Pk 232+625 | 21,0 | 90° | - | - | Ci, Tk |
| S204 | Pk 232+675 | 30,8 | 90° | 10,0** | - | Ci |
| S206 | Pk 232+832 | 49,3 | 60°NW | 10,0** | - | Ct, Tk |
| S207 | Pk 233+000 | 55,0 | 60°NW | 27,0** | - | Ct |
| S205 | Pk 233+107 | 30,0 | 90° | - | - | Ct |
| EES205 | Pk 233+125 | 46,5 | 90° | 37,4* | - | Ct |
| S208 | Pk 233+357 | 31,1 | 90° | - | - | Ct |

Tableau V.2 : Les résultats obtenus des sondages carottés.

Il était prévu que le Tunnel 3 traverse une zone à unité Ct-Grès, crétacé moyen. Après la reconnaissance en surface en février 2014, on a prévu la présence de calcaires de l'unité Cn dans la moitié Nord du tunnel 3.

Après les travaux de forage, les sondages S201, S202 et S203 réalisés dans la zone du portail, on a conclu que les conglomérats polygéniques identifiés sont probablement des matériaux du Crétacé inférieur (Ci).

Dans l'abordage géologique, trois hypothèses sont possibles, à savoir: origine tectonique, éléments avec des blocs remaniés d'anciens dépôts de pente consolidés ou bien des éléments intra-formation eux dans la séquence sédimentaire Crétacique.

Le conglomérat présent est du type polygénique, hétérométrique, parfois avec aspect brechoïde, à ciment gréseux et carbonaté. Parfois, la cimentation est décrite comme précaire (non complète). On fait référence à la présence des intercalations d'argiles, sables limoneux, grès fracturé et sables grésifiés, parfois friables. Des remplissages quartzeux dans les fractures subhorizontales des passages calcaires sont signalés.

L'unité Tk, composée par des argiles et marnes gypsifères qui, en raison de la basse densité de gypse, ont tendance à migrer en direction de la surface en acquérant une forme de diapir, a été identifiée dans les sondages S206 et probablement en partie du sondage S203 (argile de 18,20 à 21,00m). Environ après le pk 232+890, le tunnel traverse des matériaux de l'unité Ct-Grès, crétacé moyen. Dans les reconnaissances ayant eu lieu en février 2014, on

a confirmé la présence de grès dans la sortie et dans la moitié sud du tunnel³, en structure localement monoclinale.

Au sud du portail, les grès sont intercalés avec des marnes. Dans les travaux de reconnaissance, on a constaté des intercalations de limons et argiles dans les grès. Dans le forage S208, les grès sont plus altérés (parfois friables) et fracturés dans les sept premiers mètres.

Les niveaux d'eau mesurés dans les sondages peuvent, parfois, ne pas représenter le niveau phréatique et reproduire des niveaux en suspension, en raison des intercalations d'argiles (matériaux plus imperméables) et de grès (matériaux plus perméables), ou bien même être le résultat de l'accumulation d'eau de forage du sondage, lorsque la mesure a eu lieu peu de temps après celui-ci.

Dans les portails, on a identifié la présence d'eau au-dessous du tunnel, tandis que le niveau d'eau identifié dans les sondages du tunnel en mine varie entre 10,0 et 37,4 m.



Figure V.8: Sondage SC-205 entre 0 m et 10 m de profondeur. Détail du groupe géotechnique Ct, grès fin à très fin, avec ciment siliceux.



Figure V.9: Affleurement rocheux des grès.

À travers la caractérisation géologique et géotechnique, il a été possible d'effectuer un zonage géotechnique qui divise le terrain en deux zones distinctes.

| Zone Géotechnique | ZG2 | ZG4 |
|--|--|------------------------|
| Formation | <i>Ci, Cn, Ct</i> | <i>Tk, Ci, Cn, Ct</i> |
| Degré de Fracturation(ISRM) | <i>F₃ à F₄₋₅</i> | <i>F₄₋₅</i> |
| Pourcentage de Récupération (%) | <i>100</i> | <i>80-100</i> |
| RQD - "Rock Quality Designation" (%) | <i>> 30*</i> | <i>0 - 50</i> |
| Résistance à la compression uniaxiale – Rc (MPa) | <i>> 25</i> | <i>< 3</i> |
| RMR – "Rock Mass Rating" | <i>> 45</i> | <i>< 35</i> |
| Q | <i>1.1</i> | <i>0.02</i> |

Tableau V.3: Zonage géotechnique.

Exceptionnellement <30 Les unités traversées sont les suivantes :

Ci – Crétacé inférieur – Conglomérats; *Cn* – Crétacé moyen – Calcaires et marnes parfois sableux; *Ct* – Crétacé moyen – Grès ;*Tk* – Triasique supérieur – Argiles marnes gypsifères ;

ZG2 (massif de bonne qualité).Correspond essentiellement aux zones du massif rocheux dans lesquelles on rencontre les meilleures caractéristiques géotechniques, notamment à l'unité *Ct* et en concret aux couches de grès moins altérées. Il est probable que l'on rencontre ce type de massif dans la zone du portail de sortie et un pourcentage élevé, entre 40 % et 55 % depuis le *pk 232+900*, environ, jusqu'à la fin du tunnel. Du point de vue géotechnique, le massif qui constitue cette zone à des fractures moyennement éloignées à proches et l'indice de qualité *RQD* caractéristique est normalement supérieur à 30%, ce qui traduit la qualité relative du massif présent, avec un degré de fracturation significatif. Néanmoins, en termes d'altération, il possède une résistance de degré moyen à très élevé, avec des résultats d'essais de compression uni-axiale supérieurs à 25 MPa. On considère la valeur de *RMR* supérieure à 45.

ZG4 (massif à faible qualité) .Le massif considéré *ZG4* intègre les formations du *Tk*, *Ci* et avec un plus faible pourcentage du *Ct*. Ces lithologies (argiles gypseuses, argiles, marnes e grès très altérés) ont de grandes déformabilités et basses résistances et se trouvent parfois dans des zones tectoniquement affectées. On rencontre ces massifs *ZG3*, essentiellement, dans le portail/tête d'entrée, zone tectonisées et entre les *pk 232+786* et *232+886* et, sporadiquement, on peut les rencontrer le long du tunnel. La fracturation considérée pour cette zone géotechnique situe les diaclases comme proches à très proches, avec une valeur de *RQD* variable entre 0 et 41 % et résistance à la compression uni-axiale

inférieure à 2Mpa , classifiant le massif comme ayant une résistance de très à extrêmement basse. La valeur RMR qui caractérise cette zone géotechnique est inférieure à 35.

Compte tenu de l'hétérogénéité de la qualité du massif, on constate deux situations dans la classification des zones géotechniques ; les variations entre la zone de callot et stross, où a été considéré le cas le plus grave ; et le long du tracé, où il n'est pas toujours possible de définir des tronçons avec continuité qui soient significatifs pour l'ouvrage. De la sorte, on a opté pour une estimation de pourcentages de chaque zone géotechnique, en l'adaptant aux différents tronçons.

On considère une distribution globale d'environ 30 % pour la ZG1, de 35 % pour la ZG2 et de 35 % pour la ZG3. Le zonage présenté est indicatif, devant être confirmé en phase de travaux avec l'évaluation des conditions réelles du massif et si des conditions géologiques et géotechniques distinctes sont constatées, la méthode de construction devra être adaptée.

V.7.2.4. Les essais au laboratoire :

On citera les essais les plus utilisés dans le cadre des reconnaissances des ouvrages souterrains :

- ✓ Sols : Essais d'identification : masse volumique, teneur en eau naturelle, indice des vides, limites d'Atterberg, granulométrie et sédimentométrie, minéralogie. Pour déterminer les caractéristiques mécaniques des sols et calculer la déformation de la surface : essais de cisaillement à la boîte, essais triaxiaux, essais œnométriques, essais de compression simple...
- ✓ Roche : densité sèche, porosité, teneur en eau naturelle, vitesse du son, essais de compression simple, mesures du module de Young et du coefficient de poisson, essais Franklin et Brésilien pour la détermination des caractéristiques mécaniques de la roche. Essais de cisaillement à la boîte pour la détermination des caractéristiques de joints. Essais triaxiaux, œnométriques, essais de gonflement, essais d'altérabilité, analyses minéralogiques pour les roches tendres et susceptibles d'évoluer rapidement (marnes, anhydrites,...). Essais particuliers (abrasivité, formabilité,...) nécessaires à l'étude d'emploi de machines à forer.

Il faut retenir que la validité des résultats de tous ces essais est liée à la qualité des échantillons prélevés et à leur représentativité. Les spécifications techniques concernant ces prélèvements doivent donc être clairement définies dès le début des reconnaissances. Des échantillons des sols et roches ont été prélevés, en vue de réaliser des essais de laboratoire qui caractérisent le massif.

D'une façon générale, les essais de laboratoire réalisés sur des échantillons rocheux ou sols très compacts ont été les suivants: teneur en eau, W_n (%); densité, γ_d (t/m^3); porosité, n (%) et compression uni-axiale, R_c (MPa).

| S | H (m) | Lithologie (unité) | Wn (%) | γ_d (t/m) | n (%) | Rc (Mpa) | E (MPa) | Essai brésili en (MPa) | Analyses Chimiques | | | |
|------|-----------------|-----------------------------|-----------|---------------------|----------|-------------|------------|---------------------------------|--------------------------|--------------------------------------|------------------------|-----|
| | | | | | | | | | CaCO ₃ (%) | SO ₄ ⁻² (%) | Cl ⁻ (%) | Ph |
| S201 | 9,4 – 9,7 | Conglomérats (Ci) | 7,4 | 2,3 | 13,6 | 1,6 | - | - | - | - | - | - |
| | 19,2- 19,54 | Brèche (Ci) | 7,3 | 2,2 | 17,6 | 1,5 | - | - | - | - | - | - |
| S202 | 6,9 – 7,3 | Conglomérats (Ci) | 3,6 | 2,4 | 10,1 | - | - | - | - | - | - | - |
| | 20,0 – 20,6 | Conglomérats / grès (Ci) | 6,1 | 2,3 | 13,1 | 4,0 | - | - | - | - | - | - |
| | 23,3 – 23,7 | Conglomérats / grès (Ci) | 6,5 | 2,2 | 16,9 | 3,8 | - | - | - | - | - | - |
| | 25,2 – 25,4 | Conglomérats / grès (Ci) | 0,4 | 2,7 | 0,4 | - | - | - | - | - | - | - |
| | 28,6 - 28,85 | Conglomérats / grès (Ci) | 8,5 | 2,1 | 22,9 | - | - | 3,9 | - | - | - | - |
| | 29,6 – 29,9 | Conglomérats / grès (Ci) | - | - | - | 11,0 | - | - | - | - | - | - |
| S204 | 17,6 – 18,0 | Grès(Ci) | 7,1 | 2,1 | 21,5 | 1,6 | - | 0,4 | - | - | - | - |
| | 22,0 – 22,2 | Grès (Ci) | 11,1 | 1,9 | 26,8 | - | - | < 0,1 | - | - | - | - |
| S206 | 10,8 – 11,2 | Argile sableuse (Ct) | 17,2 | 1,8 | - | 0,6 | 47 | - | 14,38 | 0,12 | 0,04 | 8,1 |
| | 19,5 – 19,9 | Argile sableuse (Ct) | 17,0 | 1,8 | - | 0,7 | 58 | - | 15,75 | 0,08 | 0,03 | 8,1 |
| | 33,55 - 34,1 | Argile gypseuse (Tk) | 16,5 | 1,9 | - | 0,9 | 65 | - | Traces | 3,58 | 0,03 | 8,3 |
| | 44,0 – 44,4 | Argile gypseuse (Tk) | 16,0 | 2,0 | - | 2,0 | 217 | - | 2,05 | 29,3 | 0,03 | 8,2 |
| S207 | 19,2 – 19,5 | Grès (Ct) | 3,0 | 2,2 | 16,9 | 63,0 | - | - | - | - | - | - |
| | 27,0 – 27,5 | Argile (Ct) | 8,5 | 2,2 | 16,9 | 3,1 | - | - | - | - | - | - |
| | 32,9 - 33,45 | Grès (Ct) | 6,0 | 2,3 | 15,4 | 4,7 | - | - | - | - | - | - |
| S205 | 14,2 – 14,7 | Grès / marne (Ct) | 7,3 | 2,3 | 13,5 | 1,8 | - | - | - | - | - | - |
| | 20,6 – | Grès / marne | 7,8 | 2,3 | - | 0,4 | - | - | - | - | - | - |

| | | | | | | | | | | | | |
|------|-----------------|----------------------|-----|-----|------|-------|---|-----|---|---|---|---|
| | 21,0 | (Ct) | | | | | | | | | | |
| | 29,0 - 29,43 | Grès / marne (Ct) | 9,1 | 2,2 | - | 2,1 | - | - | - | - | - | - |
| | 33,9 – 34,2 | Grès (Ct) | 5,1 | 2,3 | 14,2 | - | - | - | - | - | - | - |
| | 44,5 – 44,8 | Grès (Ct) | 6,0 | 2,2 | 16,6 | - | - | 9,9 | - | - | - | - |
| S208 | 27,0 – 27,3 | Grès (Ct) | 4,0 | 2,2 | 17,0 | 101,3 | - | 5,0 | - | - | - | - |
| | 29,3 – 29,5 | Grès (Ct) | 5,6 | 2,3 | 13,2 | 65,3 | - | - | - | - | - | - |

Tableau V.4 : Aperçu des résultats des essais de laboratoire.

V.7.3. Synthèse hydrogéologique :

Concernant l'hydrogéologie, le massif rocheux est constitué par un matériau calcaire ocre à blanchâtre avec des cavités de dissolution, devenant blanchâtre en refermant des cassures sub verticaux, parfois avec des limons très carbonatés de mauvaise à très mauvaise qualité.

Le niveau phréatique a été détecté lors de la réalisation du sondage mécanique dans les niveaux varie 10 à 37.4, il doit être placé à des profondeurs supérieures à 30 m. En raison des cavités de dissolution présentes dans les matériaux perforés, il n'est pas exclu la possibilité des phénomènes de karstification.

La perméabilité des matériaux calcaires se produit fondamentalement à travers des diaclases qui fracturent les calcaires, pouvant diminuer en profondeur. Le sondage S-205, n'a pas montré des signes d'eau (la perforation a été réalisée avec de l'eau, qui a été perdue entièrement, ne pouvant pas la récupérer), donc on estime que la possibilité des affections en raison de l'eau sera minime.

V. 8. Conclusion :

Pour conclure, dans ce chapitre nous insisterons sur le fait qu'une campagne de reconnaissance doit toujours être menée avec méthode et précision. Le choix d'un type d'appareil doit se faire en fonction de la nature du terrain et surtout de la nature du problème à résoudre. Il est rare qu'une seule méthode donne les résultats escomptés et l'on doit souvent combiner plusieurs observations et/ou plusieurs mesures.

Dans le cas des projets importants, il est nécessaire de conduire la campagne par étapes successives allant de la résolution des problèmes généraux à celles des points particuliers.

On réservera toujours les essais ponctuels et coûteux pour la deuxième ou la troisième phase, après que la reconnaissance globale du site et la mise en évidence des principales difficultés sauront été effectués.

Chapitre VI :**Classification des massifs rocheux****VI.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 est l'un des plus délicats et des plus difficiles à aborder. L'absence de règles dans le domaine est souvent compensée par le jugement et l'appréciation de l'ingénieur.

Dans ce cas-là, des méthodes de dimensionnement des ouvrages souterrains ont enregistré de grands progrès durant les deux dernières décennies. Ces méthodes ont pour objet d'évaluer les caractéristiques 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.

Cependant, Aucune de ces méthodes actuelles ne peut prétendre résoudre l'infinité des cas qui s'offrent au projeteur. Néanmoins, il est possible de définir des domaines préférentiels d'utilisation pour chaque méthode de calcul.

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

- ✓ Méthodes empiriques ;
- ✓ Méthodes analytiques ;
- ✓ Méthodes numériques ;

VI.2. Définition du massif rocheux :

Les massifs rocheux sont constitués d'un assemblage de blocs rocheux de tailles et de dimensions variables séparés par des surfaces de discontinuités.

Ces discontinuités sont du point de vue mécanique composées essentiellement de failles, de diaclases, fentes de tension, en plus des joints et de stratification.

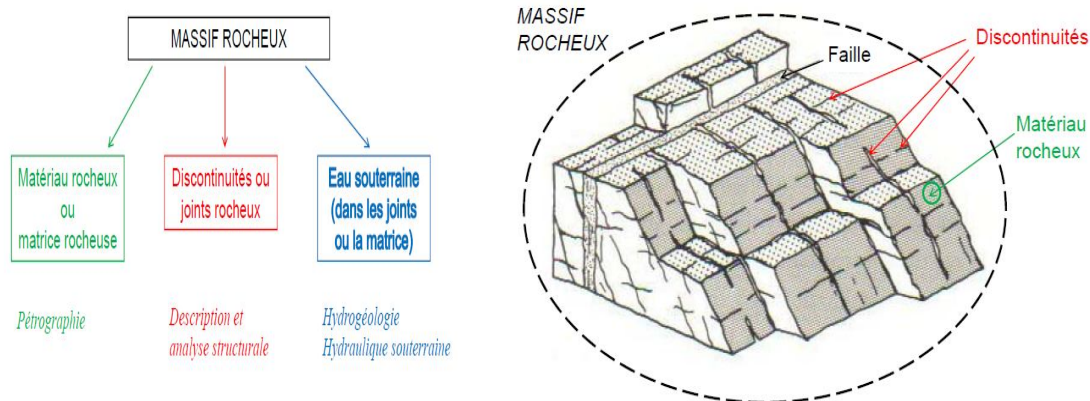


Figure. VI.1: massif rocheux

VI.3. Caractérisation de massif rocheux :

Le but essentiel de la caractérisation dans la mécanique des roches est de fournir les données qualitatives et quantitatives nécessaires pour décrire la structure de la roche et évaluer les propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques à l'échelle des volumes sollicités au niveau de la roche et par la suite au niveau des ouvrages.

La caractérisation de massif rocheux homogène, nécessite dans tous les cas de déterminer les paramètres relatifs à la **matrice rocheuse** d'une part, aux **discontinuités** d'autre part.

VI.4. Classification du Massif rocheux :

VI.4.1. Caractéristiques de la matrice :

a. Paramètres d'identification:

- 1- Dénomination usuelle ;
- 2- Pétrographie et minéralogie ;
- 3- Etat d'altération des minéraux ;
- 4- Masses volumiques ;
- 5- Poids volumiques ;
- 6- Teneur en eau ;
- 7- Porosité ;
- 8- Degré de saturation ;
- 9- Perméabilité ;
- 10- Vitesses de propagation des ondes ;
- 11- Indice de continuité.

b. Discontinuités :

b.1. Les type de discontinuités :

Le terme de discontinuités est utilisé pour désigne toute surface qui interrompt physiquement.

La continuité de la matrice rocheuse :

- ✓ Les phases de stratification ;
- ✓ Les diaclases ;
- ✓ Les failles;
- ✓ les phases schistosité.

b.2. Caractéristiques des discontinuités :

Paramètres d'identification :

- ✓ Types et origine des discontinuités
- ✓ Description des discontinuités : orientation, espacement, extension, rugosité, altération, ouverture, remplissage, eau.

c.1. Caractérisation des systèmes de discontinuités :

- ✓ Organisation des discontinuités en familles directionnelles
- ✓ Analyse statistique des paramètres géométriques de chaque famille : orientation, espacement, extension.
- ✓ Indices globaux de densité de fracturation : RQD, ID, FD

VI.5. Méthodes 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 : compte-rendu, 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, à savoir celle de :

- ✓ Terzaghi
- ✓ RQD
- ✓ AFTES
- ✓ Barton
- ✓ Bieniawski

VI.5.1. Méthode de K. Terzaghi :

En 1946, Terzaghi[13] 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 :

$$H_p = KB + H_t$$

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

B : Largeur de la galerie.

H_t : 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 $1.5 B + H_t$

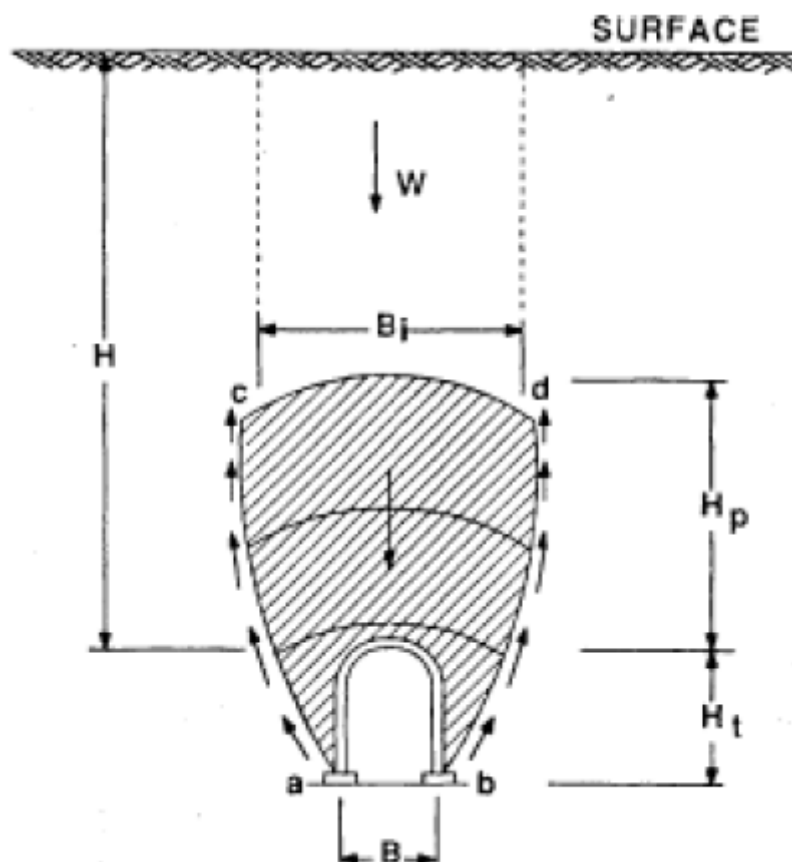


Figure VI.2: Zone décomprimée au-dessus d'une cavité (K.Terzaghi 1946).

Sur l'imprécision de la valeur donnée, Terzaghi affirme « Même si des programmes de calcul Peuvent 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 ébouluse | 0.25 à 0.35 (B+H _t) | Pas de pression latérale |
| Très ébouluse | 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 fluante à 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 VI.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 et l'accroissement de la charge après que le soutènement soit mis en place. 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.

VI.5.2. Rock Quality Designation (R.Q.D):

Le R.Q.D fut proposé 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 de passe de sondage :

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

Par longueur des morceaux d'une dimension supérieure à 10 cm , il faut entendre morceaux de roche 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 VI.2 : Classification de la roche suivant R.Q.D

VI.5.3. Méthode de Z. Bieniawski :

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

a. 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 I_s (appelé Indice Franklin).

$$I_s = \frac{P}{D^2}$$

Et la résistance à la compression uniaxiale par :

$$\sigma_c = (14 + 0,175D) I_s$$

Avec :

P : la charge pour rompre l'échantillon de roche.

D : le diamètre de la carotte (en mm)

b. La Qualité de la roche via RQD de Deere.

c. L'espacement des discontinuités de la roche :

Le terme discontinuités reprend ici les joints, failles, stratifications et autres plans de faiblesse. A nouveau, Bieniawski s'inspire de la classification proposée par Deere.

d. 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

e. 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.

f. 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 IV.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 VI.3 : Paramètres de classification des roches et notes de pondération.

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

Tableau VI.4: Note d'ajustement pour orientation des joints.

Après addition des notes obtenues, la globale caractérisant la qualité de la roche appelée Rock Mass Rating (RMR). On utilise le (tableau VI.5) pour connaître :

- La classe de la roche
- Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement.

| Note globale RMR | 100 - 81 | 80 - 61 | 60 - 41 | 40 - 21 | < 20 |
|---------------------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------------------|------------------------------|---------------------------|
| Classe de rocher et description | 1 Très bon rocher | 2 Bon rocher | 3 Rocher moyen | 4 Rocher médiocre | 5 Rocher très médiocre |
| Temps de tenue moyen | 10 ans pour 5m de portée | 6 mois pour 4m de portée | 1 semaine pour 3m de portée | 5 heures pour 1,5m de portée | 10 mn pour 0,5m de portée |

Tableau VI.5 : Classe de rocher (RMR).

Pour chaque classe de rocher, Z.BIENIAWSKI propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place.

| Classe de la roche | Type de soutènement | | | | | | |
|--------------------|-----------------------------|--|---------------|-----------|---|---|-------------|
| | Boulons d'ancrages (1) | | Béton projeté | | | Cintres métalliques | |
| | Espacement | Complément d'ancrage | Voûte | Piédroits | Complément de soutènement | Type | Espacements |
| 1 | Généralement pas nécessaire | | | | | | |
| 2 | 1,5-2,0m | Occasionnellement treillis soudé en voûte | 50mm | Néant | Néant | Non rentable | |
| 3 | 1,0-1,5m | Treillis soudé + 30mm de béton projeté en voûte | 100mm | 50mm | Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire | Cintres légers | 1,5-2,0m |
| 4 | 0,5-1,0m | Treillis soudé + 30-50mm de béton projeté en voûte et en piédroits | 150mm | 100mm | Treillis soudé et boulons de 2 à 3 m d'espacement | Cintres moyens + 50mm de béton projeté | 0,7- 1,5m |
| 5 | Non recommandé | | 200mm | 150mm | Treillis soudé et boulons et cintres légers | Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres lourds | 0,7m |

Tableau VI.7 : Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Z.BIENIAWSKI.

VI.5.4. 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, modèle « noter la qualité du massif rocheux par l'intermédiaire de paramètres ». La qualité du massif rocheux est représentée par l'indice Q, calculé à partir de six paramètres. Le Q-system permet aussi de définir le mode de soutènement à mettre en place, à condition de connaître la valeur de Q, la largeur de l'excavation et la fonction de l'excavation.

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

VI.5.5. Classifications de l'AFTES (1993)[14] :

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.

VI.5.5.1. 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 :

a. Des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution :

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

b. Des critères relatifs à l'environnement :

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

VI.5.6. 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 supposée homogène.
- ✓ **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.

Les méthodes analytiques peuvent se diviser en deux groupes :

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

VI.5.6.1. Les Méthodes analytiques élastique :

Sont des méthodes qui traitent l'entourage de l'excavation comme un milieu élastique.

VI.5.6.2. Les Méthodes analytiques élasto-plastique :

Sont des méthodes qui prennent en compte le développement d'une zone plastique autour de la cavité souterraine due de l'excavation du tunnel.

Parmi les analyses élasto-plastiques on a :

- Panet (1979).
- Theorem limits (1950). [Caquot, Atkinson, Muhlhaus].
- Convergence-confinement (1980).

VI.5.7. 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 de chargements 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 traiter une 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.

VI.5.7.1. 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...

VI.5.7.2. 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.

VI.5.7.3. 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 VI.11), 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 variables x_1 et x_2

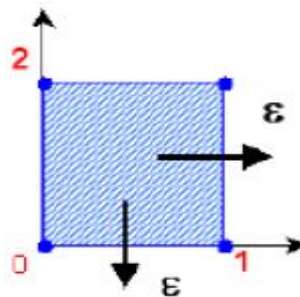


Figure VI.3: Repère du problème 2D-plan.

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.



Modèle longitudinal Modèle transversal

Figure VI.4 : *Modèle longitudinal et transversal 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.

VI.8.Conclusion :

Dans ce chapitre, on a abordé les méthodes principales du calcul et du dimensionnement des tunnels à partir de classifications des massifs rocheux, ces méthodes de calcul reposent sur des considérations théoriques, empiriques et numériques. Les méthodes empiriques globales telle que la classification de RMR permettent d'orienter le choix du type de soutènement, mais ne suffisent pas à vérifier la stabilité du tunnel. Les méthodes analytiques, telle que la méthode de convergence-confinement, servent souvent d'approche pour l'utilisation ultérieure de méthodes numériques plus précieuses, telles que la méthode des éléments finis par exemple.

Le principe commun des méthodes numériques réside dans la discrétisation de l'espace du problème étudié et dans la résolution des certains nombres d'équations pour obtenir la solution. L'avantage commun principe de ces méthodes qu'elles soient appliquée pour des ouvrages souterrains dans des milieux continu (élément finis, éléments frontières) ou discontinu (éléments distincts).

Chapiter VII :**Modélisation****VII.1. Définition :****VII.1.1. le choix rationnel du soutènement par la méthode des éléments fini du tunnel T3:****VII.1.1. 2. La méthode des éléments finis (M.E.F) :****VII.1.1.2.1. Introduction:**

La méthode des éléments finis est une manière numérique de résolution certaine du problème de physique.

C'est une méthode qui permet de déterminer une solution approchée sur un domaine spatial c'est à dire qui permet de calculer un champ (de scalaires de vecteurs de tenseurs) qui correspond a certaines condition imposées.

la méthode consiste a découper le domaine spatial en petits élément, également appelés mailles, et a rechercher une formation simplifiée du problème sur chaque élément, c'est a dire a transforme le système d'équation qlq en un système d'équation linéaires .chaque système d'équation linéaires peut se représenter par une matrice .les système d'équation pour tous élément sont ensuit rassemblés , ce qui forme une grand matrice ;la résolution de ce système global donne la solution approchée au problème .

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

1. La mécanique des structures: élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ... etc..
2. L'analyse numérique: méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ... etc..
3. L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

VII.1.1.2.2. Problématique et objectif :

Aujourd'hui, ils existent plusieurs logiciels aux éléments finis utilisés pour les calculs des ouvrages en interaction avec le sol [15].

Mais :

- ✓ Chaque logiciel aux éléments finis a ses propres algorithmes : méthodes de résolutions et paramètres de modélisation.
- ✓ Les paramètres géotechniques ne sont pas les mêmes pour chaque méthode de calcul. Nous avons mois d'expérience et de recul pour juger à la fois des modèles de comportement et modules de sol introduits dans les logiciels aux éléments finis, et des résultats obtenus
- ✓ On peut donc obtenir des résultats très variables pour un même projet.

D'où la nécessité de procéder à des études paramétriques et des benchmarks¹ avec deux objectifs principaux :

- vérifier la fiabilité des logiciels pour les différents types d'application ;
- formuler des recommandations pour l'utilisation de ces logiciels.

L'étude consiste à mettre au point un modèle numérique concernant une étude paramétrique sur l'interaction sol avec différents ouvrages placés dans un site urbain. Les ouvrages concernés sont : un tunnel, un bâtiment et une excavation.

✓ Les paramètres suivants seront étudiés :

1. Paramètres de calculs : maillage, précision des calculs (tolérance).

2. Paramètres géotechniques:

- paramètres du sol : c , φ , E , ν ;
- Modèle de comportement ;
- Les interfaces ;
- Les écoulements

VII.1.1.2.3. Calculs par la MEF :

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

✓ **Elle nécessite:**

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay, ... etc..
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire
- l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

✓ **Elle permet :**

- d'effectuer les calculs d'écoulement ;
- de simuler toutes les phases de travaux ;
- de prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants ;
- de calculer un coefficient de sécurité.

VII.1.1.2.4. Formulation des caractéristiques des éléments utilisés:

Les grandes lignes, exposées ci-dessus pour obtenir les propriétés caractéristiques d'un élément fini, d'un milieu continu, vont maintenant être présentées sous une forme mathématique plus détaillée. On utilisera tout au long la notation matricielle. Le problème que nous allons traiter est un problème d'élasticité plane qui comprend tous les continus qui sont chargés dans leurs plans, [16].

Quand le continuum est chargé par des forces normales au plan (plaque en flexion), en dehors des déplacements plans, on a d'autres déplacements qui surgissent, ce genre de problème ne nous intéresse pas.

VII.1.1.2.5. Choix de la forme des E.F:

Les types d'éléments utilisés pour la subdivision de la structure dépendent de la géométrie de cette dernière. Ils peuvent être unidimensionnels, bidimensionnels ou tridimensionnels. Pour chacun de ces cas ils existent des types d'éléments finis de différentes formes. Le choix de telle ou telle forme dépend de deux facteurs principaux :

- ✓ Les frontières des éléments doivent coïncider avec les discontinuités de la structure.
- ✓ Les points nodaux doivent coïncider avec les points d'application des charges concentrées. Les éléments doivent être arrangés de telle manière que les changements brusques dans les charges réparties se produisent à la frontière de l'élément.

VII.1.1.2.5.A. Matrice de rigidité d'élément barre utilisé [17]:

L'élément barre utilisé est un élément qui est supposé travaillé seulement en traction et en compression la Fig. (VII.1) représente un tel élément avec le système de coordonnées locales (X'O'Y') et le système de coordonnées globales (XOY) la matrice de rigidité pour un tel type d'élément est évaluée dans son repère local puis on fait une transformation dans le repère global.

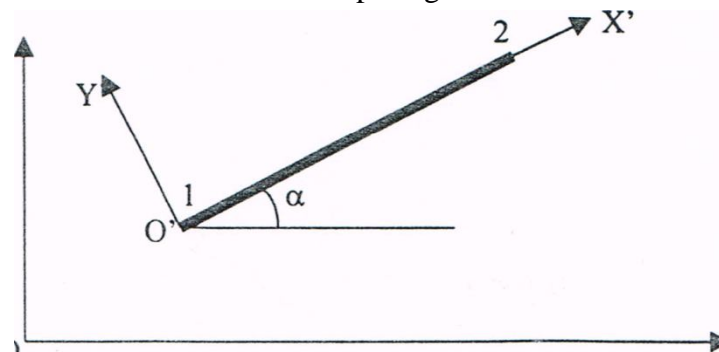


Figure.VII.1 : Représentation de l'élément barre et ses systèmes de coordonnées.

✓ Matrice de rigidité dans le repère local :

Pour cet élément seul, les forces qui agissent suivant l'axe O'X' sont actives, donc les coefficients de la matrice de rigidité peuvent être obtenus directement en utilisant les lois de Hook. Si le nœud 2 est fixe et le nœud 1 se déplace avec un déplacement u_1 alors les forces aux deux nœuds seront :

$$p'_{x1} = \frac{EA}{L}u'_1 \text{ et } p'_{x2} = \frac{EA}{L}u'_1 \text{ (VI.2)}$$

De même si le nœud 1 est fixe et le nœud 2 se déplace avec un déplacement u_2 alors les forces aux deux nœuds seront :

$$p'_{x1} = \frac{EA}{L}u'_2 \text{ et } p'_{x2} = \frac{EA}{L}u'_2$$

Avec :

L : longueur de l'élément.

A et E_{boul} : sont respectivement la section transversale et le module de Young du boulon.

En combinant les équations (VII.2) et (VII.3) on obtient la matrice de rigidité dans le repère local (pour nous on ajoute les déplacements suivant l'axe O'Y' car la matrice va être assemblée avec l'élément triangulaire qui à deux degrés de liberté par nœud.

$$\begin{Bmatrix} p'_{x1} \\ p'_{y1} \\ p'_{x2} \\ p'_{y2} \end{Bmatrix} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u'_1 \\ v'_1 \\ u'_2 \\ v'_2 \end{Bmatrix}$$

Ou simplement :

$$\{P'\} = [K']\{\delta'\} \quad (VII.4)$$

Avec :

\{P'\} : vecteur des forces appliquées aux nœuds dans le repère local.

\{\delta'\} : vecteur déplacement dans le repère local

[K'] : matrice de rigidité dans le repère local.

✓ Matrice de rigidité dans le repère global :

Ecrivons d'abord que (voir Figure (VII.1)) : $l = \sin(\alpha)$ et $m = \cos(\alpha)$

On écrit alors la matrice de transformation entre les deux systèmes de coordonnées comme suit :

$$[T] = \begin{bmatrix} m & 1 & 0 & 0 \\ -1 & m & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m & 1 \\ 0 & 0 & -1 & m \end{bmatrix} \quad (VII.5)$$

notons seulement que : $[T]^{-1} = [T]^T$

Les relations qui lient les vecteurs charges et les vecteurs déplacements des deux systèmes peuvent être écrites en fonction de la matrice [T] comme suit :

$$\{P'\} = [T]\{F\} \text{ et } \{\delta'\} = [T]\{\delta\} \quad (VII.6)$$

On trouve :

$$\{F\} = [T]^T [K'] [T] \{\delta\} \quad (VII.7)$$

En comparant cette équation à l'équation (VII.1) on peut écrire :

$$[K^e] = [T]^T [K'] [T] \quad (VII.8)$$

En évaluant cette expression on trouve finalement la matrice de rigidité de l'élément barre considéré :

$$[K^e] = \frac{AE}{L} \begin{bmatrix} m^2 & 1.m & -m^2 & -1.m \\ 1.m & 1^2 & -1.m & -1^2 \\ -m^2 & -1.m & m^2 & 1.m \\ -1.m & -1^2 & 1.m & 1^2 \end{bmatrix} \quad (VII.9)$$

VII.1.1.2.5.B. Dérivation de la matrice de rigidité d'un élément fini triangulaire :

Les étapes de base dans la dérivation de la matrice de rigidité pour un élément fini dans le cas de déformation plane sont :

Etape 1: Choix d'un système de coordonnées convenable et notations de base

Le système de coordonnées cartésien utilisé est celui sur la (Figure VII.2), et la numérotation des nœuds par convention se fait dans le sens contraire des aiguilles d'une montre (1, 2, 3). La position de ces nœuds en terme de coordonnées cartésien sont (x_1, y_1) , (x_2, y_2) , (x_3, y_3) .

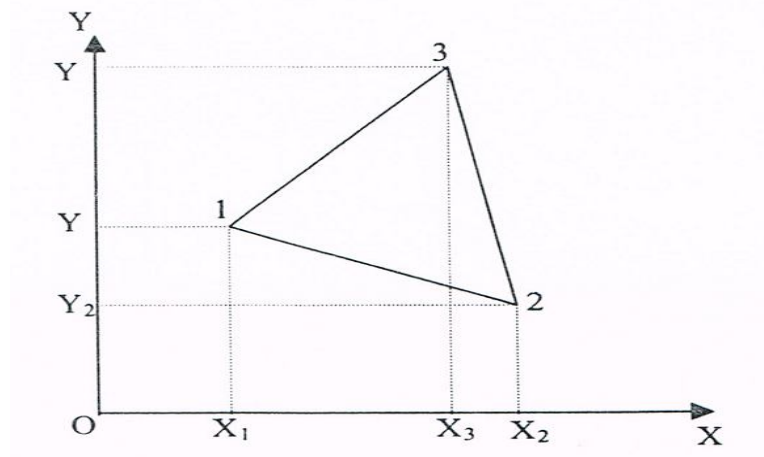


Figure VII.2 : système de coordonnées et numérotation des nœuds pour un élément triangulaire

Pour un problème d'élasticité plane, où tous les déplacements sont dans le plan, l'élément a deux degrés de liberté en chaque nœud, formant au total six degrés de liberté $(u_1, v_1, u_2, v_2, u_3, v_3)$. Les forces correspondantes sont respectivement $(F_{x1}, F_{y1}, F_{x2}, F_{y2}, F_{x3}, F_{y3})$.

Si on utilise la notation matricielle, le vecteur déplacement au nœud 1 peut être écrit comme:

$$\{\delta_1\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \end{Bmatrix} \quad (VII.10)$$

Et aussi pour le vecteur force correspondant au nœud 1 on peut l'écrire comme suit:

$$\{F_1\} = \begin{Bmatrix} F_{x1} \\ F_{y1} \end{Bmatrix} \quad (VII.10)$$

On peut présenter tous les déplacements et forces aux nœuds respectivement par les (Figure (VII.3.a) et (VII.3.b)).

Les vecteurs déplacements et les vecteurs forces pour un élément triangulaire peuvent être écrits sous la forme suivante :

$$\{\delta^e\} = \begin{Bmatrix} \{\delta_1\} \\ \{\delta_2\} \\ \{\delta_3\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_1 \\ v_2 \\ u_1 \\ v_3 \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad \{F^e\} = \begin{Bmatrix} \{F_1\} \\ \{F_2\} \\ \{F_3\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Fx_1 \\ Fy_1 \\ Fx_2 \\ Fy_2 \\ Fx_3 \\ Fy_3 \end{Bmatrix} \quad (VII.12)$$

Donc la matrice de rigidité élémentaire sera d'ordre 6×6

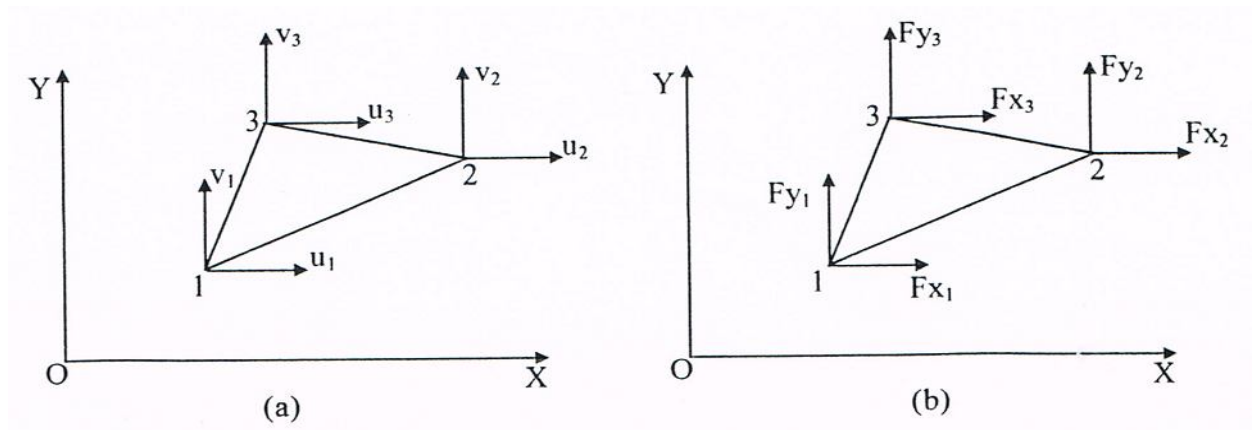


Figure VII.3: Représentation des déplacements et des forces nodales pour un élément fini triangulaire.

Etape 2: Choix de la fonction d'interpolation qui définit le déplacement $\{\delta(x,y)\}$ à n'importe quel point de l'élément.

Dans le cas de l'élasticité plane, le déplacement en un point quelconque peut être obtenu par la considération des déplacements aux nœuds u et v respectivement dans les directions x et y .

Puisqu'il y a six degrés de libertés dans ce cas il faut six coefficients inconnus ($\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_6$). La plus simple représentation est donnée par les deux polynômes linéaires :

$$u = \alpha_1 + \alpha_2 X + \alpha_3 Y$$

(VII.13)

$$v = \alpha_4 + \alpha_5 X + \alpha_6 Y$$

Puisque ces deux déplacements sont linéaires suivant x et y , la continuité de déplacement le long des contacts entre les éléments est assurée pour l'importe quel déplacement nodal.

Les équations (VII.13) peuvent être écrites sous la forme matricielle suivante :

$$\{\delta(x,y)\} = \begin{bmatrix} 1 & x & y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x & y \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{Bmatrix}$$

Ou simplement:

$$\{\delta(x,y)\} = [f(x,y)]\{\alpha\} \quad (VII.14)$$

Etape 3: Expression de l'état de déplacement $\{\delta(x,y)\}$ à travers élément en terme des déplacements nodal $\{\delta\}$

Cette étape est achevée par la substitution des valeurs des coordonnées nodales dans l'équation (VII.14), et comme ça on obtient les expressions des coefficients inconnus. Per exemple au nœud 1:

$$\{\delta_1\} = \delta(x_1, y_1) = [f(x_1, y_1)]\{\alpha\}$$

Donc pour tous les nœuds d'un élément fini on peut écrire:

$$\{\delta^e\} = \begin{Bmatrix} \{\delta_1\} \\ \{\delta_2\} \\ \{\delta_3\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_3 & y_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{Bmatrix}$$

Ou bien en abrégé :

$$\{\delta^e\} = [A]\{\alpha\} \quad (VII.15)$$

Puisque tous les termes de la matrice [A] sont connus (cordonnées des nœuds), les coefficients polynomiaux inconnus sont déterminés en inversant simplement cette matrice. D'où :

$$\{\alpha\} = [A]^{-1}\{\delta^e\} \quad (VII.16)$$

Nous remarquons que la matrice [A] pour notre cas est petite (6x6) l'inversion est calculé algébriquement par contre pour les matrices plus larges, elle est réalisée numériquement par l'ordinateur.

Substituant l'équation (VII.16) dans l'équation (VII.14) on obtient:

$$\{\delta(x,y)\} = [f(x,y)] [A]^{-1}\{\delta^e\} \quad (VII.17)$$

Avec:

$$[A]^{-1} = \frac{1}{2\Delta} \begin{bmatrix} x_2 y_3 - x_3 y_2 & 0 & x_3 y_1 - x_1 y_3 & 0 & x_1 y_2 - x_2 y_1 & 0 \\ y_2 - y_3 & 0 & y_3 - y_1 & 0 & y_2 - y_3 & 0 \\ x_3 - x_2 & 0 & x_1 - x_3 & 0 & x_2 - x_1 & 0 \\ 0 & x_2 y_3 - x_3 y_2 & 0 & x_3 y_1 - x_1 y_3 & 0 & x_1 y_2 - x_2 y_1 \\ 0 & y_2 - y_3 & 0 & y_3 - y_1 & 0 & y_2 - y_3 \\ 0 & x_3 - x_2 & 0 & x_1 - x_3 & 0 & x_2 - x_1 \end{bmatrix}$$

(VII.18)

$$2\Delta = \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{vmatrix} = (x_2 y_3 - x_3 y_2) - (x_1 y_3 - x_3 y_1) + (x_1 y_2 - x_2 y_1)$$

(VII.19)

=deux aires de l'élément triangulaire.

Etape 4: Relation déformations $\{\varepsilon(x,y)\}$ déplacements nodaux

Dans le cas des problèmes de contraintes planes et de déformations planes, le vecteur $\{\varepsilon(x,y)\}$ est donné par l'équation (VII.20).

$$\{\varepsilon(x, y)\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (VII.20)$$

où:

$\varepsilon_x; \varepsilon_y$: sont les déformations directes respectivement suivant x et y

γ_{xy} : est la déformation de cisaillement.

D'après la théorie de l'élasticité on a les relations bien connues entre les déformations $\{\varepsilon\}$ et les déplacements u et v :

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad (VI.21)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}$$

Substituant les valeurs de u et v (voir équation (VII.13)) on aura :

$$\{\varepsilon(x, y)\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \alpha_2 \\ \alpha_6 \\ \alpha_3 + \alpha_5 \end{Bmatrix} \quad (\text{VII.22})$$

$$\{\varepsilon(x, y)\} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{bmatrix} \quad (\text{VII.22})$$

Posons :

$$[C] = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{VII.23})$$

Nous pouvons écrire l'équation (VII.22) sous la forme suivante :

$$\{\varepsilon(x, y)\} = [C] \{\alpha\} \quad (\text{VII.24})$$

remplaçant $\{a\}$ par sa valeur dans l'équation (VII.16) et posant $[B] = [C][A]^{-1}$ on aura :

la matrice $[B]$ on multipliant la matrice $[C]$ (équation (VII.23) par la matrice $[A]^{-1}$ (VII.18).

$$[B] = \begin{bmatrix} y_2 - y_3 & 0 & y_3 - y_1 & 0 & y_1 - y_2 & 0 \\ 0 & x_3 - x_2 & 0 & x_1 - x_3 & 0 & x_2 - x_1 \\ x_3 - x_2 & y_2 - y_3 & x_1 - x_3 & y_3 - y_1 & x_2 - x_1 & y_1 - y_2 \end{bmatrix} \quad (\text{VII.25})$$

Donc la relation entre les déformations et les déplacements nodaux est:

$$\{\varepsilon(x, y)\} = [B] \{\delta^e\} \quad (\text{VI.26})$$

Etape 5 : Relation contrainte:, déformations et déplacements nodaux

Pour le problème d'élasticité plane, l'état de contrainte $\{\sigma(x, y)\}$ en un point quelconque de l'élément, peut être représenté par trois composantes σ_x , σ_y et τ_{xy} .

$$\{\sigma(x, y)\} = \begin{Bmatrix} \alpha_x \\ \alpha_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (VII.27)$$

Ou :

σ_x, σ_y : sont les composantes normales.

τ_{xy} : est la composante tangentielle.

Pour le problème de déformation plane (avec une déformation normale au plan, nulle) les relations (VII.28) qui relient les déformations aux contraintes existent en théorie d'élasticité:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu\sigma_y}{E} - \frac{\nu\sigma_z}{E} \\ \varepsilon_y &= \frac{-\nu\sigma_x}{E} + \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu\sigma_z}{E} \\ \varepsilon_z &= \frac{-\nu\sigma_x}{E} - \frac{\nu\sigma_y}{E} + \frac{\sigma_z}{E} = 0 \quad (\text{Déformation plane}) \quad (VII.28) \\ \gamma_{xy} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{xy} \end{aligned}$$

On éliminant σ_z on a

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{(1+\nu)}{E} \begin{bmatrix} 1-\nu & -\nu & 0 \\ -\nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (VII.29)$$

Ou en résolvant ce système pour σ_x, σ_y et τ_{xy} on obtient :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (VII.30)$$

Posant :

$$[D] = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \quad (VII.31)$$

On peut écrire :

$$\{\sigma(x, y)\} = [D] \{\varepsilon(x, y)\} \quad (VII.31)$$

On remplaçant $\{\varepsilon(x, y)\}$ par sa valeur (l'équation (VII.26)), on obtient dans l'équation (VI.31). L'équation qui relie les contraintes aux déplacements nodaux, et qui s'écrit comme suit :

$$\{\sigma(x, y)\} = [D][B] \{\delta^e\} \quad (VII.32)$$

VII.2. Cas de calcul :

VII.2.1 Modélisation générale de tunnel T3 sans soutènement

VII.2.2. Modélisation générale de tunnel T3 avec soutènement (béton)

VII.2.3. Modélisation générale de tunnel T3 avec soutènement (béton + boulon d'ancrage + les cintres métallique)

VII.2.1. Modélisation générale de tunnel T3 sans soutènement :

VII.2.1.1. Code de calcul : PLAXIS

Plaxis est un logiciel dédié à l'analyse des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques. Il dispose de fonctionnalités permettant d'aborder les différents aspects des ouvrages géotechniques et de leur phase de construction.

La modélisation géotechnique nécessite notamment des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement non linéaire, dépendant du temps et anisotropes des sols et roches.

De plus, les sols étant un matériau multiphasique, des méthodes de calcul spécifiques doivent permettre de traiter la pression de eau hydrostatique dans les sols.

Enfin, au-delà de la modélisation du sol proprement dit, il convient de modéliser également les éléments de structure, et leurs interactions avec le sol.

L'interface du programme PLAXIS utilise principalement quatre sous-routines ou sous-programmes (PLAXIS-Input, PLAXIS-Calculations, PLAXIS-Output and PLAXIS-Curves).

PLAXIS-Input : le sous-programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient toutes les facilités nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et à la définition des conditions initiales.

PLAXIS-Calculations: le programme de calcul ou le sous-programme de calculs contient les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.

PLAXIS-Output: ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des nœuds, les contraintes, les forces au des éléments structuraux etc..

PLAXIS-Curves: le sous-programme curve sert à la construction des courbes de chargement – déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

Les performances et exactitudes des résultats produits par le PLAXIS ont été validés par des analyses des problèmes avec solutions analytiques connues.

Des prédictions ont été faites avec des analyses de structures à échelles réelles dotées de capteurs divers, pour estimer l'exactitude des résultats numériques donnés par le Plaxis Code.

La plupart des analyses de projets et études comparatives relatives aux performances et exactitudes des résultats du PLAXIS sont régulièrement publiés dans le bulletin du PLAXIS, et dans la colonne de Vermeer. On peut plus les performances du PLAXIS à été aussi comparés à d'autres programmes géotechniques commerciaux dont la solution est basée sur la méthode des éléments finis, comme GEO - FEM programme et Z- Soil. [18]

VII.2 .1.2.Introduction :

✓ **Stratégie Plaxis globale :**

- Analyse aux éléments finis des projets géotechniques :
Déplacements, stabilité, capacité portante, etc.
- Mots-clés : robustesse, convivialité et qualité
- Equilibre entre recherche et pratique
- *Développements 2D* : logiciel principal + modules pour les calculs avancés
- *Développements 3D* : couvrent l'analyse des modèles géotechniques les plus simples aux plus complexes
- Amélioration permanente des lois de comportement des sols prises en compte (basées sur des paramètres "compréhensibles")

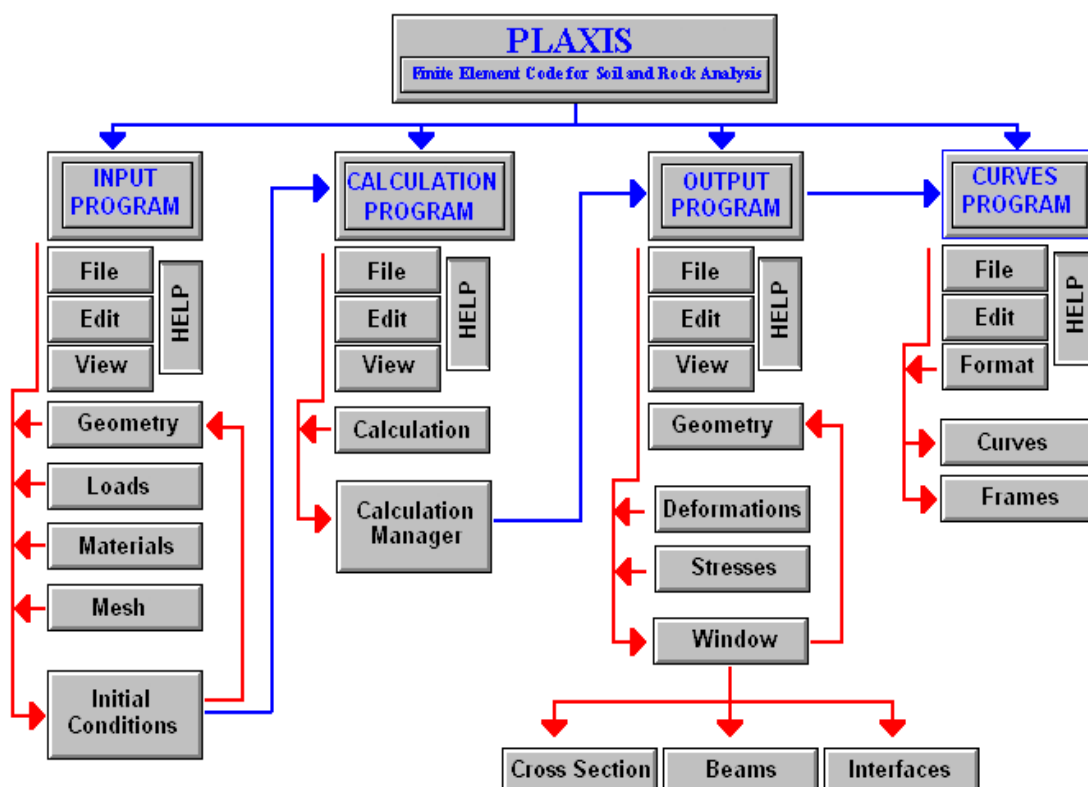


Figure VII.4: Organigramme de la structure du Plaxis code.

VII.2 .1.3.Les point forts de plaxis 3D

- ✓ L'interface utilisateur conviviale
- ✓ Souplesse et interoperabilité de la géométrie
- ✓ Simulation réaliste du phasage de construction
- ✓ Moteur de calcul robuste et fiable
- ✓ Affichage des résultats complet et détaillé

VII.2 .1.4.Affichage des résultats (module Output)

- ✓ **Graphiques** : couleurs iso surfaces flèches etc

Zooms, outil « coupes », choix des éléments à visualiser, réglage des échelles, sélection des éléments de structure, hint box...

✓ **Tableaux**

1. Déplacements et déformations

- Maillage déformé
- Déplacements totaux
- Déplacements par phase
- Déplacements incrémentaux
- Déformations totales
- Déformations par phase
- Déformations incrémentales interstitielles

2. Contraintes et forces

- Contraintes effectives et totales
- Points plastiques
- Forces dans les éléments de structura
- Contraintes effectives et totales
- Pressions et surpressions interstitielles

VII.2.1.5. Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS :

A. Comportementaliste-plastique :

Le comportementaliste-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (Figure VII.5)

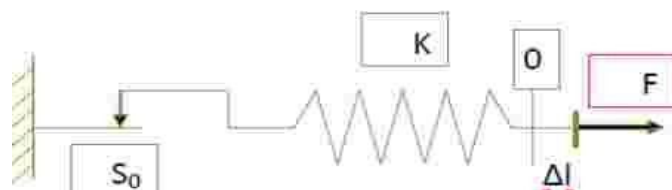
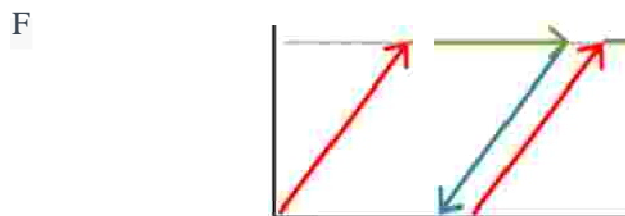


Figure VII.5: Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique [16]

Lacourbeeffort-déplacementoucontrainte-déformationquel'ontrouveestprésentéesurla (Figure VII.6).



ΔL

Figure VII.6 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori déterminée. Le type de comportement représenté par les figures (VII.5) et (VII.6) est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure (VII.7.) représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage. [16]

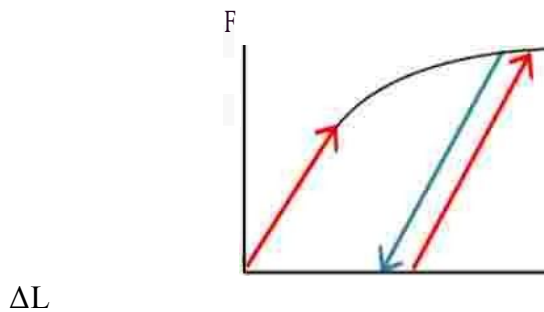


Figure VII.7: Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage. [16]

B. Modèle élastique linéaire :

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structure béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches. Le logiciel PLAXIS demande de faire rentrer les données du module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau, ce qui n'est pas le cas des modules de Young (le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé).

On passe de G à E par la relation:

$$E = 2G(1 + \nu). [16]$$

C. Modèle de Mohr-Coulomb :

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par:

$$\tau = \sigma_n \tan \alpha + c$$

Tel que:

- σ_n et τ sont respectivement les contraintes normale et de cisaillement,
- c et α respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (Figure VII.8). [16]

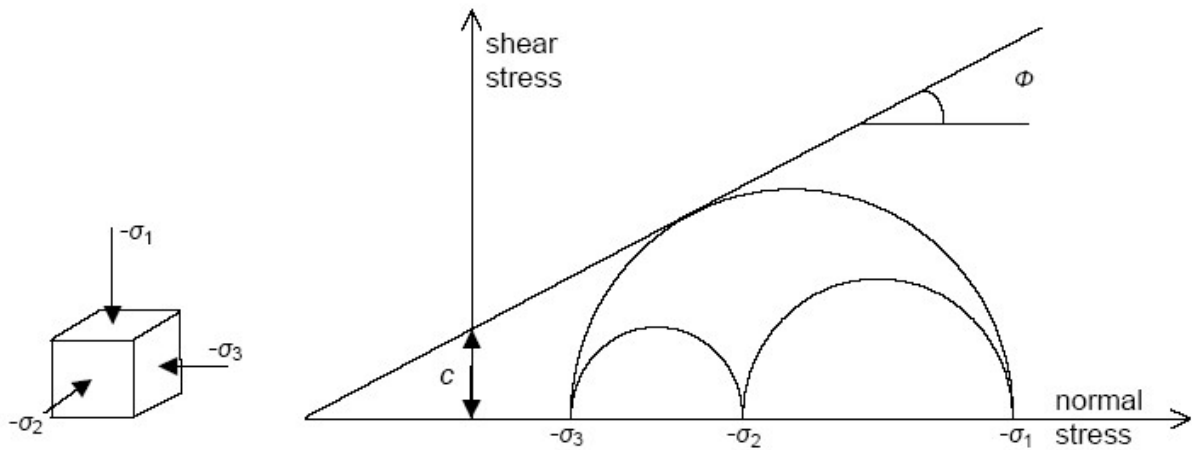


Figure VII.8: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb [16]

Le critère de Mohr-Coulomb trois dimensions, suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construit e au tour de la trisectrice (Figure VII.9) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

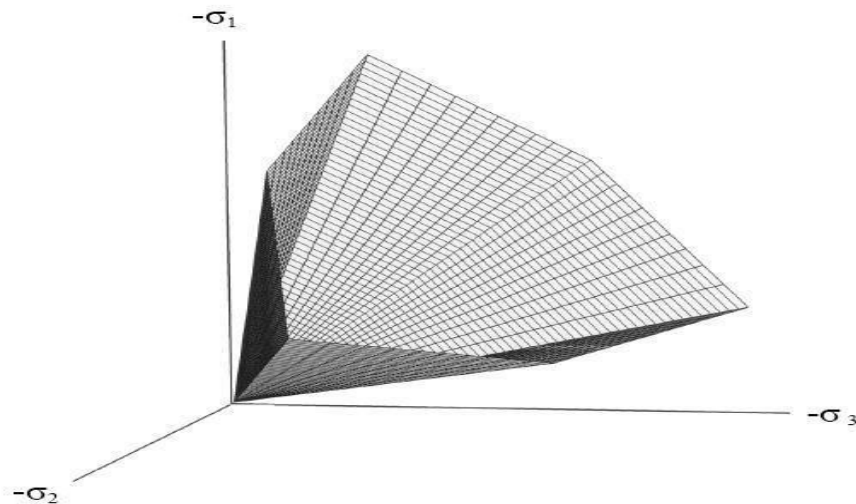


Figure VII.9: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$ [16]

Le modèle de mande la détermination de cinq paramètres (Figure VII.10). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformations ou de stabilités

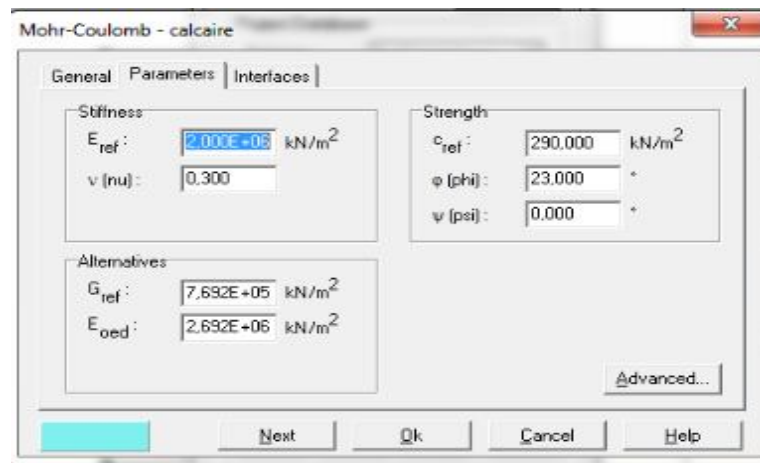


Figure VII.10 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb [16]

VII.2.1.6. Coefficient de Poisson :

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est recommandée 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 compressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

VII.2.1.7. Cohésion :

PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur, ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scisso mètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre $c\text{-depth}$. Une valeur nulle le donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (en kPa/m). Il peut être difficile de l'attribuer, même, à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à $1kPa$) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $v_u=0$.

VII.2.1.8. Module d'Young :

Le module de déformation varie en fonction de la déformation et est une fonction de la contrainte moyenne. Il est l'un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. C'est pourquoi il nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (Figure VII.11). L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a rien d'étonnant à la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

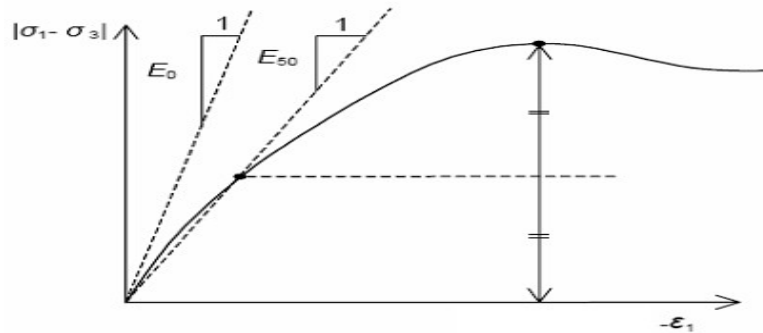


Figure VII.11: Définition du module à 50% de la rupture [16]

VII.2.1.9. Angle de frottement :

PLAXIS 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 déprisé, soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement ν , c_v (à volume constant.) On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (Figure VII.8)

VII.2.1.10. Angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté Ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante:

$$\psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ.$$

Ou

- $\Psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit méta stable, ou liquéfaction statique).
- La valeur $\Psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes. [14]

VII.2.1.11. Les contraintes de traction :

La pyramide de Mohr-Coulomb permet de déterminer les contraintes de traction (figure VII.8). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols; il est possible de couper ces contraintes de traction ou de les diminuer. [14]

VII.2.1.12. Les paramètres avancés :

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (Figure VII.12). [16]

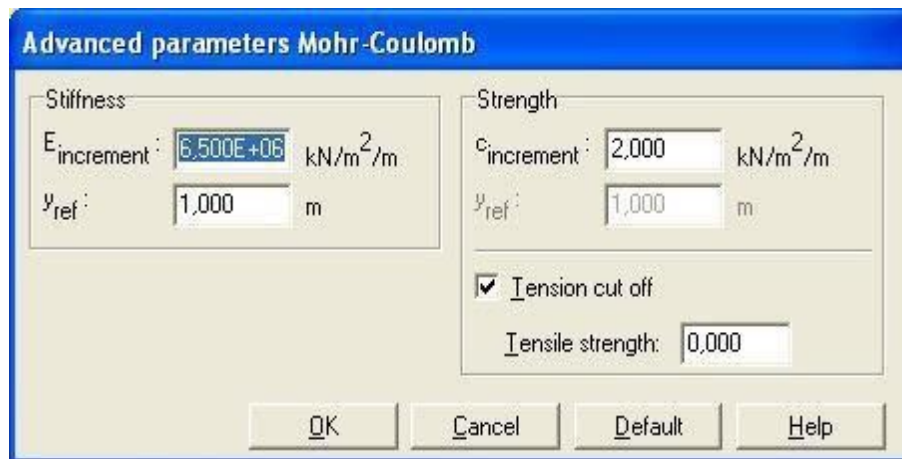


Figure VII.12: Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb [16]

VII.3. Les Approches numériques :

VII.3.1. Modèle géométrique pour PLAXIS :

La définition géométrique retenue pour la section choisie est présentée sur la figure (VII.5.6).

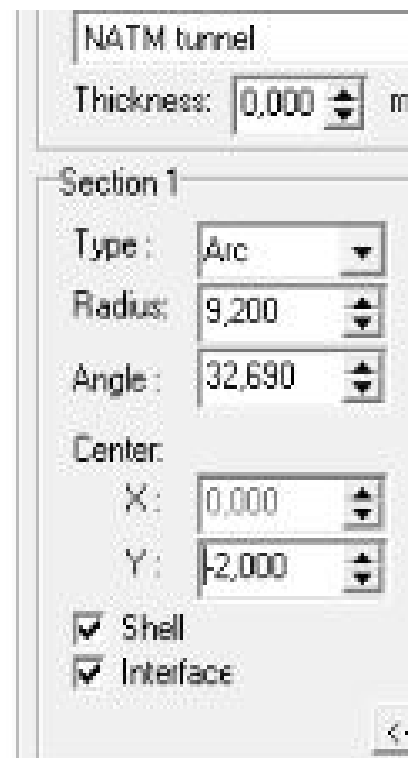
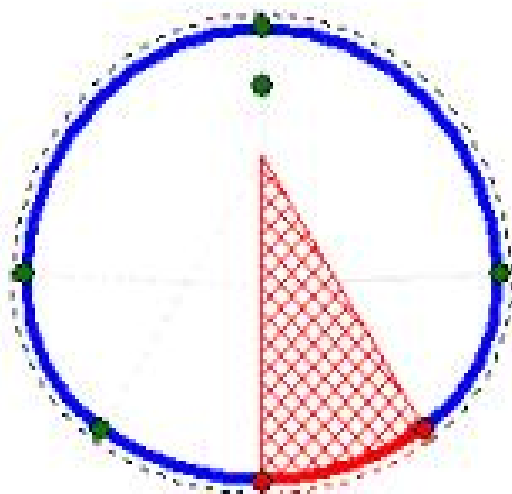


Figure.VII.13 : propriété géométriques du tunnel pour PLAXIS

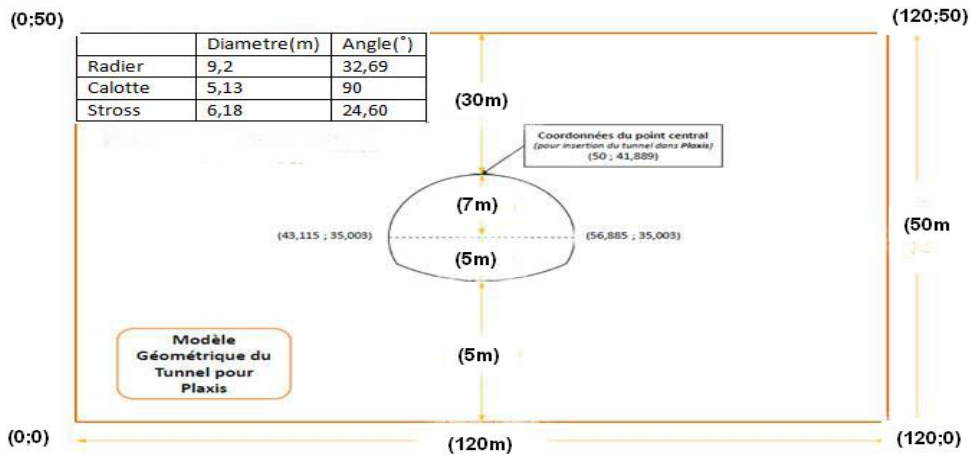


Figure.VII.14 : .lustrations des donnés géométriques du T3 pour le plaxis

VII.3.2.Modèle de calcul :

Le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb a été choisi pour la simulation de notre projet, l’avantage de ce modèle réside dans sa simplicité.

Les paramètres du sol obtenus par des essais triaxiaux établis au laboratoire des travaux publics de l’EST d’Annaba, ont été récupérés du rapport géotechnique du sol et sont les suivants :

- Le poids volumique non saturé γ_{unsat} et saturé γ_{sat} ;
- Coefficient de poisson ν , Le module de Young E , Module de cisaillement G , la cohésion c , l’angle de frottement ϕ et l’angle de dilatance ψ .

✓ **Les procédures de l’analyse numérique avec le code plaxis :**

A. Paramètres généraux :

- Choisir → New project
- Dans →General settings ,choisir le nom du problème
- Délimiter le modèle de calcul → 60m en horizontal et de 50 en vertical
- Cliquer sur OK.

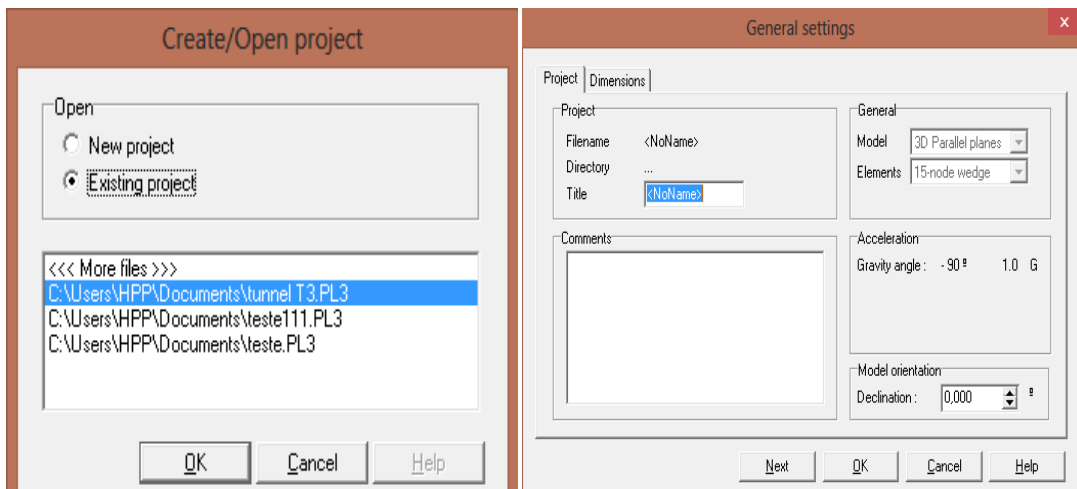


Figure. VII.15 :chois de nouveaux projet et l’enregistrement

Figure .VII.16 : Données d'entrée

B. Contours géométriques du tunnel T3



Tracer le premier contour correspondant à l'extérieur du modèle. Cliquer sur le bouton droit interrompt le tracé. Puis reprendre l'icône d'entrée géométrique pour tracer la séparation entre les différentes couches de sols. [12]

Le modèle géométrique choisi est celui relatif à la classe de soutènement de type ST3.

C. Caractéristiques du terrain encaissant :



Cliquer sur l'icône correspondante. On choisira le modèle de mohr-coulomb.

Les paramètres géotechniques prise dans le calcul (voir tableau.) sont ceux obtenus par des essais triaxiaux effectués par le laboratoire sur des échantillons paraffinés prélevé directement de la masse du tunnel.

✓ Paramètres géotechniques du terrain encaissante du tunnel T3

| paramètre | Nom | Terrain | Unité |
|---|-------------------------|------------------|----------|
| Modèle de matériaux | Model | Mohr-Coulomb | - |
| Type de comportement des matériaux | Type | Drainé | - |
| Poids volumique « non saturé » | γ_{unsat} | 24.09 | KN/m^3 |
| Poids volumique « saturé » | γ_{sat} | 24.94 | KN/m^3 |
| Module de Young | E_{ref} | $2.0 \cdot 10^6$ | KN/m^3 |
| Coefficient de poisson | ν | 0.3 | - |
| Cohésion | C_{ref} | 290 | KN/m^2 |
| Angle de frottement | Φ | 23 | ° |
| Angle de dilatance | Ψ | 0 | ° |
| Résistance d'interface | R_{inter} | 1 | - |

Tableau.VII.1 : les paramètres géotechniques pour le calcaire.

| paramètre | Nom | Terrain | Unité |
|------------------------------------|------------------|--------------|----------|
| Modèle de matériaux | Model | Mohr-Coulomb | - |
| Type de comportement des matériaux | Type | Drainé | - |
| Poids volumique « non saturé » | γ_{unsat} | 25 | KN/m^3 |
| Poids volumique « saturé » | γ_{sat} | 25.6 | KN/m^3 |
| Module de Young | E_{ref} | $6*10^5$ | KN/m^3 |
| Coefficient de poisson | ν | 0.2 | - |
| Cohésion | C_{ref} | 75 | KN/m^2 |
| Angle de frottement | Φ | 22 | ° |
| Angle de dilatance | Ψ | 0 | ° |
| Résistance d'interface | R_{inter} | 1 | - |

. Tableau VII.2: les paramètres géotechniques pour les marnes

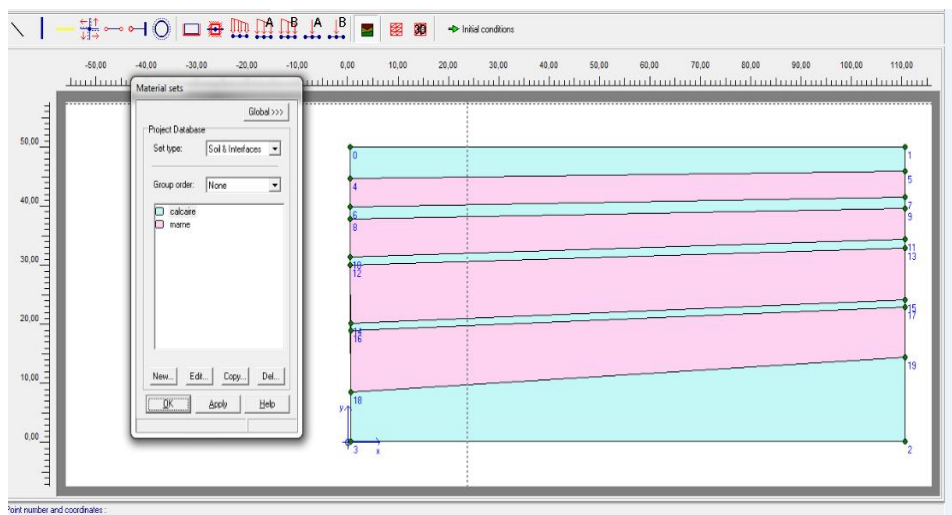


Figure VII.17: l'entre les paramètres géotechniques pour le calcaire et les marnes

C-Conditions aux limites :



Pour créer les conditions aux limites, l'option par défaut est dans cette géométrie valable : cliquer donc sur l'icône correspondante. Il n'y pas, par ailleurs, des fores concentrées ou réparties à rajouter, mais cela se ferait à ce niveau. (12)

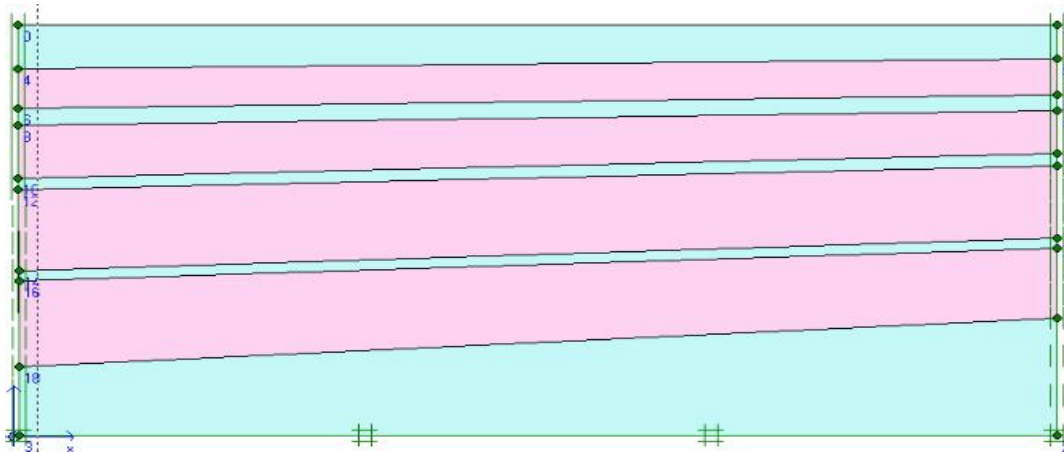


Figure VII.18 : la création des conditions aux limites

| Partie | Diamètre | Angle |
|---------|----------|-------|
| Stross | 6.18 | 24.60 |
| Corne | | 32.71 |
| Calotte | 5.13 | 90 |
| Radier | 9.2 | 32.69 |

Tableau VII.3 : Cordonnées géométriques du tunnel T3

VII.3.3.Le calcul :

Comme on a dit, on va modéliser une section de tunnel T3 par l’utilisation de la nouvelle méthode autrichienne NATM.

✓ **La méthode NATM :**

La nouvelle méthode autrichienne de construction du tunnel suit une conception qui utilise le terrain autour de la cavité (sol ou roche) comme élément du support par activation d’un anneau de terrain portant. Aucun soutènement utilisé dans cette variante.

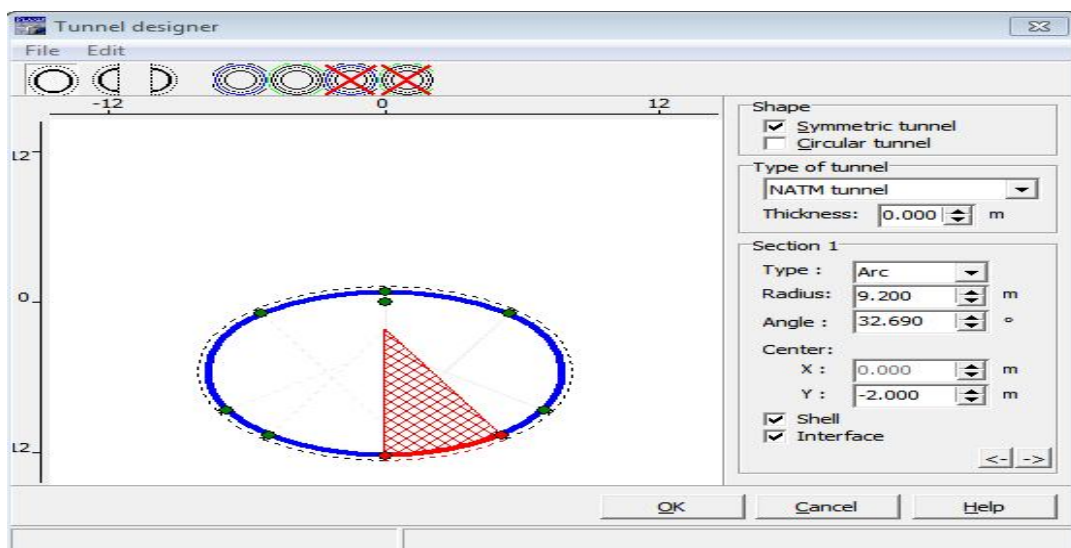


Figure VII.19 : Entrer les données géométrique du tunnel T3 (introduit en plaxis 3D)

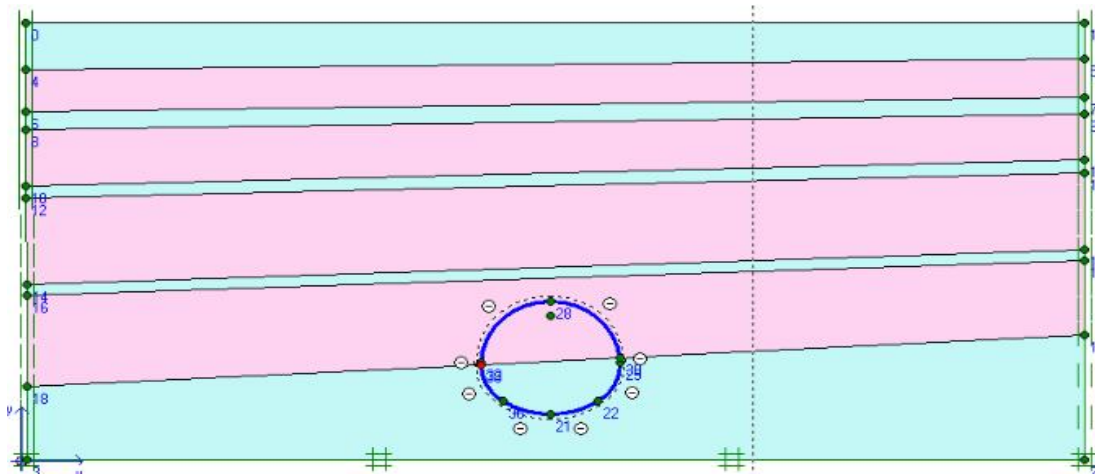


Figure VII.20 : Géométrie du tunnel T3 avant identifier ses éléments



Pour donner la discrétisation de maillage

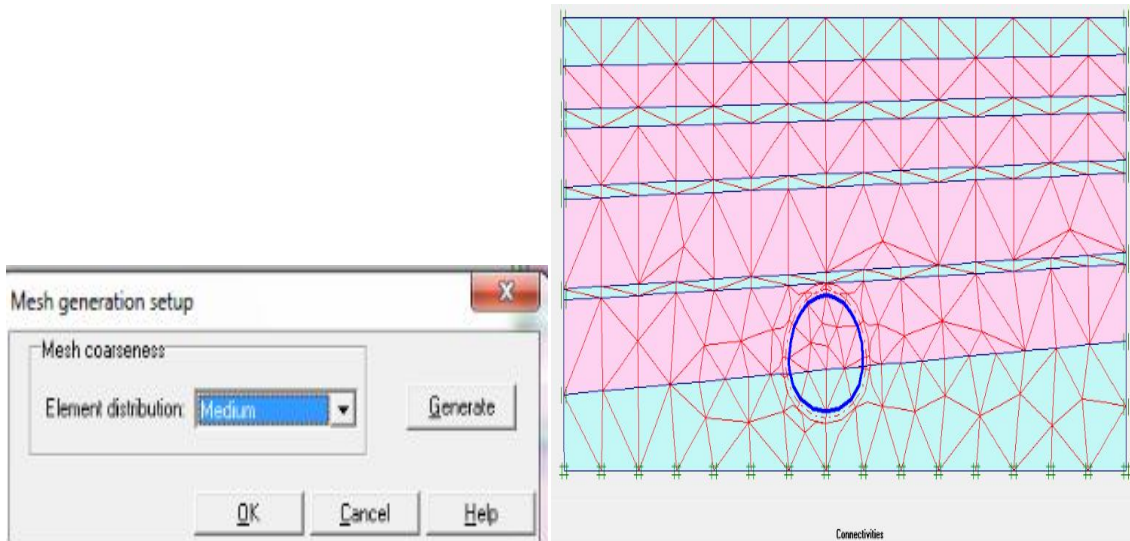


Figure VII.21 : le maillage en 2D

A. Génération du maillage :



Pour obtenir le maillage, on clique donc sur l'icône correspondante



On transforme le modèle du calcul au 3D par une clique sur l'icône correspondante qu'on le représentera dans la figure suivante :

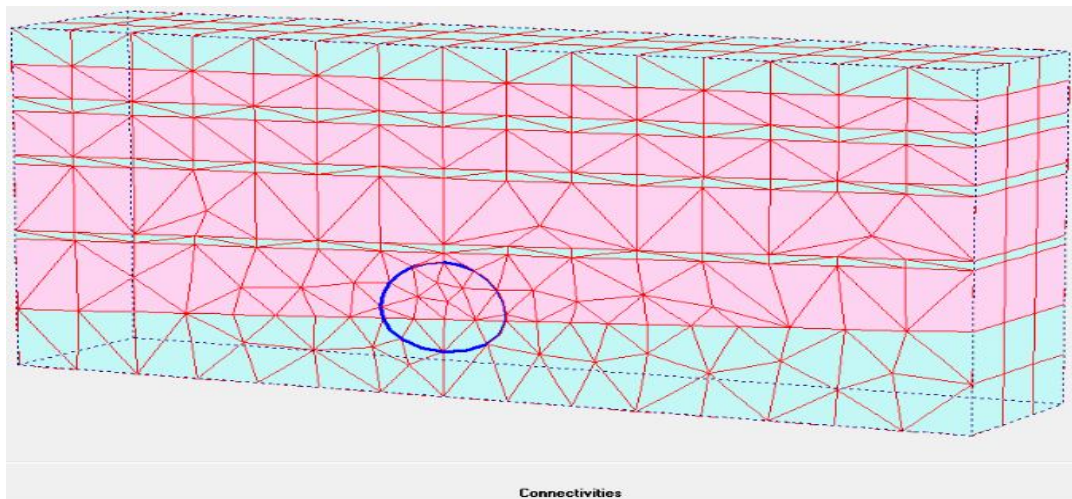
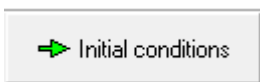


Figure VII.22: Modèle tridimensionnel du tunnel T3 et la Pression hydraulique.

B. Conditions initiales :



On clique sur le bouton des conditions initiales.

Les conditions initiales nécessitent là aussi la génération de la pression interstitielle initiale ainsi que des contraintes initiales. Les pressions interstitielles peuvent être générées par une nappe statique (ce qui est le cas ici) ou par un premier calcul d'écoulement. On va donc définir ici une nappe phréatique initiale. Cette génération crée automatiquement des pressions interstitielles en équilibre. Après la génération des pressions interstitielles, on générera les contraintes initiales du terrain



Ensuite, on clique sur le bouton du dessin de la nappe phréatique et on vérifie la valeur de poids volumique de l'eau proposée.

La génération de nappe devient alors active et la nappe est créée au bas du maillage.

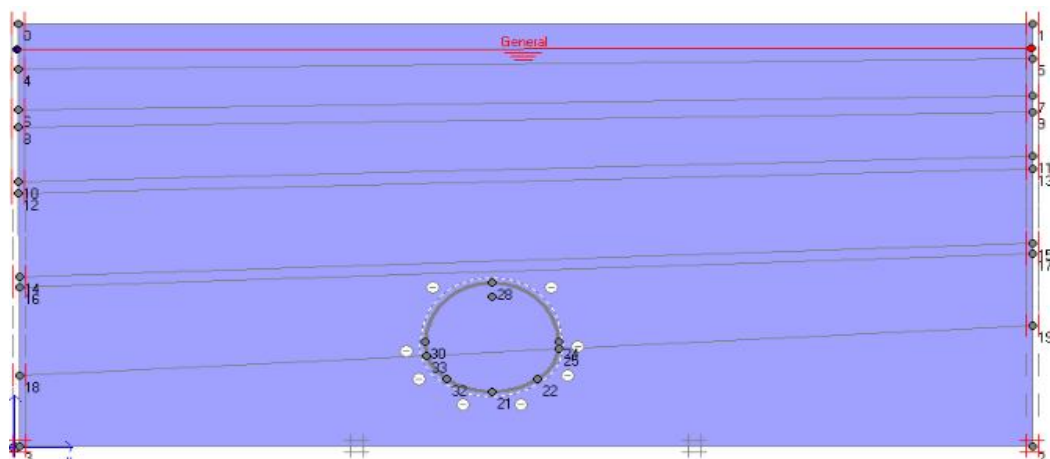


Figure VII.23 : la nappe phréatique



Cliquer sur l'icône de la génération des pressions interstitielles. Accepter la génération par nappe phréatique. Après la génération de pression interstitielles, c'est celles-ci s'affichent : la valeur maximum est négative en accord avec la convention de signes.

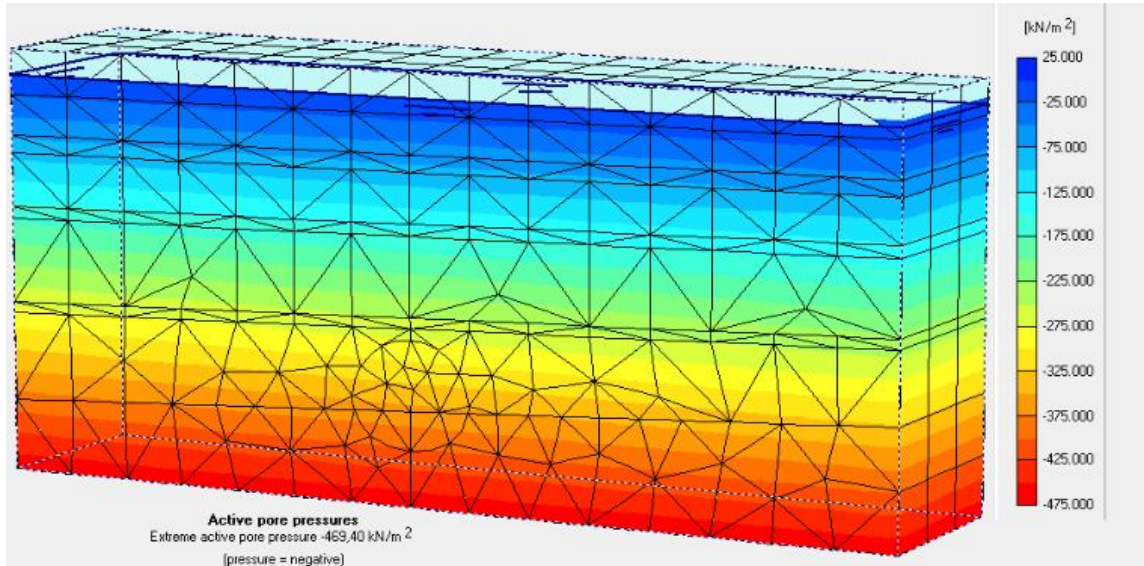


Figure VII.24 : la pression interstitielle en 3D



On passe maintenant à la génération des contraintes en cliquant sur commutateur.



Cette icône permet de générer les contraintes initiales, la valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. Engarde le poids du sol à 1 , ce qui correspond à une application totale de la gravité.

Après leur génération, les contraintes apparaissent à l'écran sous forme de contraintes principales mais d'autres tracés (contours, dégradés) sont possibles.

On peut alors, tout étant défini, passer au bouton \rightarrow Calculate, pour lancer les calculs.

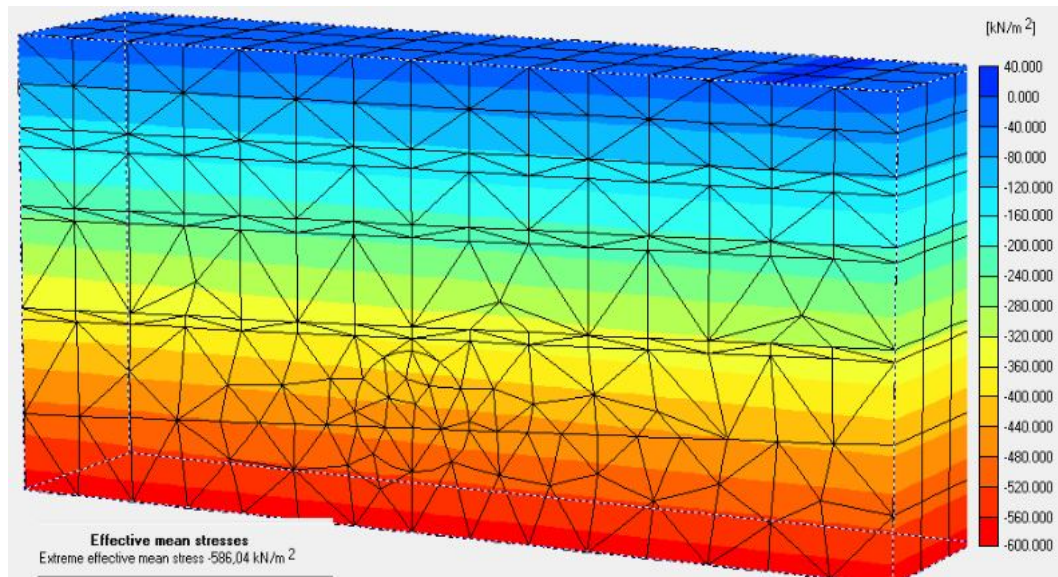


Figure VII.25 : Contrainte initiale

Remarque : Le phasage d'avancement de l'excavation du tunnel T3 a subi des modifications multiples d'où l'entreprise et afin de s'adapter aux conditions géologiques de la montagne procéda à des améliorations des méthodes d'excavation et introduction des éléments accessoires du soutènement.

C. Phasage de calcul :

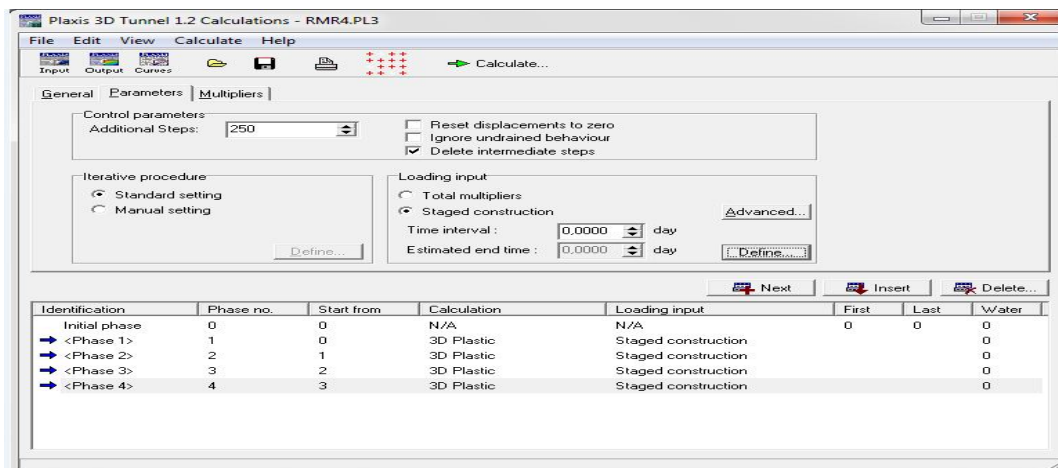


Figure VII.26 : fenêtre de calcul

- **Phase1 :** Excavation de 3 m de la partie supérieure (Calotte).

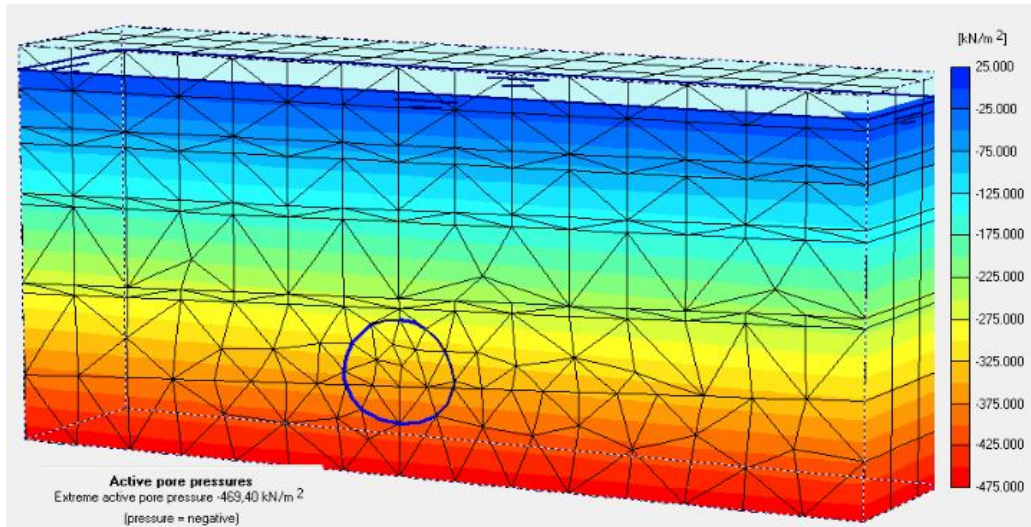


Figure VII.27 : Phase 1

- **Phase2** : Excavation de 3m de la partie supérieure (Calotte)+ 3m de la partie inférieure

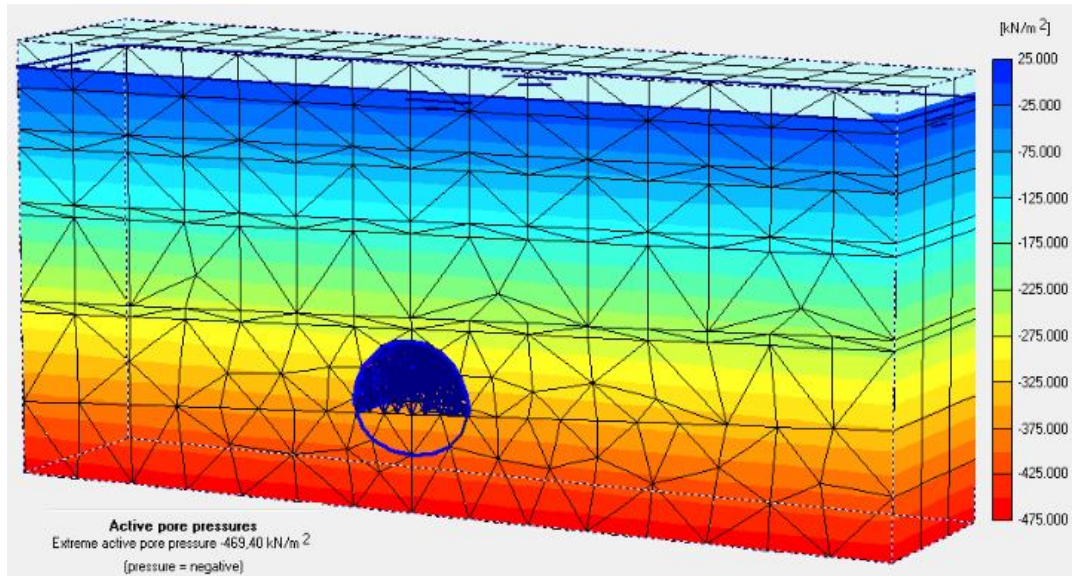


Figure VII.28 : Phase 2

- **Phase 3** : Excavation de 3m de la partie supérieure (callote)+3m de partie inférieure(radier)

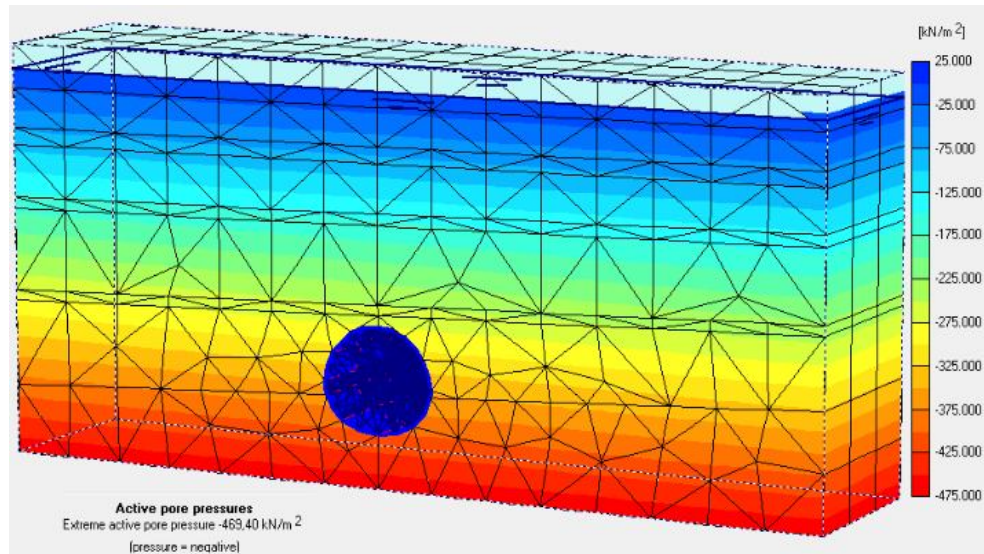


Figure VII.29 : Phase3

- **Phase4** : Excavation de 4m de la partie supérieure (calotte) +3m de la partie inférieure (stross)

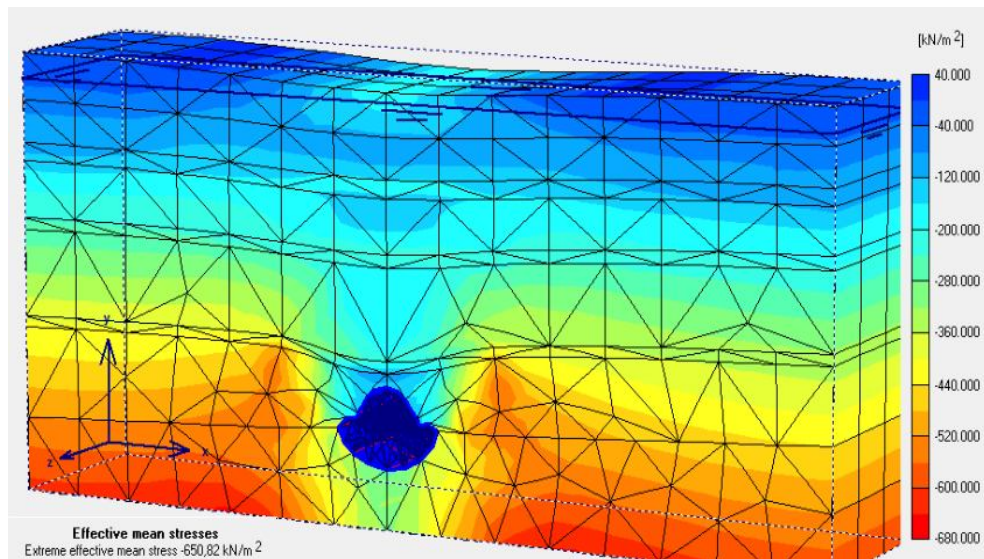


Figure VII.30 : Phase4

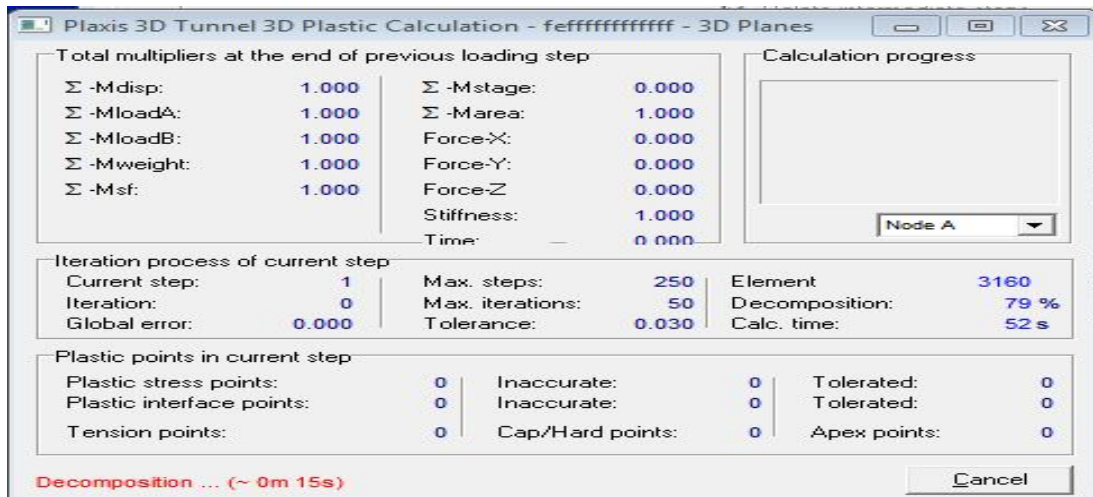


Figure VII.31 : Développement de calcul de chaque phase

✓ Visualisation des résultats :

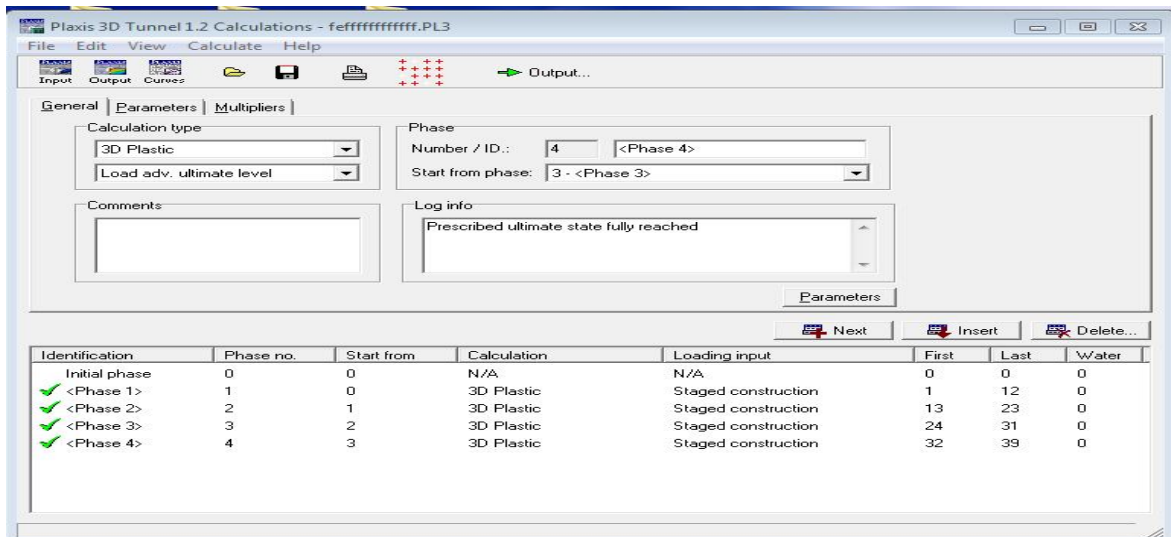


Figure VII.32 : Exécution des phases

Nous présentons les résultats (output) obtenus à partir des comportements suivants :

- Les déplacements à l'axe (Ux) ;
- Les déplacements à l'axe(Uy) ;
- Les déplacements à l'axe(Uz) ;
- Les déformations volumétriques.

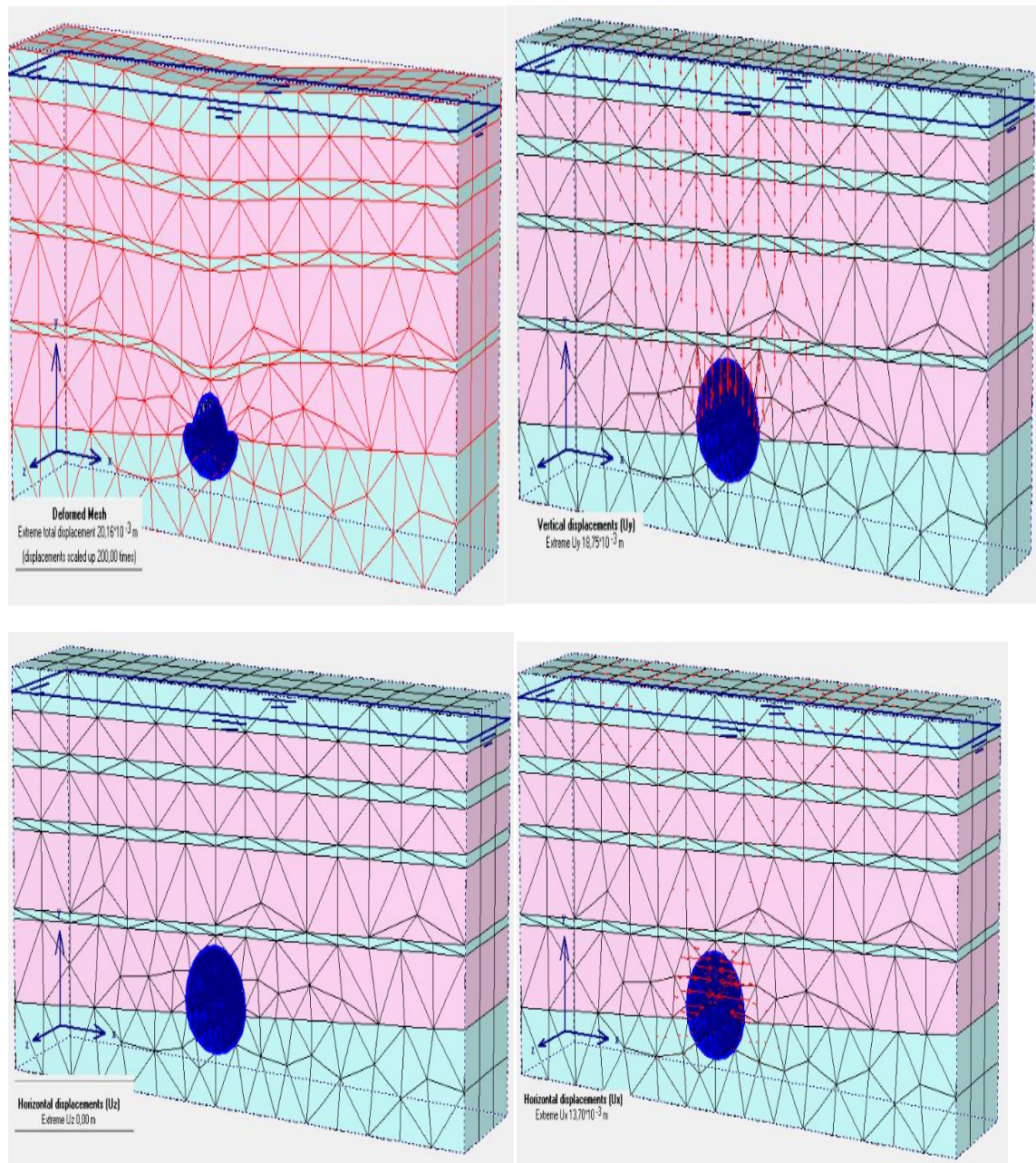


Figure VII.33 : Les déplacements suivant les axes (U_x ; U_z ; U_y) et les déplacements totaux pour phase 4.

- Les résultat de chaque phase :

| | | Phase01 | Phase02 | Phase03 | Phase04 |
|------------------------------|----|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| Les déplacements horizontaux | Ux | $12.82 * 10^{-6}$ | $13.03 * 10^{-3}$ | $13.64 * 10^{-3}$ | $13.67 * 10^{-3}$ |
| | Uz | $0.00 * 10^{-6}$ | $0.00 * 10^{-3}$ | $0.00 * 10^{-3}$ | $0.00 * 10^{-3}$ |
| Les déplacements verticaux | | $68.86 * 10^{-6}$ | $18.56 * 10^{-3}$ | $18.68 * 10^{-3}$ | $18.72 * 10^{-3}$ |
| Les déplacements totaux | | $68.86 * 10^{-6}$ | $19.89 * 10^{-3}$ | $20.08 * 10^{-3}$ | $20.12 * 10^{-3}$ |
| Les charges effectives | | -590.98 | -655.54 | -650.71 | -650.82 |
| Les charges totales | | $-1.06 * 10^3$ | $-1.12 * 10^3$ | $-1.12 * 10^3$ | $-1.12 * 10^3$ |

Tableau VII.4 : résultat du 04 phases.

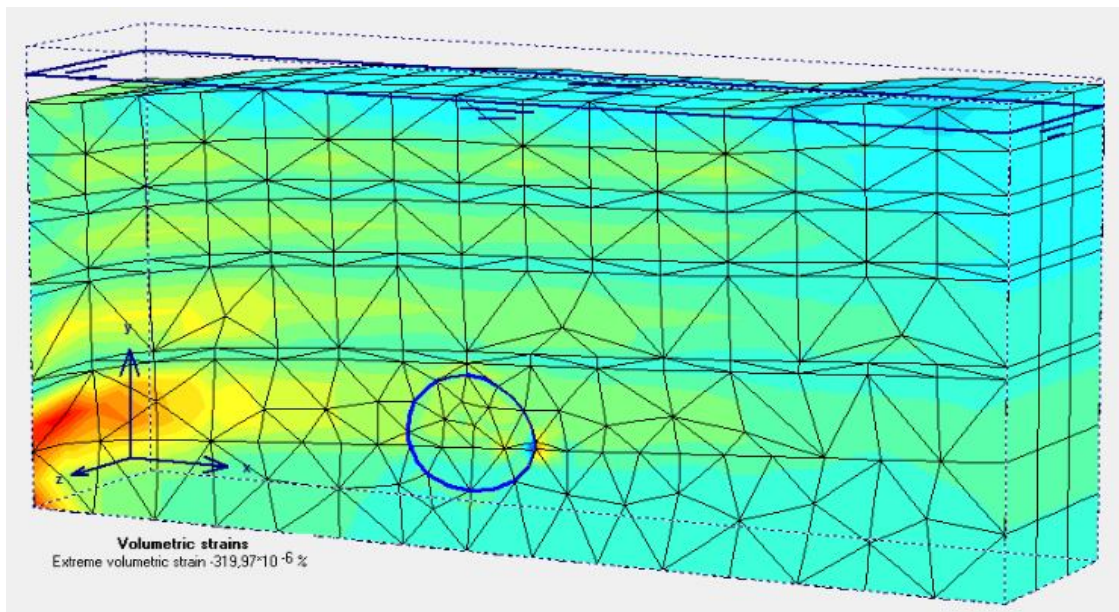


Figure VII.34 : Déformation volumétrique dans la phase 01

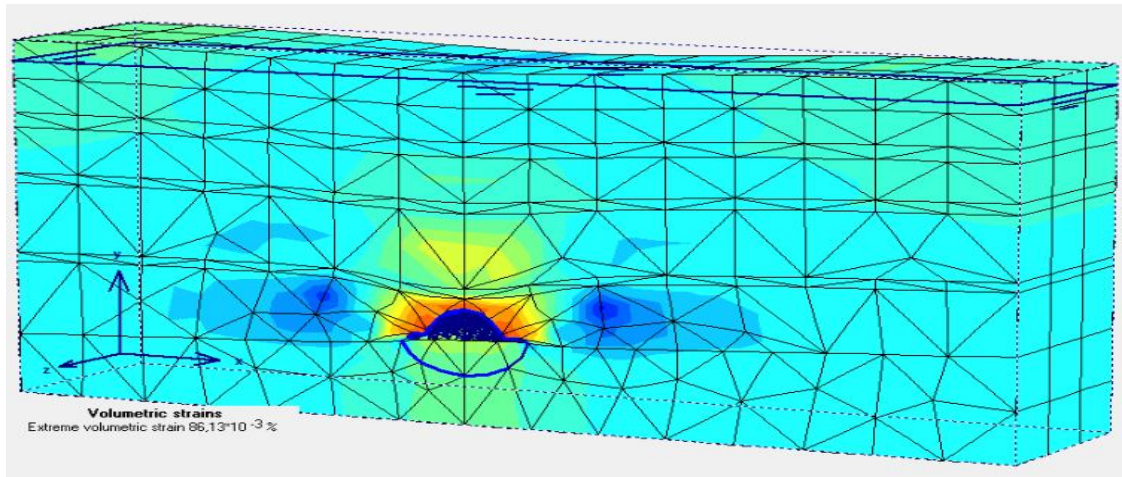


Figure VII.36 : Déformation volumétrique dans la phase 02

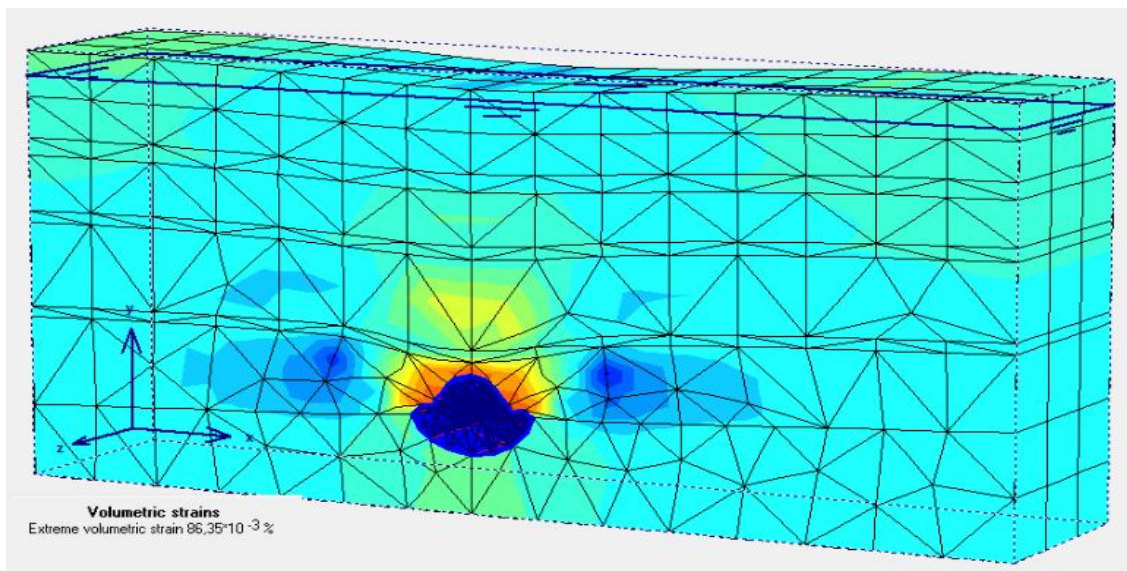


Figure VII.36: Déformation volumétrique dans la phase 03

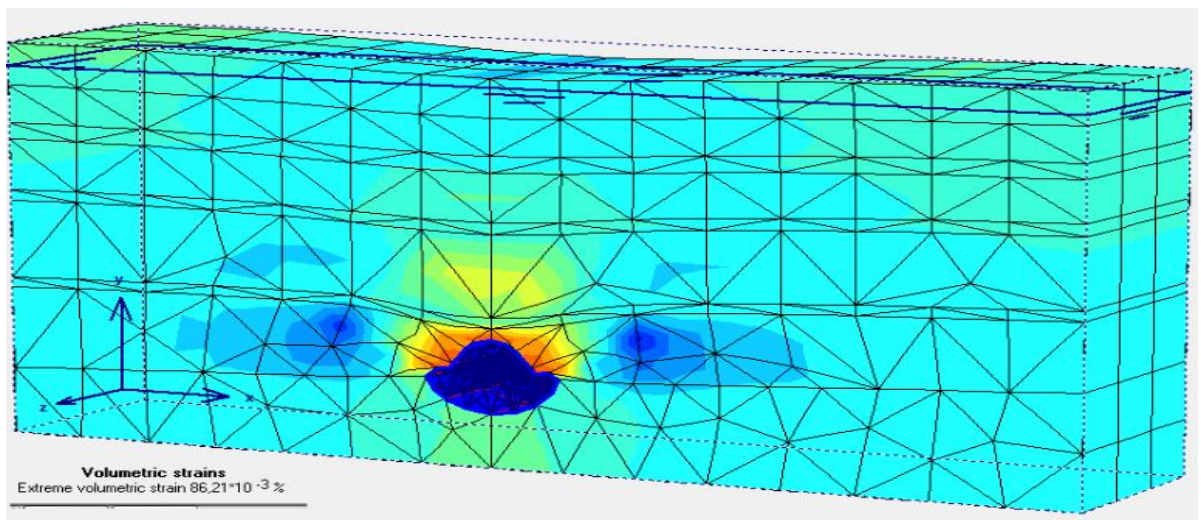


Figure VII.37 : Déformation volumétrique dans la phase 04

Les déformations volumétriques sont présentées sur les figures au-dessus ont deux types des valeurs (négatives et positives) ,si les déformations sont négatives ,il s'agit d'une contraction et si elles sont positives ,cela correspond à une dilatation.

On remarque que les déformations volumétriques sont maximums au niveau de front de taille du tunnel et réduit si on s'éloigne du front de taille.

| Phase | Déformations volumétrique(%) |
|---------|------------------------------|
| Phase01 | $-319.97*10^{-6}$ |
| Phase02 | $86.13*10^{-3}$ |
| Phase03 | $86.35*10^{-3}$ |
| Phase04 | $86.21*10^{-3}$ |

Tableau VII.5 : résultats des déformations volumétrique de chaque phase.

VII.2.2.Modélisation générale de tunnel T3 avec soutènement(béton) (2^{ème} Variante) :

Détail de calcul des paramètres du soutènement provisoire du tunnel:

15 cm de béton projeté. Cette couche pour être appliquée totalement ou partiellement suivant la qualité de massif et de son altérabilité potentielle.

Béton projeté : on prend dans le calcul un élément unitaire de 1m avec épaisseur de 20 cm.

- Surface $A_b = 0.2 \text{ m}^2$
 - Densité $D = 2400 \text{ Kg /m}^3$
 - Module de young $E_b = 1.33\text{E}+07 \text{ KN/m}^2$
- $$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = 0.00225$$

$$E_b A_b = 1.33*10^7*0.15 = 2*10^6 \text{ KN/m}^3 \text{ (ST3)}$$

$$E_b A_b = 1.33*10^7*0.2 = 2.6*10^6 \text{ KN/m}^3 \text{ (ST4)}$$

$$E_b I_b = 1.33*10^7*0.00225 = 3*10^4 \text{ KN/m}^2$$

$$W = 2400*0.3 = 720 \text{ Kg}$$

$$V = 0.15$$

Le code de calcul PLAXIS 2D prend en considération les éléments de soutènement comme un seul matériau, et pour cela il est approprié d'utiliser une rigidité flexionnelle et normale équivalente.

On utilisant les formules suivants

$$EA_{\text{équivalent}} = (E_b A_b + E_c A_c) / A_b + A_c = 3.325*10^6 \text{ KN/m}$$

$$EI_{\text{équivalent}} = E_b I_b + E_c I_c = 3*10^4 \text{ KNm}^2 / \text{m}.$$

VII.2 .2.1.Le calcul Phase RMR 2 soutènement (2^{ème} variantes):

Comme on a dit, on va modéliser une section de tunnel T3 par l'utilisation de la nouvelle méthode autrichienne NATM.

VII.2.2.2Phasage de calcul :

Phase1 : entrée les propriétés de béton

Phase2 : Excavation de 3 m de la partie supérieure (Calotte) + activation du soutènement.

Phase 3 : Excavation de 3m de la partie supérieure (Calotte) + 3m de la partie inférieure + activation du soutènement.

Phase 4 : Excavation de 3m de la partie supérieure (calotte) + 3m de partie inférieure (radier) avec l'activation du soutènement.

Phase 5 : Excavation de 4m de la partie supérieure (calotte) + 3m de la partie inférieure (stross) avec l'activation du soutènement.

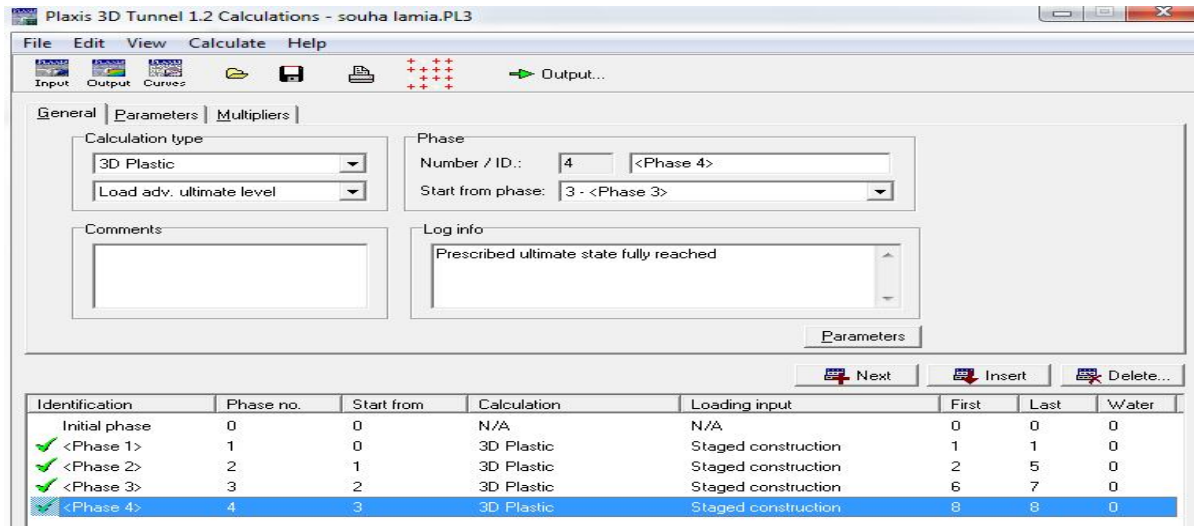


Figure VII.38 : fenêtre de calcul.

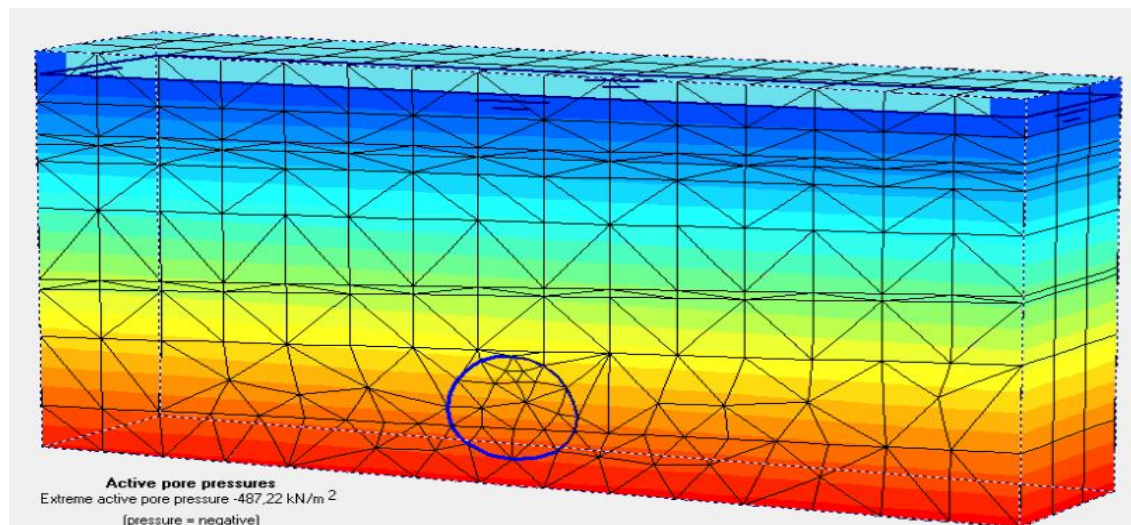


Figure VII.39 : Phase 1

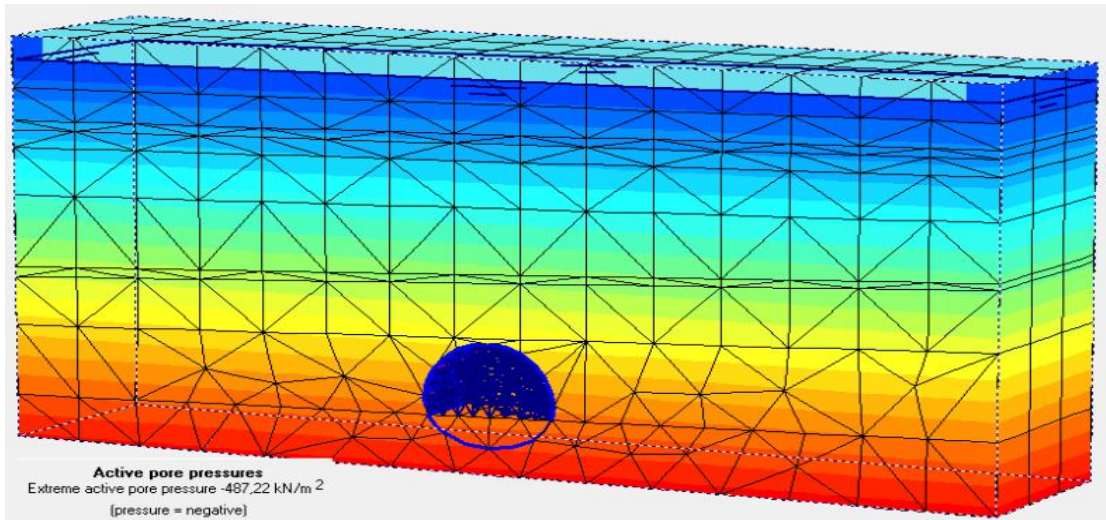


Figure VII.40 : Phase 2

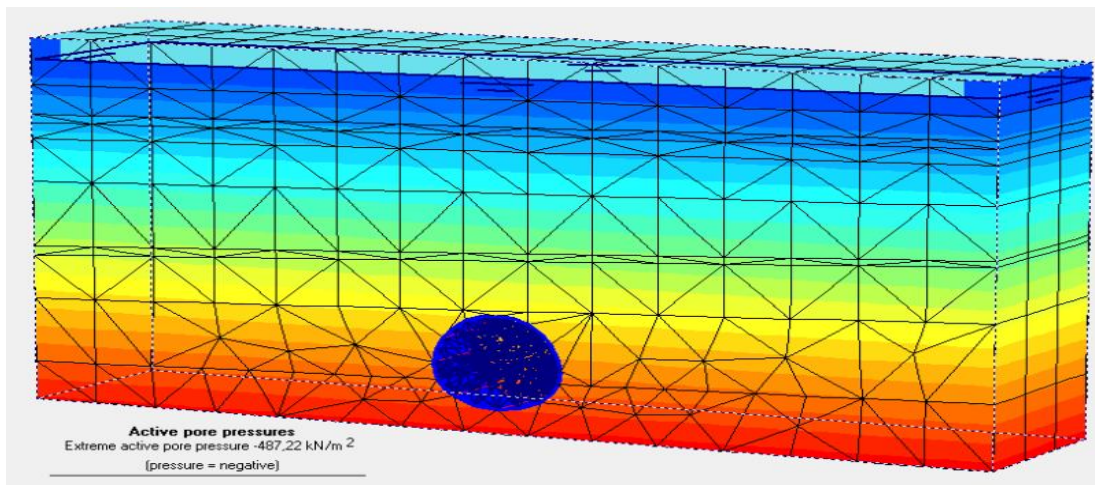


Figure VII.41: Phase3

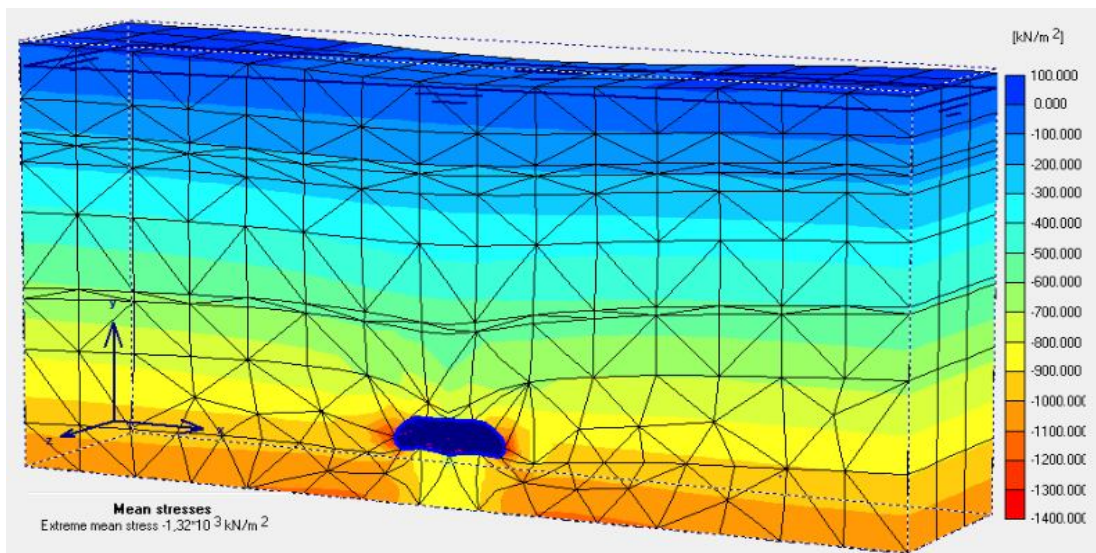


Figure VII.42 : Phase4

VII.2.2.3. Les résultats :

- Les déplacements à l'axe (U_x) ;
- Les déplacements à l'axe (U_y) ;
- Les déplacements à l'axe (U_z) ;
- Les déformations volumétriques.

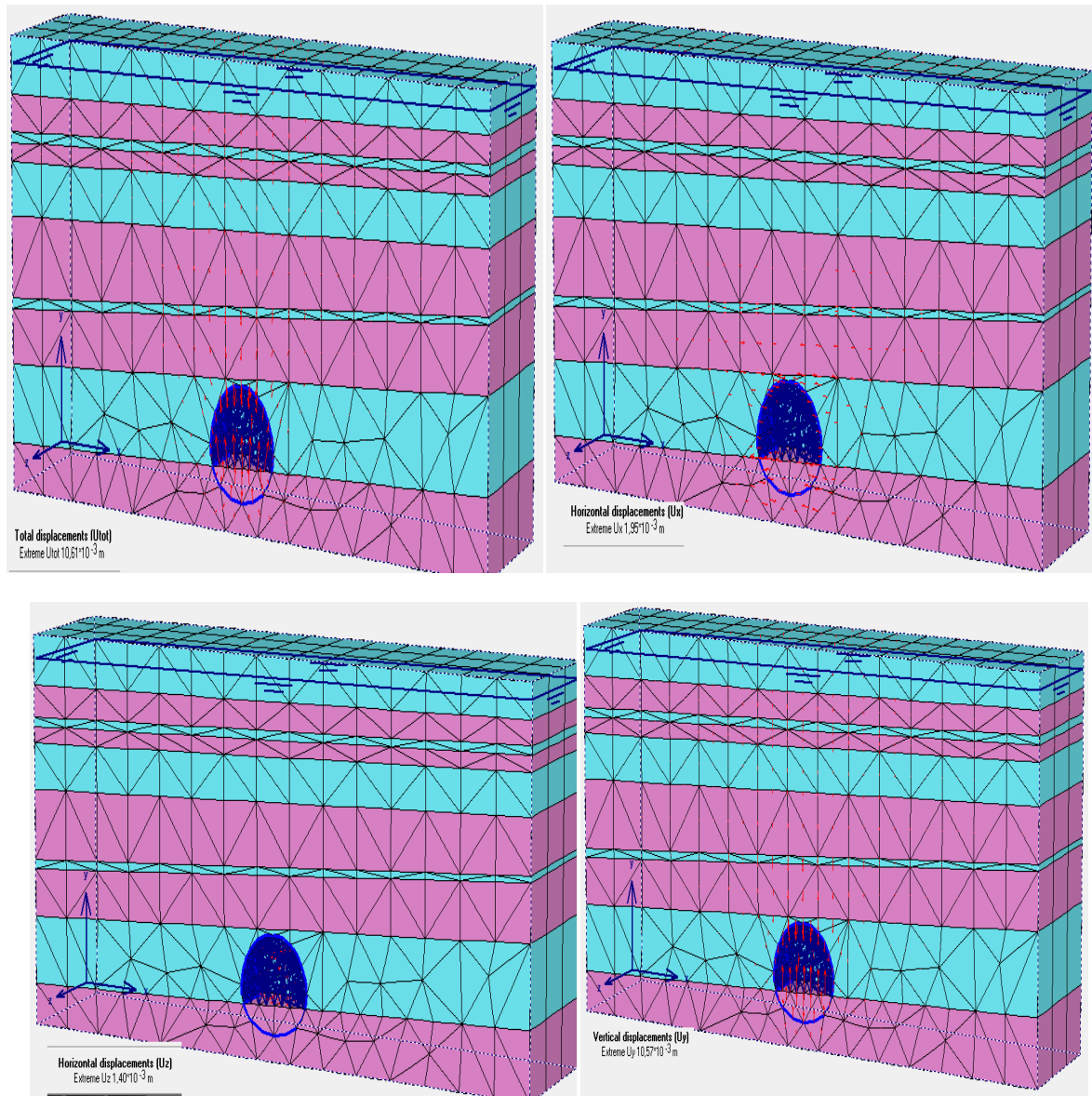


Figure VII.43 : Les déplacements suivant les axes (U_x ; U_z ; U_y) et les déplacements totaux pour phase 2.

| | | Phase01 | Phase02 | Phase03 | Phase04 |
|------------------------------|----|--------------------|-------------------|------------------|------------------|
| Les déplacements horizontaux | Ux | $39.10 * 10^{-6}$ | $1.95 * 10^{-3}$ | $1.32 * 10^{-3}$ | $1.39 * 10^{-3}$ |
| | Uz | $0.00 * 10^{-6}$ | $1.40 * 10^{-3}$ | $3.70 * 10^{-3}$ | $0.00 * 10^{-3}$ |
| Les déplacements verticaux | | $108.56 * 10^{-6}$ | $10.57 * 10^{-3}$ | $4.44 * 10^{-3}$ | $5.97 * 10^{-3}$ |
| Les déplacements totaux | | $110.08 * 10^{-6}$ | $10.61 * 10^{-3}$ | $4.44 * 10^{-3}$ | $5.97 * 10^{-3}$ |
| Les charges effectives | | -607.78 | -811.32 | -854.50 | -927.67 |
| Les charges totales | | $-1.09 * 10^3$ | $-1.21 * 10^3$ | $-1.25 * 10^3$ | $-1.32 * 10^3$ |

Tableau VII.6 : résultat du 04 phases.

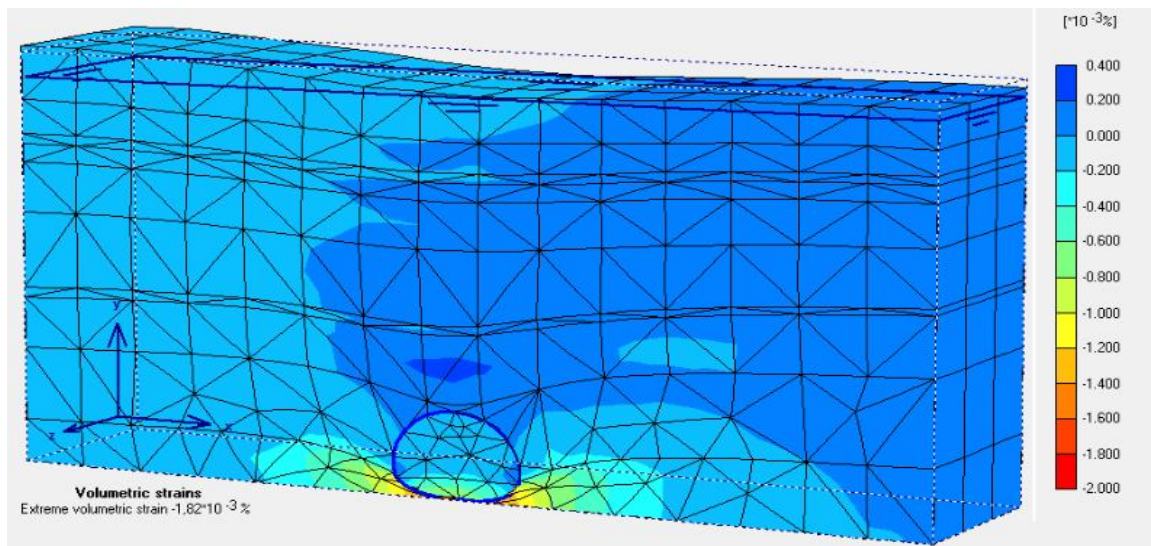


Figure VII.44 : Déformation volumétrique dans la phase 01

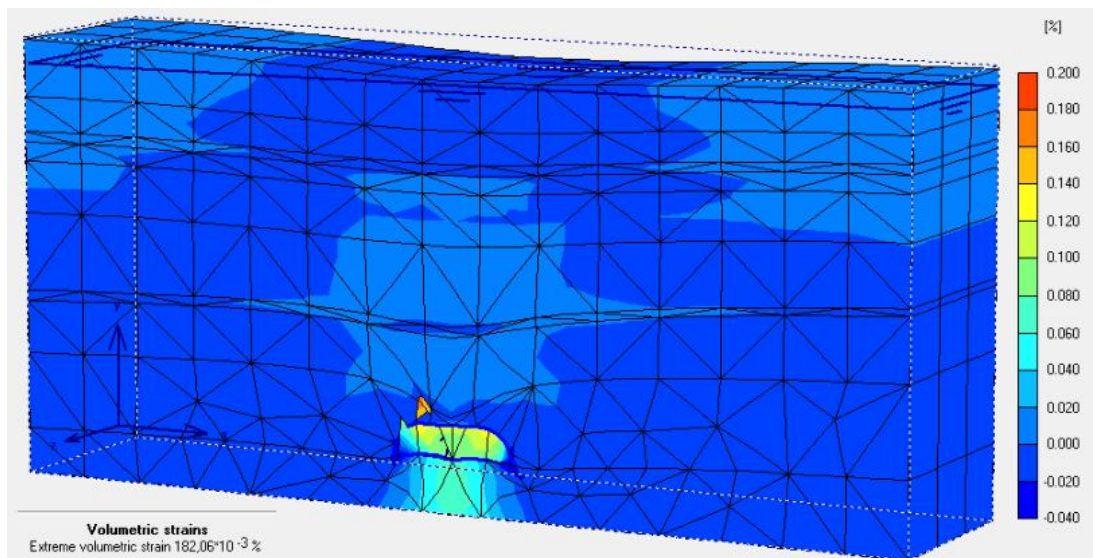


Figure VII.45 : Déformation volumétrique dans la phase 02

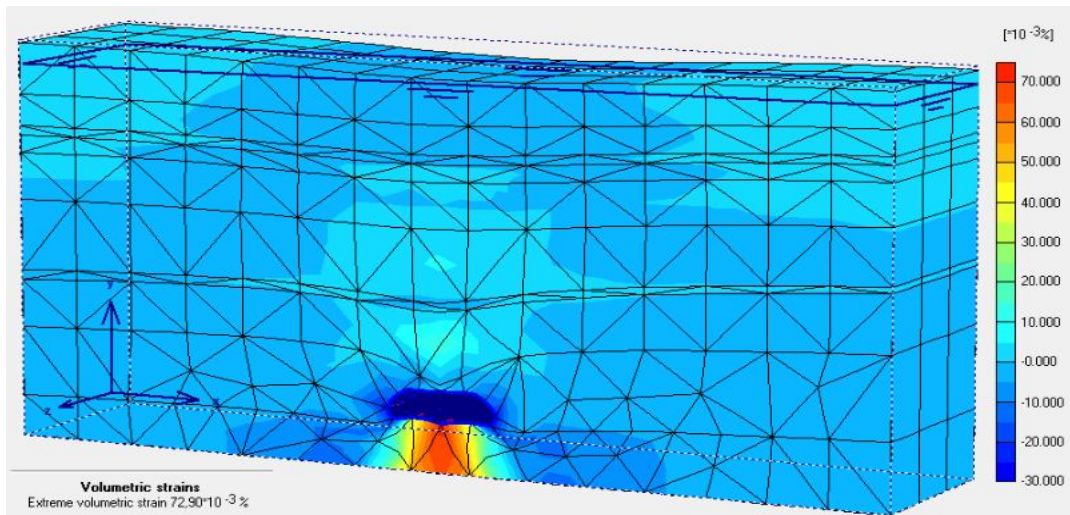


Figure VII. 46: Déformation volumétrique dans la phase 03

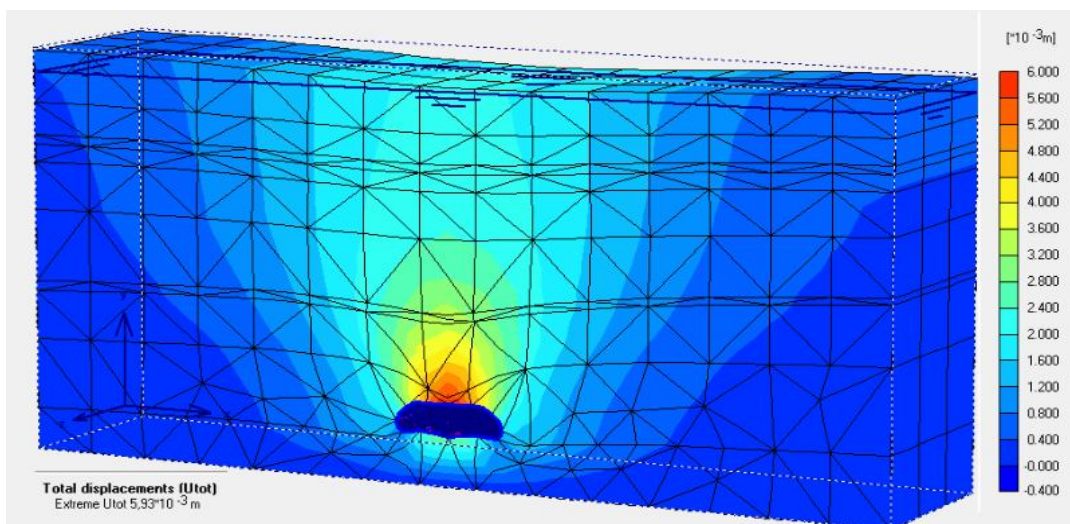


Figure VII.47 : Déformation volumétrique dans la phase 04

✓ Résultats des déformations volumétrique

| Phase | Déformations volumétrique(%) |
|---------|------------------------------|
| Phase01 | $-1.82*10^{-3}$ |
| Phase02 | $182.06*10^{-3}$ |
| Phase03 | $72.90*10^{-3}$ |
| Phase04 | $5.93*10^{-3}$ |

.Tableau VII.7 : résultats des déformations volumétriques de chaque phase

VII.2.3. Modélisation générale de tunnel T3 avec soutènement (béton + cintre métallique + boulon d'ancrage) (3^{ème} Variante) :

Détail de calcul des paramètres du soutènement provisoire du tunnel:

1-béton projeté de 15 cm. Cette couche pour être appliquée totalement ou partiellement suivant la qualité de massif et de son altérabilité potentielle.

2-les boulons d'ancrage utilisés dans le tunnel de EL-DJELFA sont des boulons systématiques en barre de 25 mm injectés avec du coulis de ciment, espacés 1,5 m, de 4 m de longueur.

3-Cintre HEB-140 espacés de 1.5m.

VII.2.3.1. Le calcul Phase RMR 4 (3^{ème} Variante) :

Pour la modéliser une section de tunnel T3 par l'utilisation de la nouvelle méthode autrichienne NATM.

VII.2.3.2. Phasage de calcul

Phase1 : Excavation de 3 m de la partie supérieure (Calotte) + activation du soutènement.

Phase2 : Excavation de 3m de la partie supérieure (Calotte) + 3m de la partie inférieure + activation du soutènement.

Phase 3 : Excavation de 3m de la partie supérieure (calotte) +3m de partie inférieure (radier) avec l'activation du soutènement.

Phase4 : Excavation de 4m de la partie supérieure (calotte) +3m de la partie inférieure (stross) avec l'activation du soutènement.

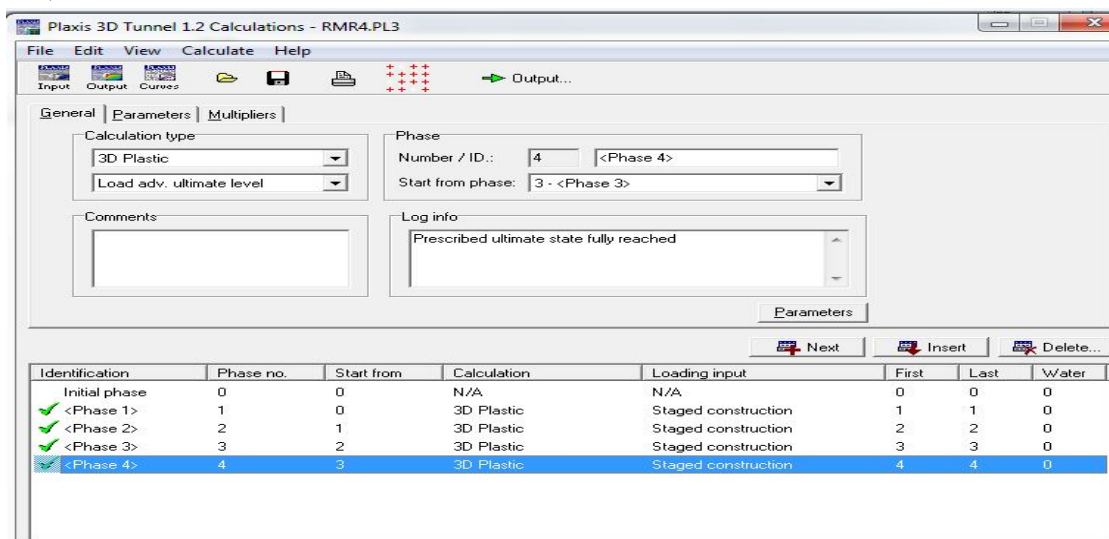


Figure VII.48 : Fenêtre de calcul.

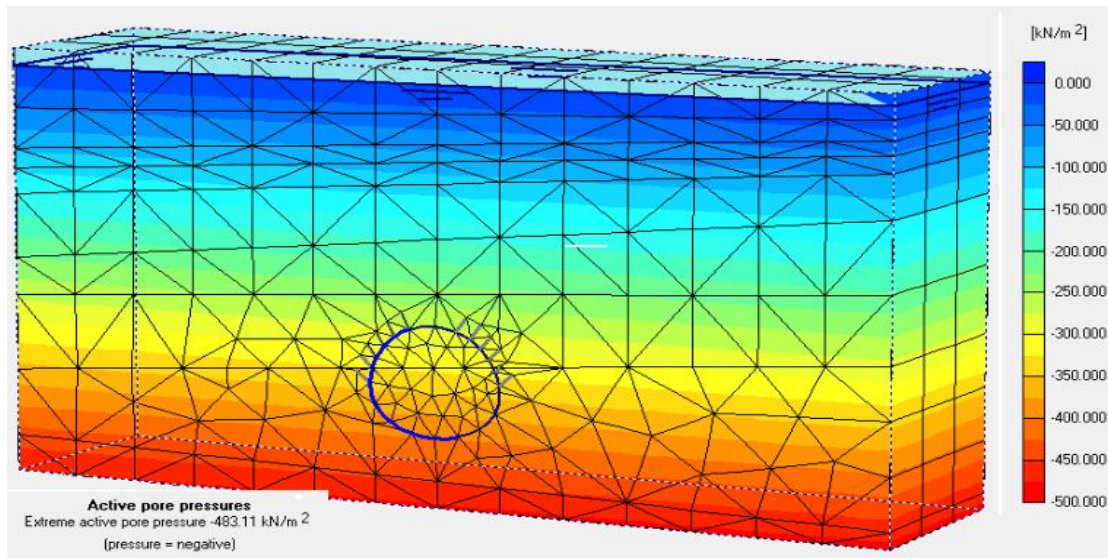


Figure VII.49 : Phase 1

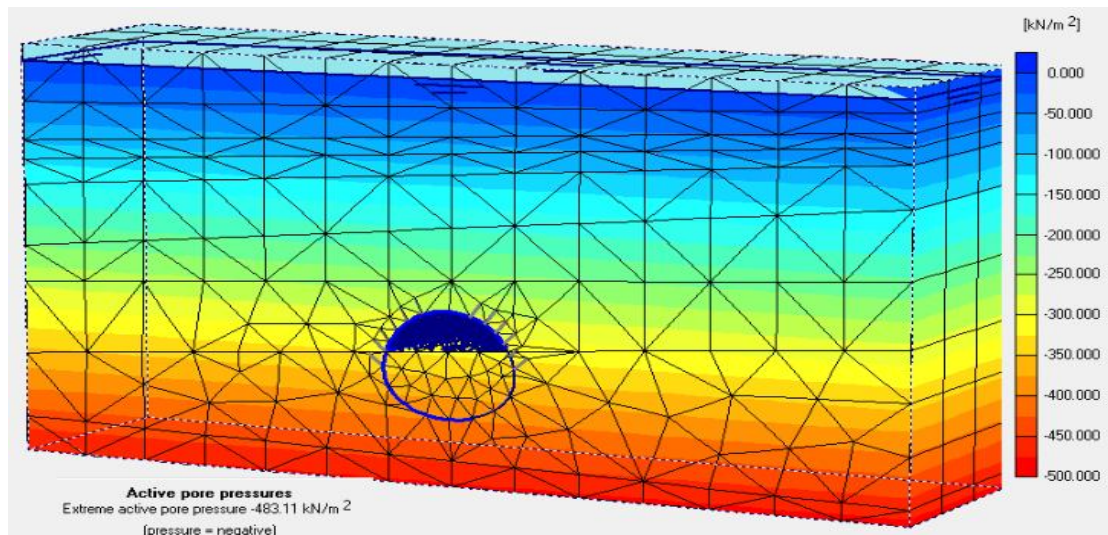


Figure VII.50 : Phase 2

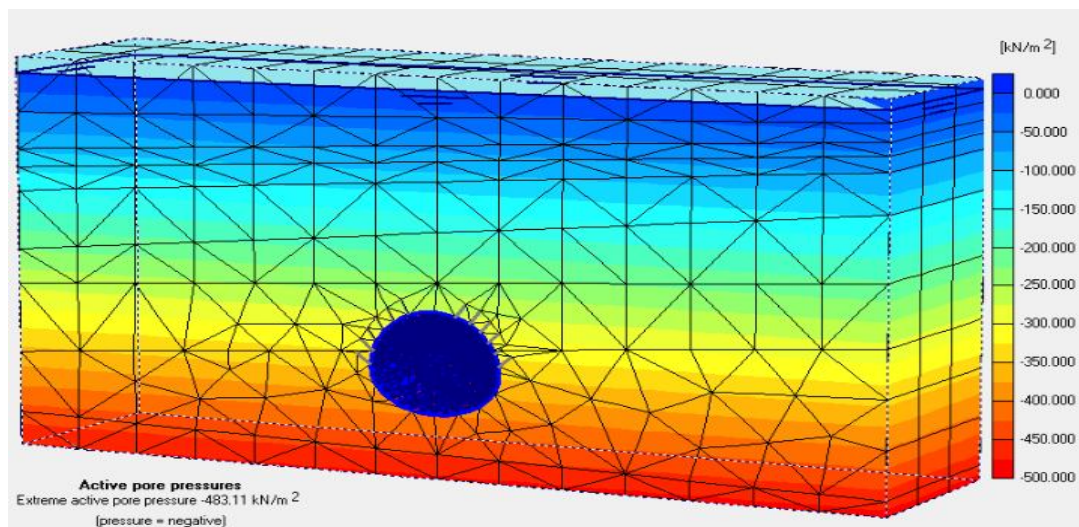


Figure VII.51 : Phase 3

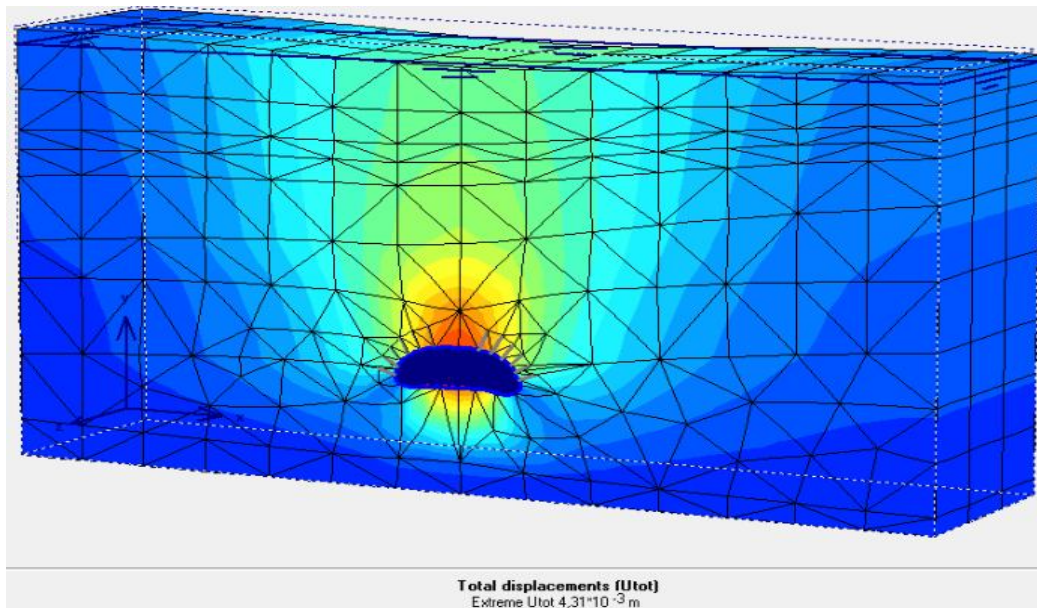
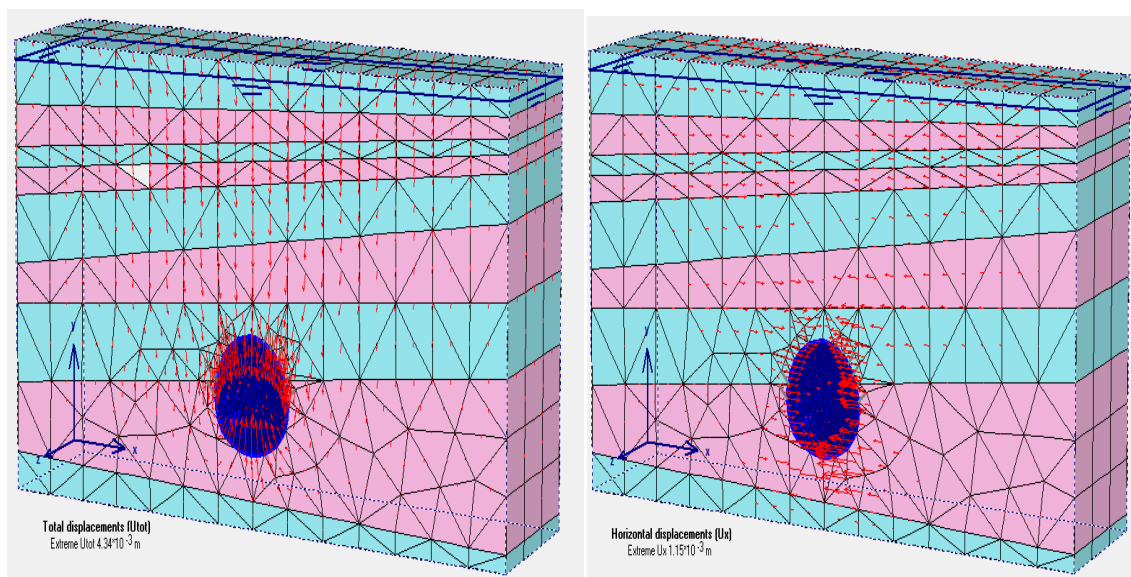


Figure VII.52 : Phase4

✓ **Visualisation des résultats :**

Nous présentons les résultats (output) obtenus à partir des comportements suivants :

- Les déplacements à l'axe (Ux) ;
- Les déplacements à l'axe(Uy) ;
- Les déplacements à l'axe(Uz) ;
- Les déformations volumétriques.



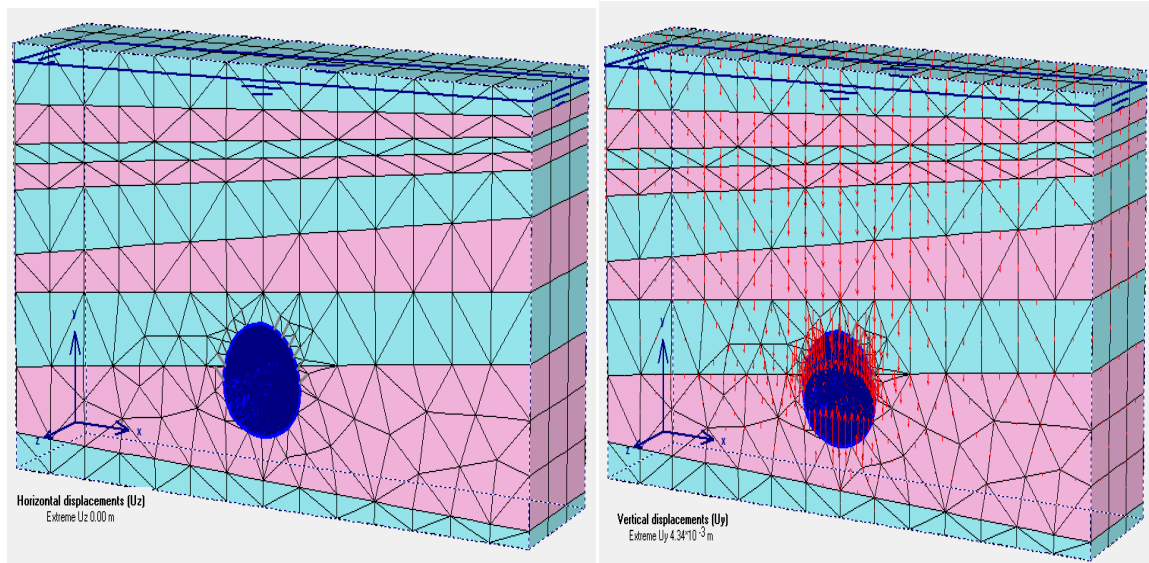


Figure VII.53 : Les déplacements suivant les axes ($U_x ; U_z ; U_y$) et les déplacements totaux
Pour phase 4.

| | | Phase01 | Phase02 | Phase03 | Phase04 |
|------------------------------|-------|------------------|----------------|----------------|----------------|
| Les déplacements horizontaux | U_x | $56.55*10^{-6}$ | $8.82*10^{-3}$ | $1.15*10^{-3}$ | $1.15*10^{-3}$ |
| | U_z | $0.00*10^{-6}$ | $0.00*10^{-3}$ | $0.00*10^{-3}$ | $0.00*10^{-3}$ |
| Les déplacements verticaux | | $132.19*10^{-6}$ | $7.80*10^{-3}$ | $4.34*10^{-3}$ | $4.34*10^{-3}$ |
| Les déplacements totaux | | $137.12*10^{-6}$ | $7.82*10^{-3}$ | $4.34*10^{-3}$ | $4.34*10^{-3}$ |
| Les charges effectives | | -578.23 | -645.49 | -596.25 | -596.11 |
| Les charges totales | | $-1.06*10^3$ | $-1.08*10^3$ | $-1.07*10^3$ | $-1.07*10^3$ |

Tableau VII.8 : résultat du 04 phases.

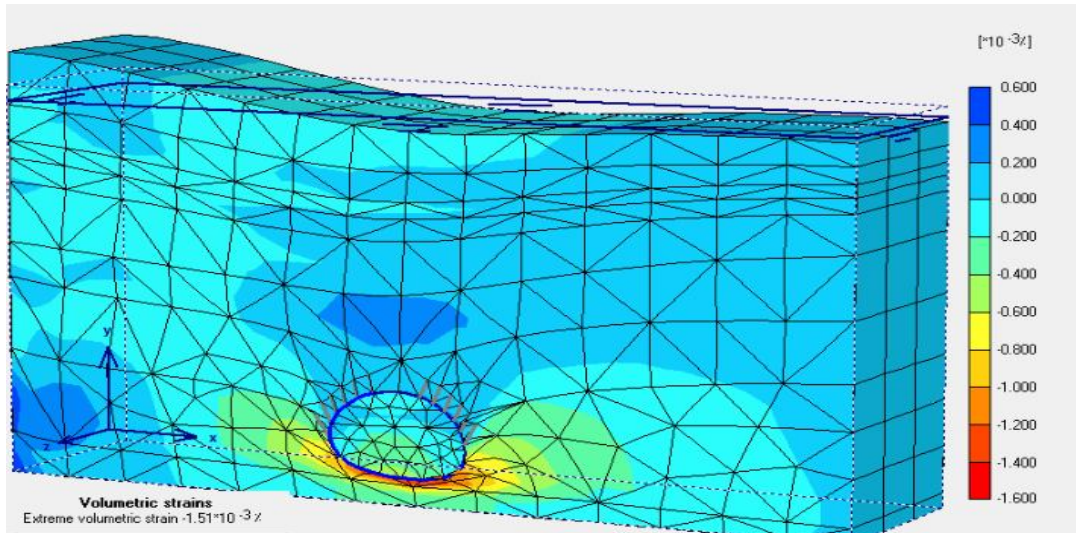


Figure VII.54 : Déformation volumétrique dans la phase 01

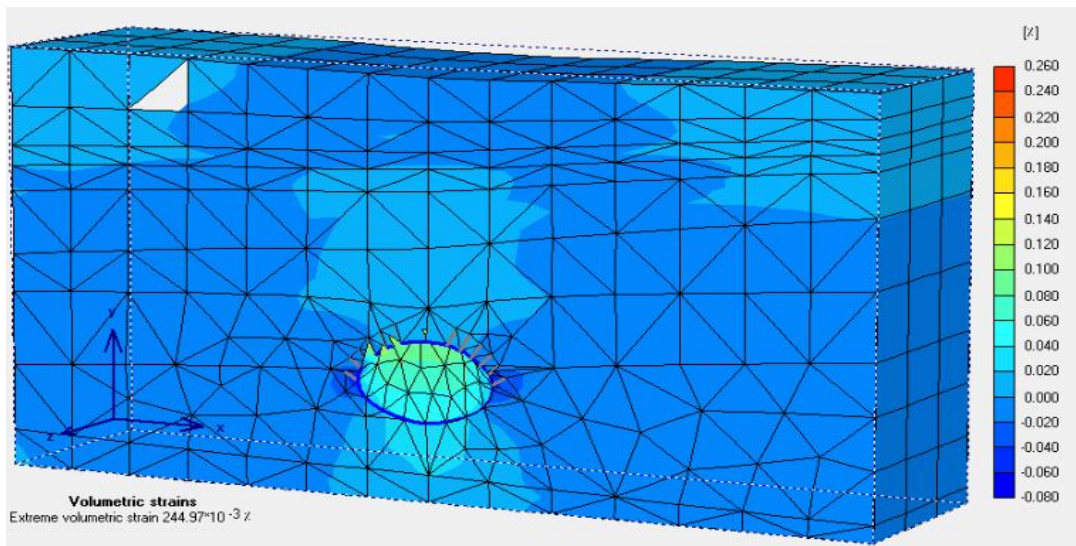


Figure VII.55: Déformation volumétrique dans la phase 02

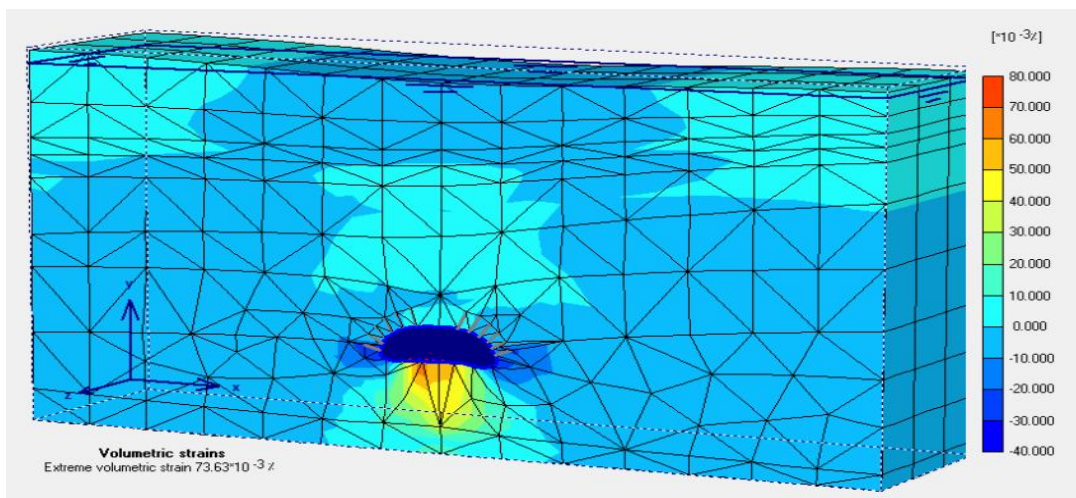


Figure VII.56 : Déformation volumétrique dans la phase 03

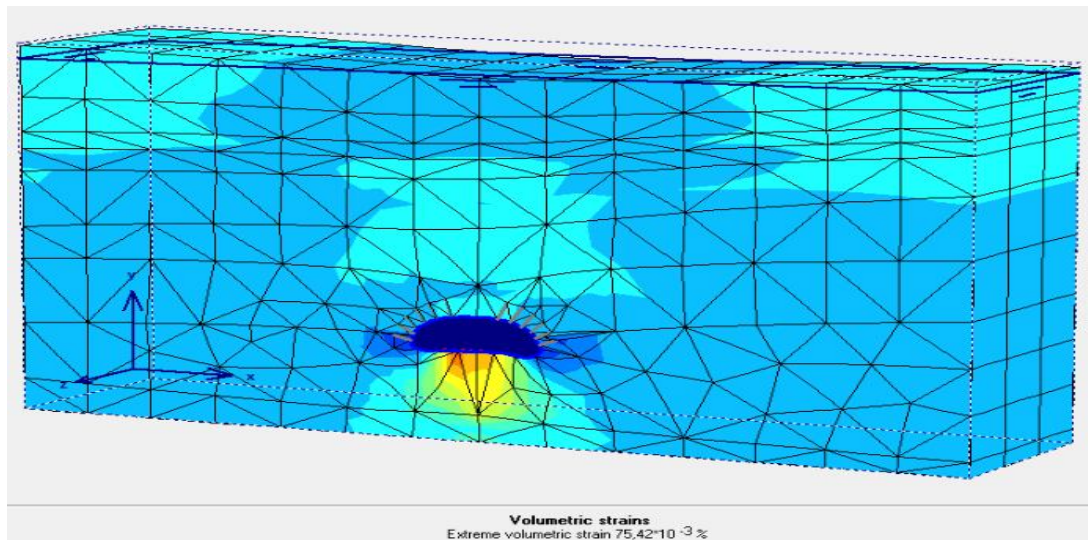


Figure VII.57 : Déformation volumétrique dans la phase 04

| Phase | Déformations volumétrique(%) |
|---------|------------------------------|
| Phase01 | $-1.51 \cdot 10^{-3}$ |
| Phase02 | $24.497 \cdot 10^{-3}$ |
| Phase03 | $73.63 \cdot 10^{-3}$ |
| Phase04 | $75.42 \cdot 10^{-3}$ |

Tableau VII.9 : résultats des déformations volumétrique de chaque phase

VII.3.4. Discussion et interprétation des résultats :

- ✓ Dans la première variante, les déformations volumétrique (%) et les déplacements sont importants, l'ouvrage montre un comportement indésirable (affaissement, effondrement) donc l'ouvrage nécessite un soutènement.
- ✓ Dans la deuxième variante les déformations et les déplacements sont négligeables à cause de la bonne qualité de terrain (suivant la reconnaissance géotechnique).
- ✓ Dans la troisième variante les déformations dans la 1^{er} phase ont diminué de $0,31 \cdot 10^{-3}$ mais pendant la 2^{eme} et la 3^{eme} phase les taux de déformation ont augmenté de $62 \cdot 10^{-3}$, $1,90 \cdot 10^{-3}$ et hors dans la 4^{eme} phase les déformations ont augmenté par rapport à la deuxième variante.

Après l'analyse des résultats obtenus par le calcul des déformations que va subir le tunnel T3 dans la zone du soutènement prévue ST3, on constate que les déplacements totaux et les déformations volumétriques sont négligeables.

Conclusion Générale

Conclusion générale :

A travers cette étude qui s'est basée sur deux aspects ; théorique et pratique dont nous a eu l'occasion de participer de près à l'exécution du tunnel ferroviaire d'EL-DJELFA ; Nous a beaucoup appris à propos des techniques de creusement et de soutènement des tunnels.

Le choix définitif de type de soutènement d'une section quelconque reste toujours une opération délicate et difficile à décider.

L'approche empirique représentée par le système de classification RMR a permis de faire le choix primaire de soutènement à partir de l'analyse des caractéristiques du terrain encaissant .

L'approche numérique représentée par la méthode des éléments finis utilisée par le logiciel PLAXIS a aidé à faire le choix définitif du cadre de soutènement avec plus de précision. A partir du calcul des déformations autour de tunnel à court et à long terme.

Nous avons constaté que le bon choix de soutènement de tunnel assure une stabilité et conserve la sécurité des travailleur pendant le creusement ainsi que la facilitation de l'exécution des autres étapes de creusement.

Le soutènement de la variante 2 est estimé préférable du point de vue technique (déplacement et déformations), il présente un avantage par rapport au soutènement de la variante 3 du point de vue économique d'environ 600 000 DA de mètre linéaire. Les résultats obtenus doivent être validés et confirmés par la comparaison avec les convergences mesurées sur terrain ou bien par méthode la photoélasticimétrie.

Cette étude a beaucoup enrichie nos connaissances, spécialement dans le domaine des ouvrages souterrains et de la géotechnique, domaine qu'on connaissait très peu mais qui s'est révélé passionnant, et nous espérons qu'avec notre modeste travail, nous sommes parvenues à réunir quelques notions et concepts de base pour la conception des tunnels.

| Node | X [m] | Y [m] | Z [m] | Ux [10 ⁻³ m] | Uy [10 ⁻³ m] | Uz [10 ⁻¹⁸ m] | ΔUx [10 ⁻⁶ m] | ΔUy [10 ⁻⁶ m] | ΔUz [10 ⁻²¹ m] |
|------|----------|----------|----------|----------------------------|----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------|
| 1 | 1,260 | 1,190 | 24,000 | 0,000 | -0,045 | 0,000 | 0,000 | -0,007 | 0,000 |
| 2 | 1,260 | -1,480 | 24,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 3 | 4,918 | -1,480 | 24,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 4 | 4,918 | 1,190 | 24,000 | -0,004 | -0,046 | 0,000 | -0,004 | -0,007 | 0,000 |
| 5 | 4,952 | 3,980 | 24,000 | -0,004 | -0,092 | 0,000 | -0,007 | -0,012 | 0,000 |
| 6 | 1,260 | 8,305 | 24,000 | 0,000 | -0,106 | 0,000 | 0,000 | -0,010 | 0,000 |
| 7 | 1,260 | 3,860 | 24,000 | 0,000 | -0,089 | 0,000 | 0,000 | -0,012 | 0,000 |
| 8 | 8,611 | 1,310 | 24,000 | -0,007 | -0,051 | 0,000 | -0,008 | -0,007 | 0,000 |
| 9 | 12,235 | -1,480 | 24,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 10 | 8,577 | -1,480 | 24,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 11 | 4,952 | 8,425 | 24,000 | 0,003 | -0,110 | 0,000 | -0,008 | -0,010 | 0,000 |
| 12 | 1,260 | 12,750 | 24,000 | 0,000 | -0,127 | 0,000 | 0,000 | -0,007 | 0,000 |
| 13 | 4,918 | 12,923 | 24,000 | 0,010 | -0,132 | 0,000 | -0,008 | -0,008 | 0,000 |
| 14 | 1,260 | 15,830 | 24,000 | 0,000 | -0,176 | 0,000 | 0,000 | -0,010 | 0,000 |
| 15 | 4,918 | 16,003 | 24,000 | 0,006 | -0,183 | 0,000 | -0,007 | -0,011 | 0,000 |
| 16 | 12,269 | 1,310 | 24,000 | -0,010 | -0,057 | 0,000 | -0,012 | -0,008 | 0,000 |
| 17 | 8,645 | 4,100 | 24,000 | -0,007 | -0,100 | 0,000 | -0,014 | -0,013 | 0,000 |
| 18 | 12,030 | 4,209 | 24,000 | -0,010 | -0,113 | 0,000 | -0,022 | -0,013 | 0,000 |
| 19 | 8,611 | 8,598 | 24,000 | 0,007 | -0,121 | 0,000 | -0,016 | -0,011 | 0,000 |
| 20 | 15,655 | 1,420 | 24,000 | -0,014 | -0,067 | 0,000 | -0,017 | -0,008 | 0,000 |
| 21 | 15,893 | -1,480 | 24,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 22 | 18,760 | 1,520 | 24,000 | -0,018 | -0,080 | 0,000 | -0,023 | -0,010 | 0,000 |
| 23 | 19,552 | -1,480 | 24,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 24 | 11,996 | 8,708 | 24,000 | 0,012 | -0,136 | 0,000 | -0,024 | -0,011 | 0,000 |
| 25 | 22,418 | 1,520 | 24,000 | -0,023 | -0,098 | 0,000 | -0,031 | -0,012 | 0,000 |
| 26 | 23,210 | -1,480 | 24,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 27 | 25,265 | 1,613 | 24,000 | -0,029 | -0,120 | 0,000 | -0,041 | -0,014 | 0,000 |
| 28 | 26,868 | -1,480 | 24,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 29 | 12,235 | 13,270 | 24,000 | 0,035 | -0,166 | 0,000 | -0,024 | -0,009 | 0,000 |
| 30 | 8,577 | 13,097 | 24,000 | 0,021 | -0,145 | 0,000 | -0,016 | -0,008 | 0,000 |
| 31 | 12,235 | 16,432 | 24,000 | 0,026 | -0,231 | 0,000 | -0,020 | -0,015 | 0,000 |
| 32 | 8,577 | 16,218 | 24,000 | 0,014 | -0,201 | 0,000 | -0,014 | -0,012 | 0,000 |
| 33 | 4,918 | 19,124 | 24,000 | 0,003 | -0,229 | 0,000 | -0,006 | -0,014 | 0,000 |

| Slice | Cluster | Soil Element | Stress Point | X [m] | Y [m] | Z [m] | ϵ_{xx} [%] | ϵ_{yy} [%] | ϵ_{zz} [%] | γ_{xy} [%] | γ_{yz} [%] | γ_{zx} [10 ⁻⁶ %] | |
|-------|---------|--------------|--------------|--------|-------|--------|---------------------|---------------------|---------------------|-------------------|-------------------|------------------------------------|--------|
| 1 | 1 | 1 marne | 1 | 89,360 | 3,988 | 17,691 | 0,000 | -0,003 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | |
| | | | 2 | 89,761 | 6,048 | 17,691 | 0,000 | -0,003 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,004 | |
| | | | 3 | 86,940 | 5,957 | 17,691 | 0,000 | -0,004 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | -0,007 |
| | | | 4 | 89,360 | 3,988 | 22,309 | 0,000 | -0,003 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| | | | 5 | 89,761 | 6,048 | 22,309 | 0,000 | -0,003 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | -0,004 |
| | | | 6 | 86,940 | 5,957 | 22,309 | 0,000 | -0,004 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,007 |
| | | 2 marne | 7 | 77,952 | 4,211 | 17,691 | 0,000 | -0,007 | 0,000 | 0,003 | 0,000 | 0,000 | -0,001 |
| | | | 8 | 78,910 | 5,845 | 17,691 | 0,000 | -0,007 | 0,000 | 0,002 | 0,000 | 0,000 | -0,022 |
| | | | 9 | 76,539 | 5,768 | 17,691 | 0,000 | -0,008 | 0,000 | 0,004 | 0,000 | 0,000 | 0,033 |
| | | | 10 | 77,952 | 4,211 | 22,309 | 0,000 | -0,007 | 0,000 | 0,003 | 0,000 | 0,000 | 0,001 |
| | | | 11 | 78,910 | 5,845 | 22,309 | 0,000 | -0,007 | 0,000 | 0,002 | 0,000 | 0,000 | 0,022 |
| | | | 12 | 76,539 | 5,768 | 22,309 | 0,000 | -0,008 | 0,000 | 0,004 | 0,000 | 0,000 | -0,033 |
| | | 3 marne | 13 | 72,338 | 3,792 | 17,691 | 0,003 | -0,013 | 0,000 | 0,006 | 0,000 | 0,000 | 0,066 |
| | | | 14 | 73,999 | 5,626 | 17,691 | 0,001 | -0,010 | 0,000 | 0,006 | 0,000 | 0,000 | 0,081 |
| | | | 15 | 71,824 | 5,556 | 17,691 | 0,002 | -0,013 | 0,000 | 0,009 | 0,000 | 0,000 | 0,148 |
| | | | 16 | 72,338 | 3,792 | 22,309 | 0,003 | -0,013 | 0,000 | 0,006 | 0,000 | 0,000 | -0,066 |
| | | | 17 | 73,999 | 5,626 | 22,309 | 0,001 | -0,010 | 0,000 | 0,006 | 0,000 | 0,000 | -0,081 |
| | | | 18 | 71,824 | 5,556 | 22,309 | 0,002 | -0,013 | 0,000 | 0,009 | 0,000 | 0,000 | -0,148 |
| | | 4 marne | 19 | 65,635 | 3,970 | 17,691 | 0,014 | -0,025 | 0,000 | -0,006 | 0,000 | 0,000 | -1,774 |
| | | | 20 | 66,155 | 5,470 | 17,691 | 0,009 | -0,028 | 0,000 | 0,010 | 0,000 | 0,000 | -1,669 |
| | | | 21 | 64,326 | 5,411 | 17,691 | 0,017 | -0,035 | 0,000 | -0,015 | 0,000 | 0,000 | -6,009 |
| | | | 22 | 65,635 | 3,970 | 22,309 | 0,014 | -0,025 | 0,000 | -0,006 | 0,000 | 0,000 | 1,774 |
| | | | 23 | 66,155 | 5,470 | 22,309 | 0,009 | -0,028 | 0,000 | 0,010 | 0,000 | 0,000 | 1,669 |

| Slice | Cluster | Soil Element | Stress Point | X [m] | Y [m] | Z [m] | ϵ_{xx} [%] | ϵ_{yy} [%] | ϵ_{zz} [%] | γ_{xy} [%] | γ_{yz} [%] | γ_{zx} [10 ⁻⁶ %] | | | |
|----------------|----------------|--------------|--------------|----------------|--------|--------|---------------------|---------------------|---------------------|-------------------|-------------------|------------------------------------|---------|--------|--------|
| | | 49 marne | 286 | 95,726 | 4,838 | 22,309 | 0,000 | -0,002 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | -0,001 | | |
| | | | 287 | 92,249 | 2,678 | 22,309 | 0,000 | -0,003 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | -0,001 | |
| | | | 288 | 95,421 | 0,615 | 22,309 | 0,000 | -0,002 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | |
| | | | 289 | 7,369 | 0,340 | 17,691 | 0,000 | -0,002 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | |
| | | | 290 | 7,402 | 3,130 | 17,691 | 0,000 | -0,002 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | |
| | | | 291 | 3,710 | 3,010 | 17,691 | 0,000 | -0,002 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | |
| | | | 292 | 7,369 | 0,340 | 22,309 | 0,000 | -0,002 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | |
| | | | 293 | 7,402 | 3,130 | 22,309 | 0,000 | -0,002 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | |
| | | | 294 | 3,710 | 3,010 | 22,309 | 0,000 | -0,002 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | |
| | | | 2 | 50 calcaire | 295 | 65,774 | 6,265 | 17,691 | 0,008 | -0,004 | 0,000 | 0,006 | 0,000 | 0,000 | -1,586 |
| | | | | | 296 | 64,109 | 7,147 | 17,691 | 0,012 | -0,033 | 0,000 | -0,008 | 0,000 | 0,000 | -1,440 |
| | | | | | 297 | 63,975 | 6,201 | 17,691 | 0,017 | -0,028 | 0,000 | -0,014 | 0,000 | 0,000 | -5,925 |
| | | | | | 298 | 65,774 | 6,265 | 22,309 | 0,008 | -0,004 | 0,000 | 0,006 | 0,000 | 0,000 | 1,586 |
| | | | | | 299 | 64,109 | 7,147 | 22,309 | 0,012 | -0,033 | 0,000 | -0,008 | 0,000 | 0,000 | 1,440 |
| | 300 | 63,975 | | | 6,201 | 22,309 | 0,017 | -0,028 | 0,000 | -0,014 | 0,000 | 0,000 | 5,925 | | |
| | 51 calcaire | 301 | 46,888 | 5,730 | 17,691 | 0,009 | -0,005 | 0,000 | -0,008 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | -1,987 | | |
| | | 302 | 48,687 | 5,781 | 17,691 | 0,016 | -0,027 | 0,000 | 0,021 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | -12,102 | | |
| | | 303 | 48,463 | 6,952 | 17,691 | 0,012 | -0,033 | 0,000 | 0,011 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | -3,126 | | |
| | | 304 | 46,888 | 5,730 | 22,309 | 0,009 | -0,005 | 0,000 | -0,008 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 1,987 | | |
| | | 305 | 48,687 | 5,781 | 22,309 | 0,016 | -0,027 | 0,000 | 0,021 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 12,102 | | |
| 306 | | 48,463 | 6,952 | 22,309 | 0,012 | -0,033 | 0,000 | 0,011 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 3,126 | | | |
| 52 calcaire | | 307 | 53,146 | 14,882 | 17,691 | -0,028 | 0,017 | 0,000 | -0,028 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | -0,907 | | |
| | | 308 | 53,255 | 14,250 | 17,691 | -0,022 | 0,017 | 0,000 | -0,035 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | -4,387 | | |

SECTION TECHNIQUE

SERVICE GEOLOGIE

| | | | | | | | | | | | | | |
|-----------|--------------|--------------------------------|---------|--------------------|------------|--|--|--|--|--|--|--|--|
| Tunnel T3 | direction | PM | 234+715 | Date | 25/08/2016 | | | | | | | | |
| portail | sortie (Sud) | No de cintre | 67 | Début d'excavation | | | | | | | | | |
| Tunnel T3 | principal | distance depuis l'entrance (m) | 85m | | | | | | | | | | |

Paramètre géologiques

| | | | | | | | | | | | |
|---|--------------------|------------|-------------|----------|-----------|--------|------------|-------------|-------------|-------------|-----------------|
| Résistance à la compression uniaxiale (Mpa) | RQD (%) 115- 3,3lv | Altération | Venue d'eau | Rugosité | ouverture | (type) | Espacement | Remplissage | Persistance | Orientation | Note RMR |
| 2 | 8 | 3 | 15 | 5 | 0 | J,Fi | 8 | 0 | 2 | -5 | 38 |

RMR

Classe "IV" Médiocre

| | | | | |
|----|--|----------------|---|----------------|
| 13 | Résistance à la compression uniaxiale (UCS) | | | |
| 14 | Définition | Symbole | Explications | indices |
| 15 | Très faible | R0 | S'effrite facilement et entièrement à la main | 0 |
| 16 | Faible | R1 | S'effrite facilement en mince plaquette à la mains | 1 |
| 17 | Moyennement faible | R2 | S'effrite avec une grande pression en mince plaquette à la main | 2 |
| 18 | Moyennement forte | R3 | se casse en morceaux avec un léger coup de marteau | 4 |
| 19 | Forte | R4 | se casse en morceaux par des coups durs de marteau | 7 |
| 20 | Très forte | R5 | Eclats de roche par des coups durs de marteau | 12 |
| 21 | extrêmement forte | R6 | Etincelle et des coups raisonnant | 15 |

| RQD | | | venu d'eau | | |
|-------------|---------|--------|--------------------------------|--|--------|
| Définition | valeurs | indice | définition | | indice |
| T. médiocre | 0-25 | 3 | complètement sec | | 15 |
| Médiocre | 25-50 | 8 | humide | | 10 |
| Moyen | 50-75 | 13 | siuement eau interstitielle | | 7 |
| Bon | 75-90 | 17 | préssion d'eau modérée | | 4 |
| Excellent | 90-100 | 20 | problème sérieux de venu d'eau | | 0 |

| | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|-----------------------|--------|------------|---------|--------|-------------|--------|-------------------------|---------|--------|-----------|--------|---------------|---------|--------|
| 22 | Discontinuités | | | | | | | | | | | | | | |
| 23 | Rugosité | | Espacement | | | persistance | | Remplissage (mm) | | | Ouverture | | Altération | | |
| 24 | Définition | indice | Définition | Symbole | indice | Symbole | indice | Définition | Symbole | indice | symbole | indice | Définition | Symbole | indice |
| 25 | Très rugueux | 6 | >2m | S1 | 20 | <1m | 6 | Fermé | w1 | 6 | fermé | 6 | Non altéré | W1 | 6 |
| 26 | Rugueux | 5 | 0,6 à 2m | S2 | 15 | 1 à 3m | 4 | Remplissage dure <5mm | w2 | 4 | <0,1mm | 5 | Léger. altéré | W2 | 5 |
| 27 | Légerement Rugueux | 3 | 200-600mm | S3 | 10 | 3 à 10m | 2 | Remplissage dure >5mm | w3 | 2 | 0,1-1 | 4 | Moy. atéré | W3 | 3 |
| 28 | Lisse | 1 | 60-200mm | S4 | 8 | 10 à 20m | 1 | Remplissage tendre <5mm | w4 | 2 | 1 à 5 | 1 | Haut. Altér | W4 | 1 |
| 29 | Glissant brillant | 0 | <60mm | S5 | 5 | >20m | 0 | Remplissage tendre >5mm | w5 | 0 | >5mm | 0 | Décomposé | W5 | 0 |

NOTATIONS ET ABRÉVIATIONS :

TN_G : grés numidiens ;

ST3 : soutènement provisoire numéro 3 ;

ST4 : soutènement provisoire numéro 4 ;

E : Le module d'Young ;

V : Le coefficient de Poisson ;

G : Le module de cisaillement ;

C : La cohésion ;

Φ : L'angle de frottement interne du sol ;

Ψ : Angle de dilatance ;

R : rigidité des interfaces ;

γ_{unsat} : poids volumique sec ;

γ_{sat} : poids volumique humide ;

E_c : module de Young du cintre ;

E_b : module de Young du béton ;

I_x : moment d'inertie ;

A_c : section des cintres ;

A_b : section de béton ;

EA : Rigidité normale ;

EI : Rigidité flexionnelle ;

EA_{eq} : Rigidité normale équivalent ;

D : épaisseur ;

BIBLIOGRAPHIE :

[1] **ABDAT T, BANNARI S** (2011).Etude d'un tunnel routier situé sur le tronçon Larbatache-Lakhdaria de l'autoroute Est-Ouest. Projet de fin d'étude d'Ingénieur,ENP Alger.

[2] **BOUVERD.A, COLOMBERT.G, ESTEUILLE.F** (1992) « ouvrages souterrains. Conception-Réalisation-Entretien ».

[3] **DEKKAR.S, DAHMANI.O** (2013).Etude d'un tunnel en mine cas du métro d'Alger. Projet de fin d'étude d'Ingénieur, ENP Alger.

[4] **RAPPORT HYPOTHESE GEOTECHNIQUE** du tunnel 2 (2014).

[5] **BENTA HAR.A, KADIR, A** (2013).Etude d'un tronçon de tunnel en mine multicouches cas du métro d'Alger. Projet de fin d'étude d'Ingénieur, ENP Alger.

[6] **FRANÇOIS. MARTIN, ADRIEN. SAÏTTA** « Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches ».

[7] **HAMOUTENNE** : note de cours « Charpente Métallique » ENP. Alger.

[8] **CHERCHALI.C** : note de cours «Tunnel Calcul Soutènement Provisoire Tome I». OPU (1993).

[9] **BELKACEMI.S** : note de cours « Mécanique Des Sols » ENP. Alger 2011.

[10] **CHERCHALI.C**: note de cours «Tunnel Calcul Revêtement Définitif Tome II ». OPU (1993).

[11] **GESTA.P** « travaux souterrains – techniques de l'ingénieur ».

[12] **ARAB.R** (2013).Les techniques de réalisation des ouvrages souterrains dans les domaines du génie minier et du génie civil.

[13] **DOSSIER PILOTE DES TUNNELS GENIE CIVIL** : section 4 (procédés de creusement et de soutènement) ,1998.

[14] **DTP**. Echelle : 1/125000.

[15] **ETUDE D'EXECUTION (2014)**, Modèle géologique et géotechnique de tunnel 2. V : 1/100, H : 1/1000.

[16] **IMAGE EXTRAITE DU GOOGLE EARTH** (2014).Echelle 1/200.