

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Minier

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en

Génie Minier

**Creusement de Tunnel ferroviaire T3(cas de
la ligne ferroviaire Boughazoul / Djelfa)**

Réalisé par : Ameer KESSAM

Sous la direction de Pr. BACHAR ASSED Mohammed Aguid

Présenté et soutenu publiquement le (21/06/2017)

Composition du Jury :

Président de Jury : Mr.HASBELLAOUI Mustapha

Rapporteur : Pr. BACHAR ASSED Mohammed Aguid

Examineur : Mr. GACEM Rachid

ENP 2017

Ecole Nationale Polytechnique : 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach 16200 Alger

(Algérie).

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Minier

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en

Génie Minier

**Creusement de Tunnel ferroviaire T3 (cas de
la ligne ferroviaire Boughazoul / Djelfa)**

Réalisé par : Ameer KESSAM

Sous la direction de Pr. BACHAR ASSED Mohammed Aguid

Présenté et soutenu publiquement le (21/06/2017)

Composition du Jury :

Président de Jury : Mr. HASBELLAOUI Mustapha

Rapporteur : Pr. BACHAR ASSED Mohammed Aguid

Examineur : Mr. GACEM Rachid

ENP 2017

Ecole Nationale Polytechnique : 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach 16200 Alger

(Algérie).

Remerciements

- ❖ Au terme de ce travail, je tiens à présenter mes plus vifs remerciements au Pr. BACHAR ASSED Mohammed Aguid pour avoir suivi et dirigé ce travail.
- ❖ Nous remercions aussi Mr. ABAS Nacir le chef de la section technique COSIDER TP M26 pour son accueil chaleureux et son aide précieuse, ainsi que les ingénieurs de COSIDER TP 26 pour leurs soutiens, leurs disponibilités et leurs conseils durant tout notre travail.
- ❖ Mes remerciements vont également aux enseignements du département Génie Minier qui ont contribué à ma formation et en particulier le chef du département Mr OULD HAMOU Malek.
- ❖ Ma gratitude va également aux membres du jury Mr. AKKAL Rezki et Mr. Amar SEBAI qui ont bien voulu m'honorer par leurs présences à soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.
- ❖ Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents

Ma grand-mère

Mes frères et mes sœurs

Mes tantes et mes oncles

Tous mes amis et tous mes collègues

Et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

KESSAM Ameur

ملخص:

الموضوع: حفر وتدعيم مؤقت لنفق سكة حديدية.
حفر نفق يبقى هو الحل الأمثل تقنيا لإنشاء قاعدة السكة الحديدية داخل الجبال ذات الميل الكبير.

الهدف من عملنا هذا هو دراسة حفر لنفق منجم أنشئ حسب NATM (الطريقة النمساوية الجديدة) حيث سلطنا الضوء على المراحل المتعددة لإنشاء نفق بدءا بدراسات الجيولوجية والجيوتقنية، حفر، التدعيم المؤقت، وأخيرا التلييس النهائي.

الكلمات المفتاحية: السكة الحديدية، نفق، الطريقة النمساوية الجديدة، حفر، التدعيم المؤقت، ضغط الارض.

Abstract:

Subject: The digging and the retaining of Railway tunnel.

The tunnel solution remains as the only average technically favorable to carry out the Laying of railway in the very rugged mountains.

The objective for our work is the study of tunnel digging released with NATM method (The New Austrian Tunneling Method).where we focus on the various steps about tunnel realization, Begin with Geological and Geotechnical Recognition, The digging, the retaining, and at the end the final coating.

Keywords: Railway, tunnel, the new Austrian method, digging, retaining, sol precision.

Résumé :

Sujet. Creusement et soutènement provisoire d'un tunnel ferroviaire.

La solution tunnel reste la seule moyenne techniquement favorable pour réaliser la pose de la ligne ferroviaire dans les chaines très accidentées et aux dénivellations.

L'objectif de notre travail est l'étude de creusement d'un tunnel souterrain réalisé par la méthode NATM (La nouvelle méthode autrichienne) où l'on mettra en lumière les différentes étapes de réalisation d'un tunnel débutent par les reconnaissances géologiques et géotechniques, le creusement, le soutènement provisoire et afin le revêtement définitive.

Mots clés : chemin de fer, tunnel, La nouvelle méthode autrichienne, creusement, soutènement, pression du terrain.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale.15

CHAPITRE 1 : GEOMETRIE DE L'OUVRAGE

1.1. Introduction.17

1.2. Présentation de l'entreprise.17

1.3. Historique de chemin de fer en Algérie..... 18

1.4. Présentation du projet.19

1.5. Classification des Tunnels :20

1.6. Profil en travers.21

1.6.1. Section utile 21

1.6.2 Gabarit ferroviaire. 22

1.7. Tracé en plan :24

1.8. Profil en long :25

1.9. Conclusion :25

CHAPITRE 2 : LES CONDITIONS GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES

2.1. Introduction..... 27

2.2. Études Géologiques : 27

2.2.1. Géologie générale de la wilaya de Djelfa : 27

2.2.1.1. Situation géographique..... 27

2.2.1.2. Cadre morphologique de la wilaya de Djelfa. 29

2.2.1.3. Cadre géologique : 29

2.2.1.4. Description lithologique des formations. 29

2.2.2. Géologie régional du tracé..... 31

2.2.3. Conditions géologique..... 32

2.2.3.1. Moyens de reconnaissance géologique..... 32

2.2.3.2. Les reconnaissances géologiques. 33

2.2.4. Stratigraphie – Lithologie 36

2.2.5. Risques géologiques 37

2.2.6. Condition tectonique de la région d'étude : 38

2.3. Etudes Hydrogéologique. 38

2.3.1. Moyens de reconnaissances hydrogéologiques. 39

2.3.2. Les conditions hydrogéologiques 40

2.4. Études géotechniques 41

2.4.1. Moyens de reconnaissances géotechniques	41
2.4.1.1. Sondage et essais in situ	41
2.4.1.2. Essais de laboratoire.	41
2.4.1.3. Galerie de reconnaissance.	42
2.4.2. Mesures des reconnaissances géotechniques.....	42
2.4.2.1. Forages carottés	42
2.4.2.2. Essais in situ :	43
2.4.2.2.1. Essai de pénétration au carottier (SPT).	43
2.4.2.2.2. Essais Pressiométrique Menard.....	44
2.4.2.3. Essais en laboratoire.	46
2.4.2.3.1. Essai œdométrique :	46
2.4.2.3.2. Densité humide à base des essais en laboratoire.	47
2.4.2.3.3. Paramètres de cisaillement.....	47
2.4.2.3.4. Essai de compression simple.....	48
2.5. Conclusion :	49

CHAPITRE 3 : E X C A V A T I O N D U T U N N E L

3.1. Introduction.	51
3.2. Ouverture et accès.....	51
3.2.1. Terrassement.....	51
3.2.1.1. Remblai de pied :	52
3.2.1.2. Allègement en tête.	52
3.2.1.3. Reprofilage.....	52
3.2.1.4. Purge.	52
3.2.1.5. Substitution totale.	52
3.2.2. Le cloutage des sols (talus).....	52
3.2.3. Réalisation d'un parement	53
3.2.4. Drainage d'eau à l'entrée.	53
3.2.4.1. Collecte et canalisation des eaux de surface.....	54
3.2.4.2. Tranchées drainantes.....	54
3.3. Processus de choix d'une méthode de creusement	54
3.3.1. Première phase.....	54
3.3.2. Deuxième phase.	54
3.3.3. Troisième phase.....	54
3.4. Méthodes de creusement.	55
3.4.1. Creusement en plein section.	55
3.4.2. Creusement par demi – section.....	56
3.4.3. Creusement en sections divisées	57

3.4.3.1. Méthode de la galerie de faite (Méthode franco- belge).....	58
3.4.3.2. La méthode des deux galeries.....	59
3.4.3.3. Méthode des trois galeries (méthode Allemande).	59
3.4.3.4. Méthode contre voûtée (méthode Italienne).	59
3.4.3.5. Méthode de creusement à pleine calotte.	59
3.5. Modes d'excavation.....	59
3.5.1. Excavation dans les terrains meubles	59
3.5.1.1. Bouclier	59
3.5.1.1.1. Les boucliers ouverts (non pressurisés)	60
3.5.1.1.2. Bouclier pressurisé	61
3.5.1.2. Pelle hydraulique	61
3.5.2. Excavation dans les terrains durs.....	61
3.5.2.1. Excavation à l'explosif.	61
3.5.2.1.1. Les détonateurs	62
3.5.2.1.2. Le plan de tirs	63
3.5.2.1.3. Cycle de creusement à explosif et soutènement primaire.	64
3.5.2.1.4. Les Avantages et les inconvénients d'utilisation d'explosifs.	65
3.5.2.1.5. Nuisances dues aux explosifs.	65
3.5.2.1.6. Note et remarque.....	66
3.5.2.2. Excavation mécanique.	66
3.5.2.2.1. Machine à attaque ponctuelle.	66
3.5.2.2.2. Machine à attaque globale « TBM »	67
3.6. Autres types de creusement.....	69
3.6.1. La percussion lourde.....	69
3.6.2. Le jet hydraulique :	69
3.6.3. La vibration :	69
3.7. Purge et marinage	69
3.8. Conclusion :.....	70

CHAPITRE 4 : SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

4.1. Introduction	72
4.2. Classification des modes de soutènement :	72
4.2.1. Les soutènements agissant par supportage	73
4.2.1.1. Cintres lourds.	73
4.2.1.2. Les cintres métalliques légers.	73
4.2.1.3. Plaques métalliques assemblées.....	74
4.2.1.4. Voussoirs en béton.	75

4.2.1.5. Tubes préforés (voûte parapluie).	75
a.L'enfilage en calotte.....	75
b.La voûte-parapluie.....	76
c.Structures plus rigides.	76
4.2.2. Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant.....	77
4.2.2.1. Béton projeté	77
A. Projection par voie humide.....	77
B. Projection par voie sèche.....	77
C. Avantages et inconvénients du béton projeté.	78
4.2.3. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant. (Boulonnages)	78
4.2.3.1. Boulons à ancrage ponctuel.	79
A. Fente et coint.	79
B. Coquille d'expansion.	79
C. Scellement à la résine ou ciment.	79
4.2.3.2. Boulons à ancrage réparti.....	80
4.2.3.2.1. Scellement au mortier de ciment.	80
4.2.3.2.2. Scellement à la résine	80
4.2.3.3. Le boulonnage à friction.	81
4.2.3.4. Barres foncées dans le terrain.	81
4.2.3.5. Le choix d'un boulonnage.	82
4.2.4. Soutènement agissant par consolidation du terrain encaissant.	82
4.3. La nouvelle méthode Autrichienne.....	83
4.4. Classification des massifs rocheux.	84
4.4.1. Classification de Bieniawski.	84
4.4.2. La classification de Barton (Q-system).	86
4.5. Choix d'un mode de soutènement :	86
4.6. Revêtement.....	87
4.6.1. Revêtement.	87
4.6.2.Étanchéité des tunnels	88
4.6. Conclusion	88

CHAPITRE 5 : EVALUATION DES PRESSIONS DE TERRAIN

5.1. Introduction.	90
5.2. Types de poussées souterraines.	90
5.2.1. Poussées de détente.	90
5.2.2. Poussées géologiques.....	91
5.2.3. Poussées de gonflement.	91

5.3. Evaluation des charges verticales.....	93
5.3.1. Théorie de TERZAGHI.....	93
5.3.2. Théorie des poids des terres.	93
5.3.3. Théorie de BIERBAÜMER.	94
5.3.4. Théorie de PROTODIAKONOV.	95
5.4. Evaluation des charges horizontales.	96
5.4.1. Théorie de TERZAGHI.....	96
5.4.2. Théorie de PROTODIAKONOV.	97
5.4.3. Théorie de COULOMB – RANKINE.	97
5.4.4. L'expérience soviétique.	98
5.5. Evaluation de la pression agissant au niveau du radier.....	99
5.5.1. Méthode de TERZAGHI.	99
5.5.2. Méthode de TSIMBARIEVITCH.....	101
5.6. Evaluation des pressions hydrostatiques.....	103
5.6.1. Charges et surcharges.	103
a. Charges intérieurs.	103
b. Charges extérieurs.	103
5.7. Conclusion.....	103

CHAPITRE 6 : APPLICATION NEMIRIQUE DES PRESSIONS DE TERRAIN

6. Calcule des pressions de terrain.	105
6.1. Poussées de détente.....	105
6.2. Evaluation des pressions verticales.	105
6.3. Evaluation des pressions horizontales.	109
6.4. Evaluation de la pression agissant au niveau du radier.	110

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale	114
Références Bibliographiques.....	115
Annexes	116

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Les trois tunnels de Cosider projet

Tableau 1.2 : Les plus longs tunnels au monde.

Tableau 2.1 : Résultats du profil sismique PS03.

Tableau 2.2 : Représentation d'un sondage carotté.

Tableau 2.3 : Les sondages et ces emplacements.

Tableau 2.4 : Les puits de reconnaissance.

Tableau 2.5 : Relation entre EM et PL avec α .

Tableau 2.6 : Les résultats géotechniques du tunnel T3.

Tableau 3.1 : Résumé des principales étapes du tir.

Tableau 4.1 : Classification de la roche suivant R.Q.D.

Tableau 4.2 : Classes de rocher (RMR).

Tableau 4.3 : les types de soutènement des zones géologiques.

Tableau 5.1. La résistance des terrains selon la théorie de PROTODIAKONOV.

Tableau 5.2. Les valeurs des facteurs selon les types des terrains.

Tableau 5.3. Les valeurs de coefficient de résistance selon les angles de frottement interne

Tableau 6.4. Les paramètres et les valeurs recommandées pour le calcul de la poussée de détente

Tableau 6.5. Les paramètres recommandés pour le calcul de la pression verticale

Tableau 6.6. Les paramètres de calcul du plan de glissement selon TERZAGHI

Tableau 6.7. La pression verticale selon la théorie de TERZAGHI.

Tableau 6.8. Résultats des calculs des pressions verticales pour les différentes théories.

Tableau 6.9. Résumé de pressions horizontales selon les différentes hypothèses.

Liste des figures

- Figure 1.1 : Schéma de l'organisation de Cosider TP.
- Figure 1.2 : Situation des lignes ferroviaires dans l'Algérie en 1942.
- Figure 1.3 : Carte des réseaux ferroviaires horizon 2025.
- Figure 1.4 : Localisation des trois tunnels à côté de la ville Djelfa.
- Figure 1.5 : Profil en travers du tunnel.
- Figure 1.6 : Les gabarits de L'UIC.
- Figure 1.7 : Tracé en plan du tunnel T3.
- Figure 1.8 : Profil en long du tunnel T3.
- Figure 2.1 : Situation géographique de la wilaya de Djelfa.
- Figure 2.2 : Les unités structurales de la région d'étude.
- Figure 2.3 : Coupes géologiques traversant la région du Djelfa.
- Figure 2.4 : Vue de ciel sur le tracé du tunnel.
- Figure 2.5 : Plan d'implantation des profils sismiques avec les emplacements des sondages.
- Figure 2.6 : Sismographe SUMMIT X STREAM Pro (DMT).
- Figure 2.7 : Coupe géosismique du profil PS3.
- Figure 2.8 : Photo des carottes du sondage S308/ T3.
- Figure 2.9 : Schéma de lithologie traversant par le tracé du tunnel.
- Figure 2.10 : Profil géologique de tunnel.
- Figure 2.11 : Carte de zonage sismique du territoire national.
- Figure 2.12.1 : Coup transversale montrent les gabions et terrain stabilisé avec ciment.
- Figure 2.12.2 : Vue en plan de terrain stabilisé avec ciment
- Figure 2.13 : Principe de pénétration dynamique.
- Figure 2.14 : Schéma du principe de pressiomètre MÉNARD.
- Figure 2.15 : Diagramme de consolidation de sol (essai œdométrique).
- Figure 2.16 : Diagramme linéaire non logarithmique.
- Figure 2.17 : La courbe intrinsèque de Mohr – Coulomb.
- Figure 2.18 : Outil d'essai compression simple (Presse).
- Figure 3.1 : Remblai de pied.
- Figure 3.2 : Reprofilage d'un talus.
- Figure 3.3 : Phases de réalisation d'une paroi clouée.
- Figure 3.4 : Mise en place des boulons d'ancrages dans le sol.
- Figure 3.5 : Creusement par demi-section.
- Figure 3.6 : Méthodes de creusements en section divisée.
- Figure 3.7 : Mode 1 de creusements en section divisée.
- Figure 3.8 : Mode 2 de creusements en section divisée.

Figure 3.9 : Méthode de la galerie de faîte.

Figure 3.10 : Schéma montrant le fonctionnement d'un bouclier.

Figure 3.11 : Schéma de Bouclier non pressurisé

Figure 3.12 : Les détonateurs électriques.

Figure 3.13 : Plan de tir séquentiel optimisé pour le tunnel de Chamoise.

Figure 3.14 : cycle de creusement à l'explosif et de soutènement primaire.

Figure 3.15 : Machine à attaque ponctuelle

Figure 3.16 : Schéma d'un tunnelier.

Figure 3.17 : les catégories des tunneliers.

Figure 3.18 : Chargeuse sur pneus, type « charge et roule ».

Figure 4.1 : Profile de cintre lourd.

Figure 4.2 : Dispositifs d'entretoisement de cintres lourds.

Figure 4.3 : Cintres coulissants.

Figure 4.4 : Plaques métalliques assemblées.

Figure 4.5 : Voussoirs universels.

Figure 4.6 : Les barres d'enfilages.

Figure 4.7 : Voûte parapluie emboîtée.

Figure 4.8 : Coup d'un tunnel montrant les tubes de la voute parapluie.

Figure 4.9 : Projection par voie sèche.

Figure 4.10 : Projection par voie humide.

Figure 4.11 : Boulon à fente et coin.

Figure 4.12 : Boulon à coquille d'expansion.

Figure 4.13 : Boulon à ancrage réparti.

Figure 4.14 : Mise en place d'un boulon cimenté.

Figure 4.15 : Mise en place d'un boulon à la résine.

Figure 4.16 : Les boulons à friction.

Figure 4.17 : Illustration graphique des paramètres de caractérisation du RMR (Bieniawski).

Figure 4.18 : Le support de revêtement. Entrée de tunnel T2/ COSIDER M26.

Figure 5.1. Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation.

Figure 5.2. Schéma des hypothèses d'évaluation des charges verticales selon TERZAGHI.

Figure 5.3. Hypothèses de la théorie des poids des terres.

Figure 5.4. Hypothèses de la théorie de BIERBAÛMER.

Figure 5.5. Hypothèses de la théorie de PROTODIAKONOV.

Figure 5.6. Hypothèses de TARZAGHI pour l'évaluation des charges horizontales.

Figure 5.7. Théorème de COULOMB – RANKINE.

Figure 5.8. Hypothèses de l'expérience soviétique.

Figure 5.9. Les charges agissant sur le radier selon TERZAGHI

Figure 5.10. Les charges sous le radier selon TSIMBARIEVITCH.

Figure 5.11. Les pressions sous le radier.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale.

La wilaya de DJELFA située dans le centre d'Algérie plus proche de nord qui contient une densité importantes de la population Algérien, elle considérée comme un pont assurant le lien entre le nord et le sud du pays. Plus, la Wilaya a une population estimée à 1.4 Million habitants. La commune du chef-lieu compte-là elle seule une population de l'ordre de 300 mille habitants.

L'un des facteurs principaux affectant le développement des régions du sud d'Algérie est le transport, et parmi les principaux projets qu'assurent le transport entre le nord et le sud d'Algérie il y a l'autoroute nord-sud d'Algérie et la ligne ferroviaire reliant Boughazole (Wilaya de Média) à Djelfa.

La ligne ferroviaire est une alternative pour résoudre le problème du transport entre les régions très éloignées, et pour relier les villes entre eux, Son projet consomme plus de budget dans la réalisation, mais il amorti avec la durée de vie estimée à plus de 100 ans.

Cette ligne fait face comme tous les autres lignes ferroviaires au problème naturel des dénivellations.

Cependant, les études technico-économiques ont montré que la construction des tunnels sous les montagnes présente la meilleure solution du problème.

L'objet de notre travail portera donc sur le creusement et l'évaluation des pressions de terrain d'un tunnel souterrain appartenant au projet de la ligne ferroviaire Boughazole/Djelfa.

Notre mémoire est répartie en six chapitres sont les suivantes :

Chapitre 1 : Géométrie de l'ouvrage.

Chapitre 2 : Les conditions géologiques et géotechniques.

Chapitre 3 : Excavation du tunnel.

Chapitre 4 : Le soutènement provisoire.

Chapitre 5 : Evaluation des pressions de terrain.

Chapitre 6 : Application numérique d'évaluation des pressions de terrain.

CHAPITRE 1 : GEOMETRIE DE L'OUVRAGE

1.1. Introduction.

Le développement économique et l'augmentation du nombre d'habitants de la région semi-aride au centre d'Algérie (Djelfa, Laghouat) imposent la réalisation du transport ferroviaire de 140 km de longueur entre Djelfa et Boughezoul (Médéa).

D'autre part, il y a un besoin pour relier les complexes de production du gaz naturel (Hassi r'mel) qui exploitent le grand gisement du gaz naturel d'Afrique avec le nord du pays.

1.2. Présentation de l'entreprise.

Group Cosider Travaux Publics est une entreprise de réalisation des grands travaux (Canalisations, autoroutes, infrastructures sociales, barrages, exploitation des carrières d'agrégats et pose de voies ferrées). Elle s'est imposée comme leader incontesté du BTPH sur le marché Algérien en capitalisant une expérience de plus de 35 années.

Sous forme de société d'économie mixte, Cosider a été créé le 1^{er} janvier 1979 par la société nationale de sidérurgie (S.N.S) et le groupe Danois Christiani et Nielsen.

Avec une évaluation continue, par croissance interne, a fait du Cosider le plus grand Groupe Algérien de B.T.P.H. Aujourd'hui, Cosider Groupe SPA, il est organisé en un groupe de sociétés détenant 100% du capital de huit (08) filiales.

Le Groupe maintenant occupe la première place du BTPH en Algérie et la onzième en Afrique.

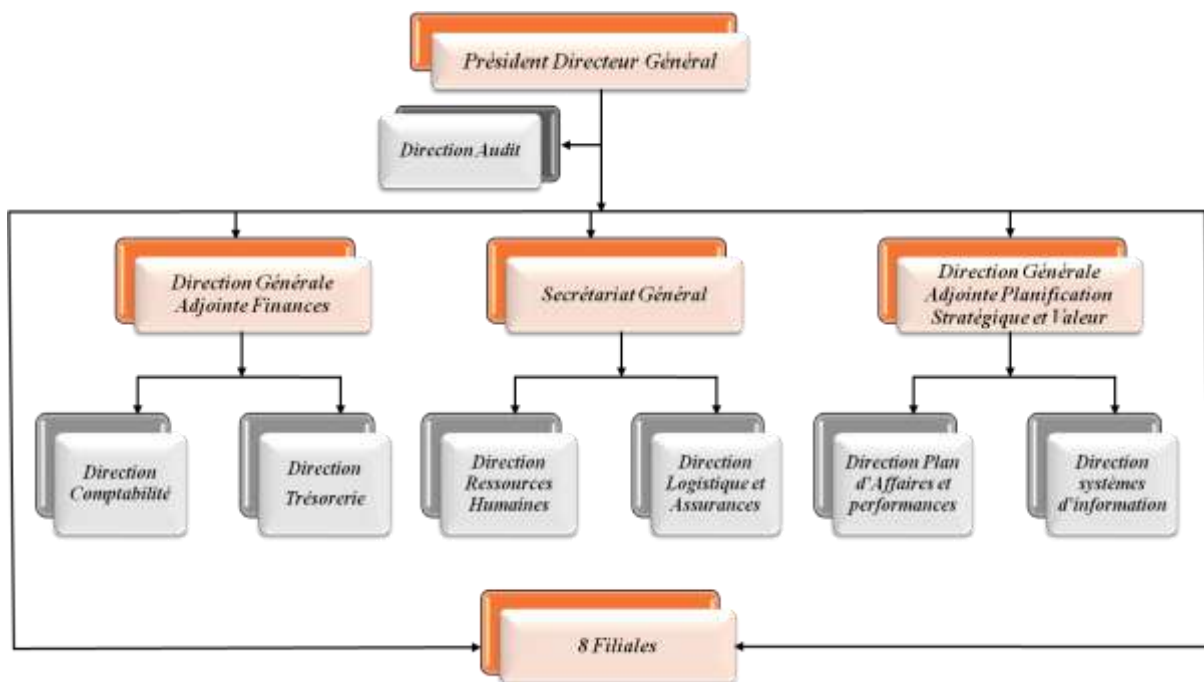


Figure 1.1 : Schéma de l'organisation de Cosider Travaux public.

1.3. Historique de chemin de fer en Algérie.

Le réseau des chemins de fer algérien est aujourd'hui parmi les plus modernes d'Afrique. Il fait son apparition à la fin du XIXe siècle. Il sert au transport des voyageurs et de marchandises. L'ambition des pouvoirs publics est de connecter toutes les villes d'Algérie entre elles par le réseau ferroviaire.

L'histoire de ces chemins de fer commence durant la période coloniale sous le Décret de (Napoléon III) du 8 Avril 1857 qui oblige la construction de 1357 km des chemins de fer, le programme prévoyait, au départ, de Constantine à Alger et ensuite vers Oran, Le premier chantier de la construction, démarré le 12 décembre 1859, porte sur la construction de la ligne Alger-Blida dans la Mitidja.

Les travaux de construction sont également continus pour relier Oran à Sig ainsi qu'une liaison avec le port de Philippeville et avec Constantine. Avec un objective de 1 357 km.

Le 18 juillet 1879 une nouvelle campagne d'investissement est lancé à l'échelon national pour renforcer les lignes "d'intérêt général" avec comme objectif d'ajouter 1747 km au réseau existant.

Dans les 30 ans qui suivirent, 2 035 km de ligne chemin de fer vont s'ajouter au réseau. Et Entre 1907 et 1946 une 3ème campagne d'investissement ajoute 1 614 km au réseau.

À la fin de la Seconde Guerre Mondiale, le réseau ferroviaire Algérien s'étend sur plus de 5000 km.



Figure 1.2 : Situation des lignes ferroviaire dans l'Algérie en 1942.

La construction se poursuit depuis l’indépendance du pays. À l’année 1990, la SNTF exploite un réseau de 3 500 km.

En 2005, l’agence nationale d’études et de suivi de la réalisation des investissements ferroviaires (ANESRIF) est créée pour gérer un nouveau programme d’investissement public avec l’objectif de porter le réseau à 12 500 km en 2025. Voir la figure 1.3.

En 2010, 315 km des nouvelles voies sont ouvertes (Bordj Bou Arreridj à M’Sila, Aïn Touta à M’Sila, nouvelle ligne de Béchar).

En 2015 sur un programme de 2 300 km des nouvelles lignes, 1 324 km sont en travaux dont la majeure partie concerne la partie ouest des pays.

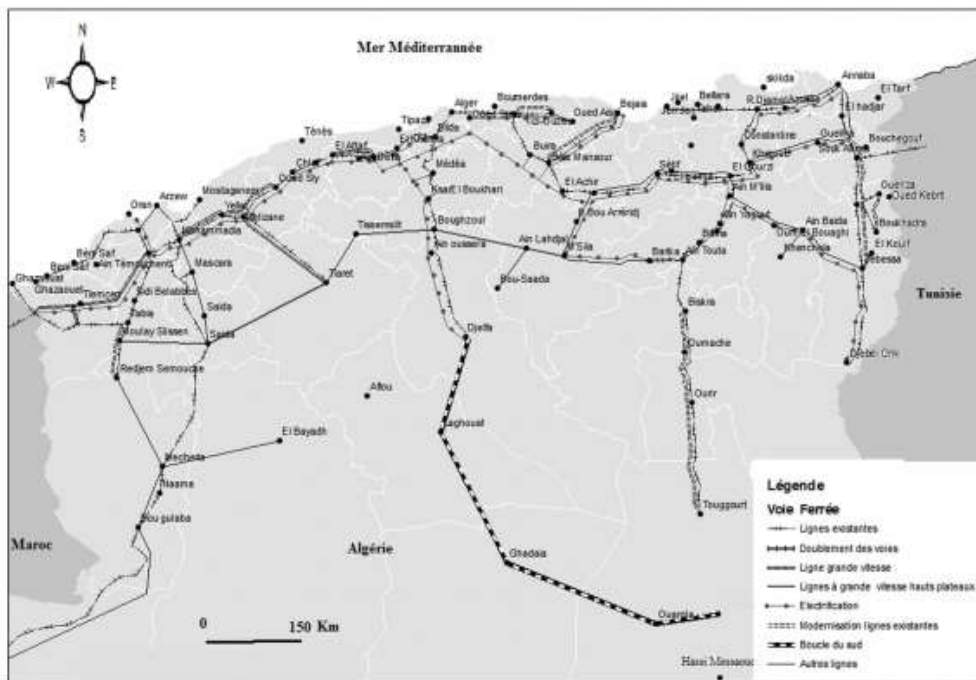


Figure 1.3 : Carte des réseaux ferroviaires d’Algérie horizon 2025.

1.4. Présentation du projet.

L’objet du Cosider travaux public M26 est de réaliser trois tunnels ferroviaires inscrits sous le projet de la nouvelle ligne électrifiée tronçon N° 2 Boughazoule/Djelfa.

Tableau 1.1 : Les coordonnées UTM des entrées des trois tunnels de Cosider TP M 26 projet.

Ouvrage d’art	Longueur total (m)	X	Y	Z(m)
Tunnel 1	620	517 920	3844150	1400
Tunnel 2	813	519 640	3836423	1400
Tunnel 3	750	524 130	3841990	1400

Le tunnel « T3 » de longueur 750 m se localise au nord-est de la ville Djelfa environ 5 km. Il traverse le flanc sud de synclinal de Djelfa qui appartient aux montes Ouleds Naïls situées sur l'Atlas saharien.



Figure 1.4 : Localisation des trois tunnels à côté de la ville Djelfa.

1.5. Classification des Tunnels :

Depuis antiquité l'homme a reconnu le creusement des tunnels pour différentes objectifs, encouragé par la nécessité des réalisations d'ouvrage caché ou souterrain et encore encouragé par l'avancement technologique ; en particulier les tunneliers il a revint de creuser des dizaines de kilomètres sous les montagnes.

Parmi les plus longs tunnels au monde en site les suivantes :

Tableau 1.2 : Les plus longs tunnels au monde.[24]

Nom	Longueur (km)	Années
Tunnel de base du Saint-Gothard, Suisse	57,1	2016
Tunnel du Seikan , Japon	53,9	1988
Tunnel sous la Manche, France / Grande-Bretagne	50,5	1991
Tunnel Yulhyeon, Corée du Sud	50,3	2015
Tunnel de base du Lötschberg, Suisse	34,6	2004
Tunnel de Guanjiao, Chine	32,65	2005
Guadarrama, Espagne	28,4	2007
Tunnel de Taihang, Chine	27,8	2007
Hakkôda, Japon	26,45	2010
Iwate-Ichihime , Japon	25.8	2002

On peut classer les tunnels selon la forme ou la fonction :

- a) La forme :
 - ✓ Circulaire pleine ou tronquée
 - ✓ Elliptique pleine ou tronquée
 - ✓ Parabolique pleine ou tronquée
 - ✓ Courbe quelconque à plusieurs centres :
 - ✓ Rectangulaire
 - ✓ Complexe
- b) La fonction :
 - ✓ Tunnel routier
 - ✓ Tunnel ferroviaire
 - ✓ Tunnel mixte
 - ✓ Tunnel pour transport de matériaux et de produits divers
 - ✓ Émissaires d'évacuation d'eaux usées
 - ✓ Conduite en charge

1.6. Profil en travers.

1.6.1. Section utile

La section utile d'un tunnel ferroviaire dépend des plusieurs facteurs et, en premier lieu, du gabarit du matériel roulant appelé à circuler sur la ligne.

On distingue en général le contour de référence et le gabarit limite des obstacles.

Le contour de référence tient garde la distance de sécurité et du sur profil nécessaire dans le cas des voies en courbe et en dévers.

Un autre facteur intervient sur les lignes où doivent circuler des trains à grande vitesse, c'est la notion du volume minimal d'air à réserver autour du gabarit pour limiter les effets du pistonnement qui nuisent à la fois au confort des passagers et augmentent les dépenses en énergie de traction. Dans les tunnels à double voie, on a adopté des sections utiles de 55 à 77 m² suivant que la vitesse prévue était de 200 ou 270 km/h.

De plus, d'autres critères peuvent intervenir dans le choix de la section et, en particulier, le profil excavés.

La définition géométrique du profil en travers excavé résulte de la recherche de la forme optimale permettant de satisfaire les exigences relatives :

Aux conditions de stabilité imposées par la qualité géomécanique du terrain encaissant c.-à-d. dans un terrain très déformable ou soumis à des contraintes importantes (faible valeur du module de déformabilité, très importante épaisseur de couverture, terrain gonflant, charge d'eau importante, etc...) Il sera recherché la forme la plus circulaire possible.

Alors que dans un terrain où l'excavation au rocher est autostable, il pourra être adopté un profil en travers en voûte surbaissée à plusieurs rayons.

L'emploi d'un tunnelier implique un profil circulaire mais dans le cas de tranchées couvertes réalisées depuis la surface, le profil en travers est quasiment toujours rectangulaire.

Les variations longitudinales de lithologie et de qualité mécanique des matériaux encaissants peuvent conduire à des changements de méthode ou de section d'excavation (ou des deux en même temps) au cours de l'avancement.

Un profil en travers d'un tunnel en réalisation, indique la présence des trois (03) sections dans le front de taille :

- ✓ **La calotte** : la partie haute de la voûte ;
- ✓ **Le stross** : partie inférieure d'un tunnel dans l'excavation par demi-sections (section inférieure) ;
- ✓ **Le radier contre voûté** : construction très ferrillée, agit véritablement comme une voûte de tunnel : il clave le profil et permet de fermer la section pour bénéficier au maximum de l'effet de voûte.

Ces trois sections, suivant le plan d'excavation, ne sont pas réalisées en même temps. La *Nouvelle Méthode Autrichienne* (NATM) impose un certain avancement de la réalisation de la calotte par rapport aux autres sections.

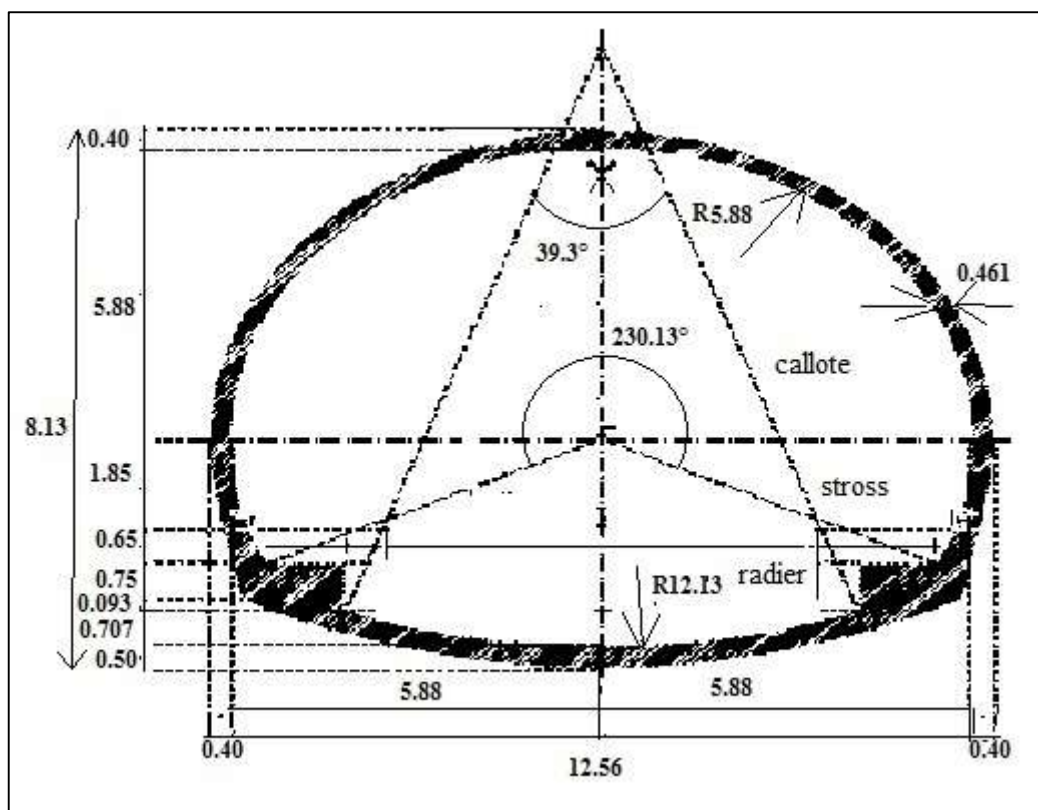


Figure 1.5 : Profil en travers du tunnel T3.

1.6.2 Gabarit ferroviaire. [14]

En ce qui concerne la voie dite « à écartement normal » (1435 mm), le premier gabarit international fut adopté en 1914 par la convention de Berne. Il est connu sous le nom de gabarit passe-partout international (PPI). Sa largeur est de 3,150 m, sa hauteur de 4,280 m au-dessus de la surface du rail. Tout véhicule ferroviaire respectant le gabarit PPI est apte à circuler sur toutes les voies normales européennes. Par la suite, l'Union internationale des chemins de fer (UIC) a codifié à plusieurs reprises le concept de gabarit et a défini les quatre gabarits actuellement en vigueur au niveau international.

- ✓ Le gabarit international (PPI), qui est le plus petit commun dénominateur ;
- ✓ Le gabarit GA ; c'est le gabarit de base du réseau ferré français ;

- ✓ Le gabarit GB ; gabarit disponible sur certaines lignes ;
- ✓ Le gabarit GC ; ce dernier est conseillé pour les nouvelles lignes grande vitesse en Europe.

En outre, un gabarit GB+ a été défini pour permettre le transport de certain conteneurs de grandes dimensions.

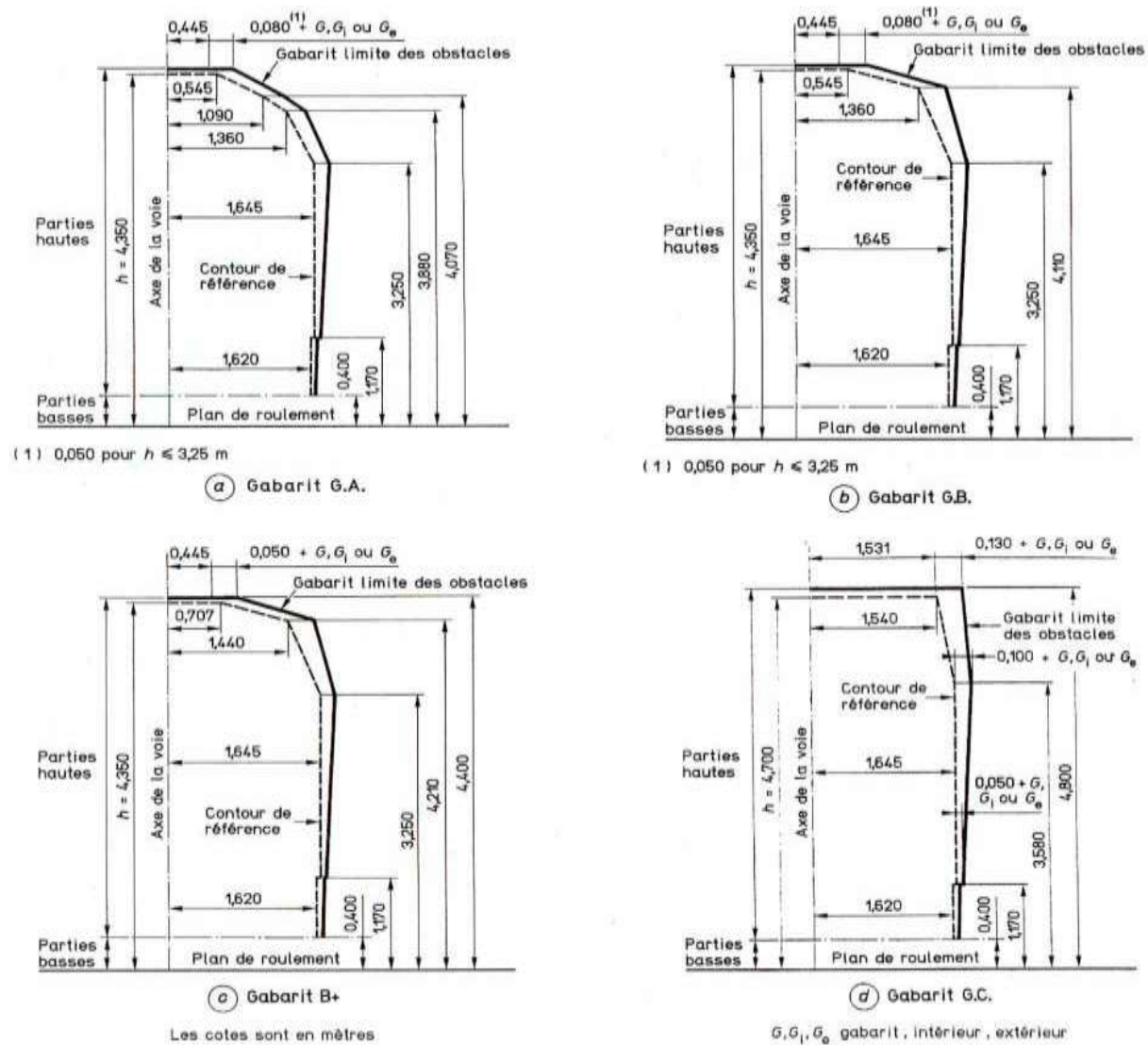


Figure 1.6 : Les gabarits de L'UIC.

Ces gabarits ont tous la même largeur 3 150 mm (figure 1.6), ils ne diffèrent que dans les parties hautes, 4,320 m pour les GA et GB, 4,65 m pour le GC. La différence entre les gabarits GA, GB et GB+ se trouve au niveau de la « corne », c'est-à-dire au raccordement de la rive (limite verticale) et du ciel (limite horizontale haute). Élargir cette corne permet de passer des conteneurs ou des caisses de camions plus larges ou plus hauts.

❖ Entraxe des voies

Dans le cas d'ouvrage à deux voies, l'entraxe entre chaque voie est de 4,20m minimum

❖ Gabarit des trottoirs

Les trottoirs latéraux devront respecter un emmarchement inférieur à 0,40m dans le plan vertical et avoir une largeur de 0,70m libre de tout obstacle sur une hauteur de 2,00m.

1.7. Tracé en plan :

Sur les lignes anciennes, il existe en zone montagneuse des pentes pouvant atteindre 43 ‰ à l'air libre et 34 ‰ en tunnel ; La réduction s'explique par la diminution d'adhérence due à l'atmosphère plus humide des souterrains. Sur les lignes récentes, on s'efforce, à l'air libre ou en souterrain, de ne pas dépasser le seuil de 12 ‰ pour le transport de marchandise et le ferroutage. Sur les lignes à grande vitesse, on pourrait admettre des pentes jusqu'à 35 ‰, mais on se limite en général à 25 ‰ (cas du TGV Atlantique).

Quant au tracé sur le plan, les rayons minimaux imposés dépendent de la vitesse des convois : de 2 000 m dans les tronçons de ligne où la vitesse est limitée à 100 km/h, à 6 000 m sur les lignes à grande vitesse (300 km/h).

De plus, le tracé en plan est conditionné par :

- ✓ La nature des terrains à traverser ;
- ✓ L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités ;
- ✓ L'activité sismique de la région du tracé ;
- ✓ La densité de la vie urbaine et des infrastructures dans la zone du tracé ;
- ✓ Les coûts de construction.

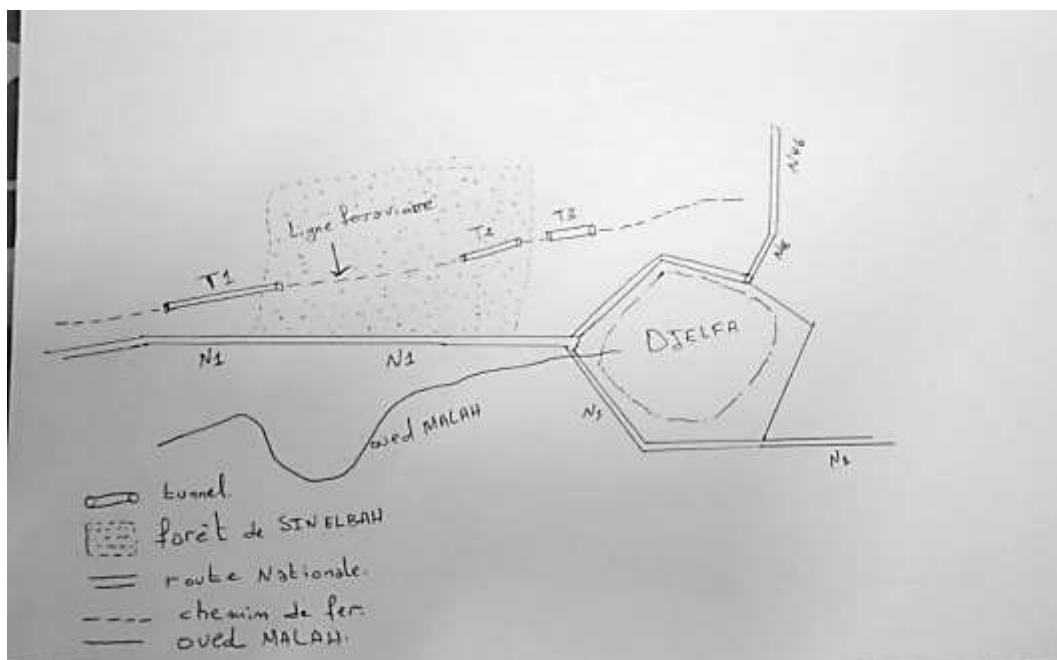


Figure 1.7 : Tracé en plan du Tunnel T3.

1.8. Profil en long : [18]

Le profile en long du tunnel T3 est caractérisé par deux dépression de couverture, la premier dépression de longueur de 97 m localisé à côté de l'entrée du tunnel et puis la deuxième est de 66 m.

La couverture maximale est de 26 m à coté de sortie vers la direction sud (Djelfa).

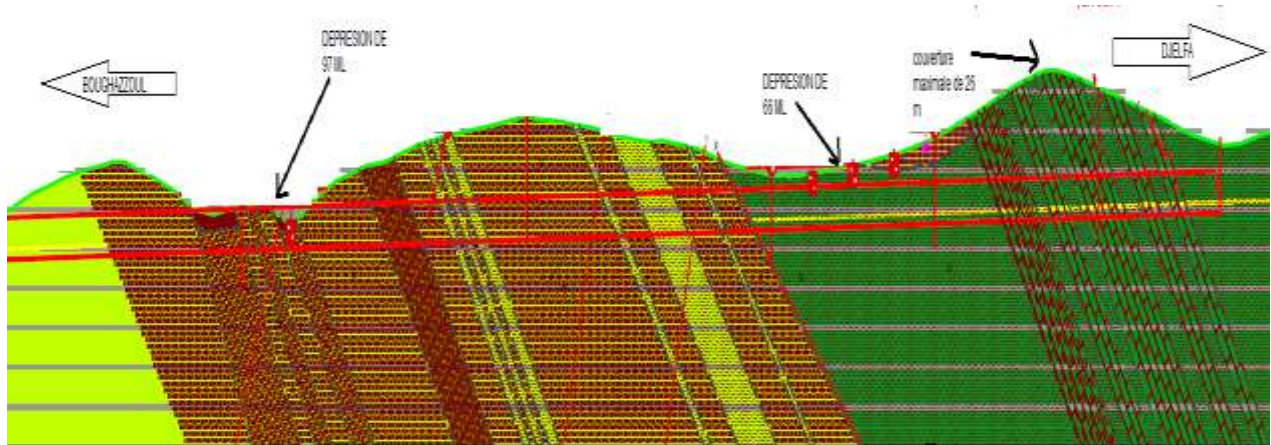


Figure 1.8 : Profil en long du tunnel T3.

1.9. Conclusion :

La réalisation des tunnels reste le moyen le plus fiable pour l'exécution de la pose du chemin de fer sous les montagnes et les chaînes très accidentés aux pentes défavorables.

Le tracé en plan de tunnel dépend de plusieurs facteurs (cout, densité de vie urbaine, ...) et de nature de terrain traversé et aussi des conditions géologiques de la région.

*CHAPITRE 2 : LES
CONDITIONS
GÉOLOGIQUES ET
GÉOTECHNIQUES*

2.1. Introduction

La réponse du terrain au creusement d'un tunnel dépend en premier lieu de la nature géologique et des caractéristiques géomécanique du matériau encaissant, et des conditions hydrogéologiques, des méthodes d'exécution (excavation et soutènement), ainsi que de la profondeur de l'ouvrage.

Les conditions géologiques, hydrogéologiques, tectoniques, sismiques et géotechniques sont les facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Les études de ces conditions représentent 5 à 7 % du coût d'un ouvrage.

Les études géologiques et géotechniques ont pour but :

- ✓ Identification complète des terrains (lithologie, répartition des couches, caractérisation géomécanique) ;
- ✓ Identification de l'Hétérogénéités géologiques ;
- ✓ Déterminer les discontinuités du massif et les fissurations des roches ;
- ✓ Effet sur l'environnement et les déformations de surface.

Et en parallèle il y a les études hydrauliques qui doivent trouver l'emplacement des nappes si elles sont existées, la perméabilité et les cours d'eau ...etc.

2.2. Études Géologiques :

Les études géologiques doivent donner au concepteur du tunnel les éléments suivants :

- ✓ La géologie générale et régionale du tracé, histoire géologique et tectonique du site ;
- ✓ La structure du sol le long du tracé ;
- ✓ L'inventaire et localisation des accidents (failles et diaclases, zones fracturées,...)
- ✓ La description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, selon leurs qualités, selon leurs discontinuités.

2.2.1. Géologie générale de la wilaya de Djelfa :

2.2.1.1. Situation géographique.

Considérée comme la porte du Sahara, la wilaya de Djelfa occupe une place stratégique dans la relation entre le Nord et le Sud. Située à 300 kilomètres au Sud de la capitale.

Au 31/12/2011, la Wilaya comptait une population estimée à 1.205.357 habitants. La commune du chef-lieu de Wilaya compte une population de l'ordre de 341.248 habitants représentant 28.31% de la population totale c'est pourquoi elle nécessite ligne de transport ferroviaire. En outre, Le climat de la Wilaya de Djelfa est nettement semi-aride à aride avec une nuance continentale. En effet, le climat est semi-aride dans les zones situées dans les parties du Centre et du Nord de la Wilaya avec une moyenne de 200 mm à 350 mm d'eau de pluie par an, notamment au site de réalisation du projet au nord de la wilaya.

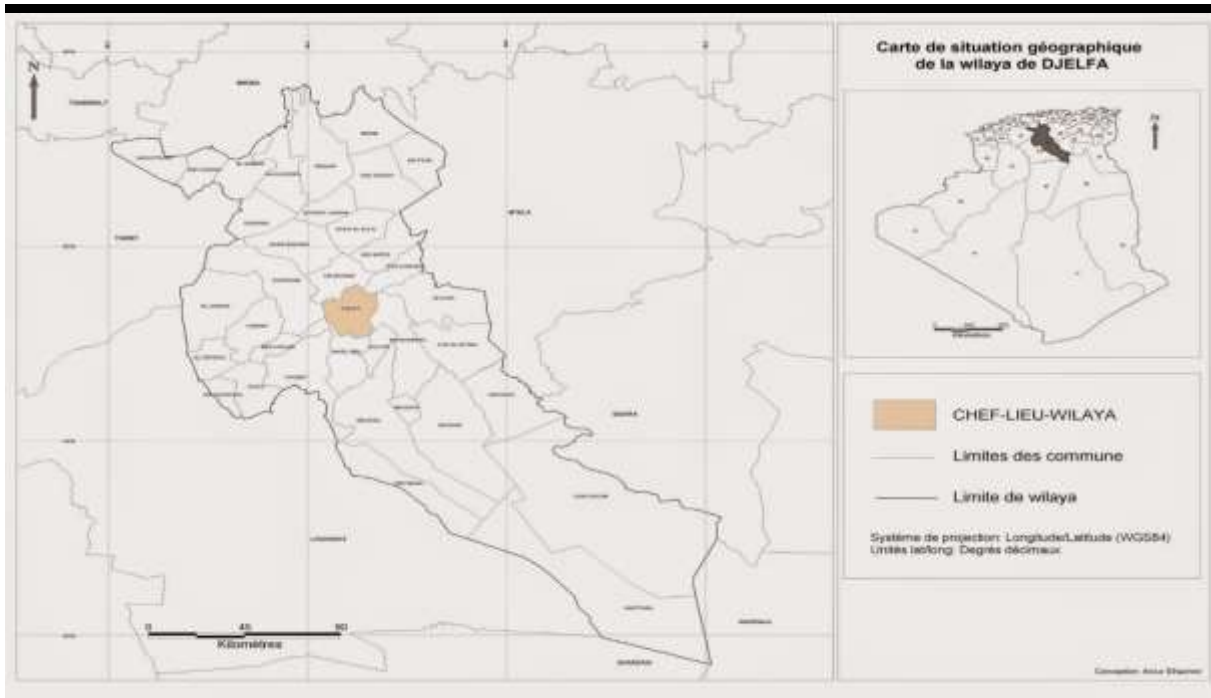


Figure 2.1 : Situation géographique de la wilaya de Djelfa.

2.2.1.2. Cadre morphologique de la wilaya de Djelfa.

La région de la wilaya de Djelfa s'intègre dans deux vastes compartiments topographiquement parallèles, représentés par Djebel Senalba et les deux Djebels Djellal Gharbi et Chergui. Ils sont orientés Sud-Ouest et Nord Est. Ces deux parties sont parfaitement distinctes par des limites bien marquées et des dénivellements assez accusés.

Le Djebel Senalba suit un tracé rectiligne. Il s'élève entre 1400 et 1600 m d'altitude et sur le bord Sud de la dépression de grand bassin des Zahrezs, La dépression est formée de petites plaines dont l'altitude varie entre 1100 mètres et 1300 mètres, les plaines les plus importantes sont celles de Maalba et de Mouilah à l'Est de la ville de Djelfa.

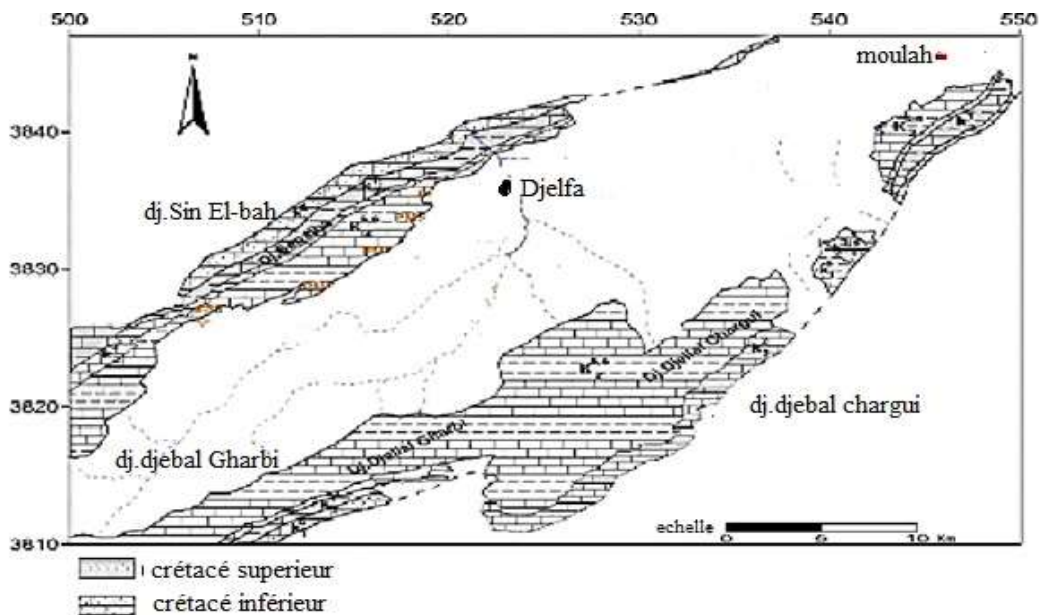


Figure 2.2 : Les unités structurales de la région d'étude.

2.2.1.3. Cadre géologique : [1]

Le synclinal de Djelfa fait partie des monts d'Ouleds Naïls qui forment la partie centrale de l'Atlas Saharien, qui est d'orientation Sud-Ouest - Nord Est.

En se basant sur les anciens travaux géologiques régionaux de nombreux géologues chercheurs tels que : G.CORNET (1952), A.CAIRE (1967), POUGET(1980), J.TRAYSSAC (1981) etc.

Le synclinal de Djelfa est constitué d'un matériel de nature continentale d'âge, Trias, Crétacée, Tertiaire et Quaternaire, plissé au cours des phases orogéniques Tertiaires.

2.2.1.4. Description lithologique des formations. [1]

La série stratigraphique de la région de Djelfa se présente de bas en haut comme suit

- ❖ **TRIAS** : Le Trias ne se trouve en surface que dans quelques diapirs, c'est-à-dire dans des endroits où il a remonté à travers les couches qui l'avaient recouvert, où se trouve en contact anormal avec les couches plus récentes.

Le plus important de ces diapirs est le « Rocher de sel », situé à une vingtaine de Kilomètres au Nord de la ville de Djelfa, il existe également d'autres affleurements triasiques visibles le long de la route (Alger-Djelfa, RN°01) à l'entrée de la ville de Djelfa,

- ❖ **CRETACE** :

- ✓ **Néocomien**. Il affleure et forme les reliefs du Kef-Haouas et Djebel Aissa qui sont situées au Nord à proximité de Djebel Senalba. Il est représenté par des argiles gréseuses, sur lesquelles reposent des bancs décamétriques de calcaires dolomitiques, riches en polypiers diaclasés avec des figures de dissolution en surface. Vers le sommet on trouve des calcaires gréseux, des calcaires à térébratules. L'ensemble atteint une épaisseur de 800 m.
- ✓ **Barrémien** : Ces formations affleurent au Kef-Haouas et dans l'Est de la carte, avec des épaisseurs allant jusqu'à 1500m à l'Ouest et plus de 2000m à l'Est. Ces formations sont représentées par de dépôts continentaux où nous y trouvons des alternances de grès et d'argiles gréseuses rouges. Les grès sont durs à stratifications entrecroisées, constitués de grains fins très consolidés. Vers la partie sommitale, les bancs de grès sont moins épais (de l'ordre métrique). Les diaclases sont fréquentes et conformement à la direction des failles.
- ✓ **Aptien** : L'Aptien forme une bande étroite, continue bien visible dans les deux flancs, Nord et Sud, parfois il est discontinue quand il est caché par le quaternaire. (Rapport ANRH 1999).

Concernant la lithologie, l'Aptien Il est formé de calcaires à orbitolines plus ou moins durs, de couleur beige à patine jaune légèrement verdâtre, et des marnes verdâtres à grisâtres. Les marnes sont plus dominantes que les calcaires, parfois on rencontre des bans de calcaires fins argileux ou gréseux avec une épaisseur de 50 m au niveau de Djebel Djellal Chargui et Senalba. L'ensemble atteint une épaisseur de 200 m.

- ✓ **Albien** : Les formations de l'Albien sont affleures tout autour du synclinal. Sa partie inférieure est formée de grés massifs fins de couleur rouge, parfois blanc pâle tacheté de points noirs. Les grés sont intercalés par des passées d'argiles grisâtres. L'épaisseur est de 400 m en moyenne.

Sa partie supérieure est constituée de calcaires et marnes en alternance, avec une épaisseur d'environ 200 m.

- ✓ **Cénomaniens** : Ces formations sont bien représentées dans la partie Nord au niveau de Djebel Senalba, avec une épaisseur moyenne 350m. Cette série est formée essentiellement par des marnes jaunes à jaunes verdâtres avec parfois des argiles jaunâtres, dans la partie sommitale, on y trouve aussi des intercalations de bancs calcaires, peu épais.

Ces formations affleurent tout autour du synclinal, avec une épaisseur moyenne 400m. Cette série est formée dans la partie sommitale de calcaires durs de couleur blanche claire ou grisâtre, très diaclasés et fissurés avec des figures de dissolution.

Vers la partie médiane, on rencontre un ensemble marneux gris verdâtre, fossilifère avec des intercalations des niveaux de calcaires organiques. Cet étage s'achève par des calcaires en plaquettes et des gypses.

- ✓ **Sénonien** : Nous rencontrons ces formations sur les bordures et sous les affleurements Mio-pliocène et du Quaternaire. C'est essentiellement une alternance plus ou moins régulière de marnes, de calcaires dolomitiques, de calcaires blanc diaclasés à inocérames (de couleur jaunâtre à gris) et de lentilles de gypse qui sont fréquentes dans la partie sommitale. Il admet une épaisseur comprise entre 800 et 1000m.

❖ NEOGENE :

- ✓ **Mio-Pliocène** : Il est bien représenté, au centre, au Nord, à l'Est, au Sud et à l'Ouest de la carte. Il est constitué de marnes, argiles rouges à jaunes verdâtres, de bancs de calcaires peu épais, de conglomérats à éléments calcaires et de gypse.
- ✓ **Quaternaires** : Les formations quaternaires reposent en discordance sur les formations crétacées. Elles sont représentées par :
 - Des conglomérats à galets parfois ferrugineuses, surmontés généralement par une croûte calcaire parsemée de galets (quaternaire ancien).
 - Des dépôts conglomératiques souvent très hétérométriques cimentés par un calcaire blanc ou rosé, couverts par une croûte calcaire (Quaternaire moyen).
 - Des limons et des galets (Quaternaire récent) occupant les zones déprimées.

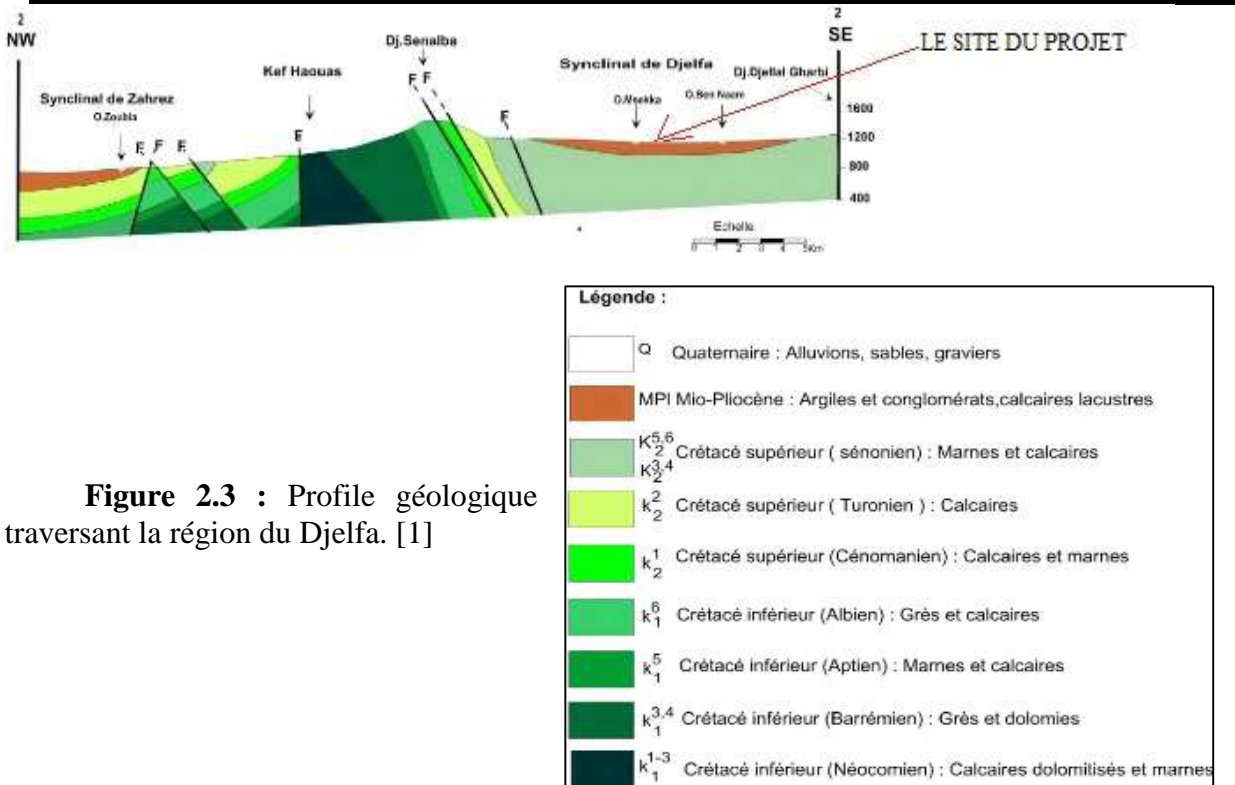


Figure 2.3 : Profile géologique traversant la région du Djelfa. [1]

2.2.2. Géologie régionale du tracé. [18]

Le tunnel « T3 » traverse le flanc sud de synclinal de Djelfa situé sur l'Atlas saharien. Ces terrains (relief) prospectés présentent une topographie assez vallonnée avec des pentes relativement douces.

Les formations géologiques traversent par le tracé du tunnel peut être résumé en une seule unité ou date géologique : des formations de crétacé moyenne.

Le crétacé se manifeste par deux lithologies qui sont :

Cn : sont des calcaires avec intercalation des marnes

Ct : sont des grès et marnes argileuses carbonaté.

Toutefois il y a des dépôts récent (quaternaire récente) reposent sur ces formation de crétacé.



Figure 2.4 : Vue de ciel sur le tracé du tunnel T3 avant la réalisation.

2.2.3. Conditions géologique.

2.2.3.1. Moyens de reconnaissance géologique. [7]

Inventaire des données géologiques existantes : La collection des données et documents existants sur le massif étudié.

- ✓ Cartes géologique (150000, 125000) ;
- ✓ Photographie aériennes (115000) ;
- ✓ Documents climatiques et météorologiques ;
- ✓ Archives de construction d'ouvrages souterrains analogues ;

Levé géologique de surface : Le levé géologique doit comporter :

- ✓ Le levé des affleurements ;
- ✓ L'inventaire des éléments concernant la tectonique ;
- ✓ L'étude des discontinuités avec orientation et réparties sur un diagramme ;
- ✓ La description des accidents de surface : altérations, glissements et effondrement ;
- ✓ L'examen des sites des têtes et des accès.

- **Géophysique.** Les prospections géophysiques sont un complément habituel du levé géologique. Leurs résultats ne peuvent être qu'une image globale sur la prévision de l'épaisseur des zones altérées, la structure du massif, l'appréciation de la qualité du sol en profondeur, la détermination et la géométrie des accidents. Les méthodes les plus couramment employées dans le cadre du projet d'ouvrage souterrain sont la résistivité électrique et la sismique réfraction celle-ci que on utilise dans ce projet.
- **Téledétection :** Technique qui, par l'acquisition d'images, permet d'obtenir de l'information sur la surface de la Terre ou autre planète sans contact direct avec celle-ci.

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

- **Sondage :** Les informations tirées des sondages (en particulier des sondages carottés) sont les plus précieux car ils permettent de voir la roche et de prélever des échantillons. Ces informations permettent la confirmation des hypothèses concernant la structure du massif faites à partir du levé de surface et d'étalonnage de la géophysique.

Dans le cadre de investigation géologique sur le tracé du tunnel T3 ; La campagne d'investigation géologique et géotechnique a été débutée le mois de Juin et achevée le moi Novembre 2015, elle à effectuer 8 forages carottés dont l'un des deux on a placé des piézomètres, la profondeur des sondages est au maximum de 28 m avec un diamètre de 101 mm.

2.2.3.2. Les reconnaissances géologiques. [20]

En se basent sur les principes de la sismique réfraction, la campagne de reconnaissance a tracé six coupe géosismique sur le tracé de tunnel, voir la figure suivant.

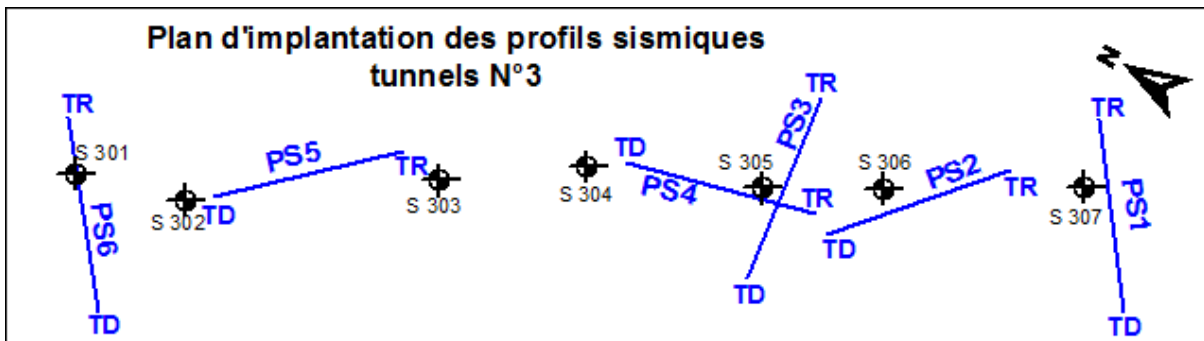


Figure 2.5 : Plan d'implantation des profils sismique avec les emplacements des sondages.

Les résultats obtenus pour l'un des six profils sismique PS03 de d'orientation W-E sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.1 : Résultats du profil sismique PS03.

Point de tir	V1 [m/s]	V2 [m/s]	V3 [m/s]	V4 [m/s]	H1 [m]	H2 [m]	H3 [m]
TD	330	1180	2590		0.6	13.2	
T6-7G	310	1540			1.7		
T6-7D	300	880	2500		1.2	5.4	
T12-13G	410	1540	5000		3.4	13.3	
T12-13D	500	1670	2500		3.7	6.9	
T18-19G	570	1730	5000		4.5	23.7	
T18-19D	570	2500			5.3		
TR	380	950	2000		1.0	5.2	

❖ *Interprétation des résultats :*

Cette coupe PS03 fait ressortir cinq gammes de vitesse distinctes, à savoir :

La première gamme correspond à la couche superficielle, est attribué aux limons et aux encroutements calcaires. Elle est mise en évidence avec une vitesse variant de 310 à 950 m/s dont l'épaisseur est comprise entre 0.6 et 6.2 mètres. L'épaisseur maximale est obtenue au voisinage du point de tir réverse (TR) avec une vitesse assez importante qui peut correspondre aux encroutements calcaires assez compacts.



Figure 2.6: Sismographe SUMMIT X STREAM Pro (DMT).

La deuxième couche est obtenue avec deux gammes de vitesses différentes la première localisée entre le TD et T6-7, tandis que la deuxième est localisée entre T6-7 et T18-19 :

La première dont la valeur moyenne est de 1170 m/s qui peuvent être attribuée la formation marneuse, est obtenue avec une épaisseur maximale de 13.2 m.

La seconde gamme est obtenue avec une vitesse comprise entre 1540 et 1730 m/s et qui peut être attribuée à la formation gréseuse.

La quatrième gamme qui représente la troisième couche est obtenue avec des valeurs de vitesse comprises entre 2000 et 2590 m/s, peut être attribuée aux formations de grès compacts et de marnes compacts.

La dernière gamme est mise en évidence entre les points de tirs TC et T18-19, avec des vitesses importantes de 5000 m/s, qui peuvent représenter la formation de grès sains.

L'interprétation des mesures géophysique (sismique réfraction) de profil PS03 se schématiser dans la coupe géosismique suivante :

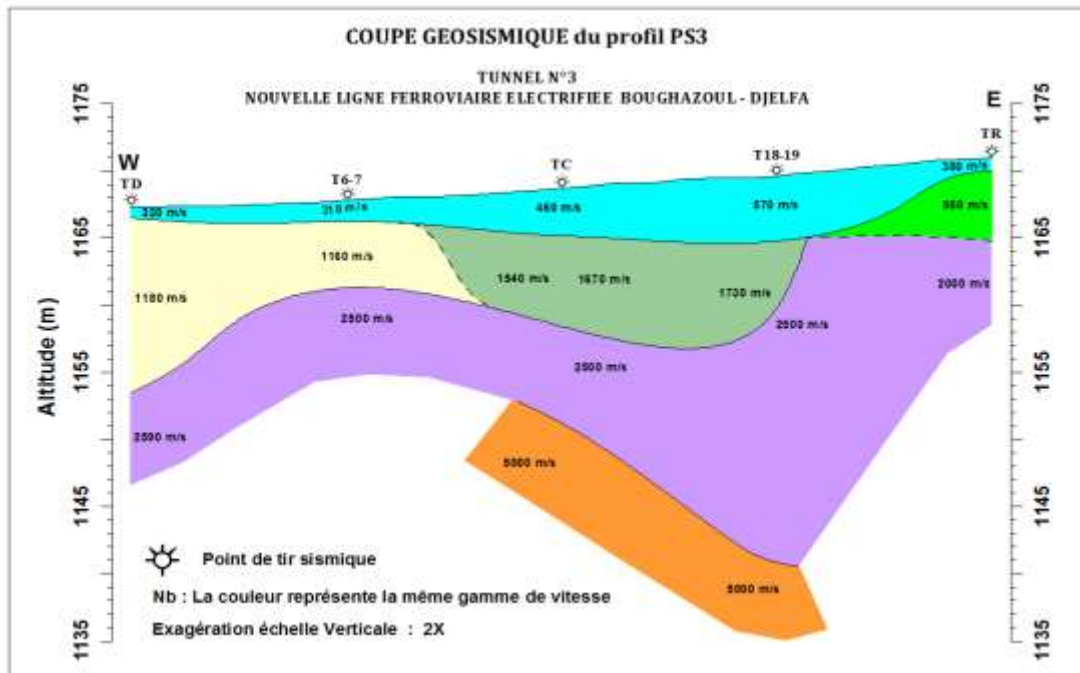


Figure 2.7 : Coupe géosismique du profil PS3. [20]

L'ensemble des unités lithologiques reconnues dans l'un de huit sondages carottés est présentée dans la table suivante.

Tableau 2.2 : Représentation d'un sondage carotté.

Sondage S 308 / T3				
Intervalles (m)		Description lithologique	R.Q.D (%)	Date Géologique
00	0.5	Colluvions, blog de grés et argiles sablonneuses	45 %	QUATERNAIRE RECENT
0.5	3.5	Grés dure à grain moyenne et à ciment carbonaté de couleur piège à blanchâtre compacts et à fracture sub-v verticale et oblique à passage argileux	45 %	
3.5	6		18 %	
6	9.5		6 %	
9.5	17	Grés très fracturés	8%	
17	21		5 %	

Remarque : Pert d'eau à partir de 4 m



Figure 2.8 : Photo des carottes du sondage S308/ T3.

2.2.4. Stratigraphie – Lithologie :

De l'entrée de tunnel 0 m jusque à 83 m les sols rencontrés sont des marnes et des Grés compact ocres-grisâtres. Ensuite de 83 m jusque à 180 m où se trouve la première dépression naturelle de terrain couverte le tunnel, ils sont des terrains de quaternaire récente constitués des argiles rougeâtres. Suivi par la troisième l'unité géologique de même date qui contient des marnes et des Grés compact ocres-grisâtres entre 180 m et 435 m de longueur 255 m.

De plus dans la quatrième unité géologique entre 435 m jusque à 590 m de longueur 155 m, les sols rencontrés sont des Marnes verdâtre à jaunâtre daté au crétacé moyenne. Dans cette unité la surface de couverture encore baisse qui donne la deuxième dépression naturelle de longueur 66 m.

Enfin à la sortie du tunnel les terrains anciens de crétacé moyenne sont manifestes par l'alternance des marnes et des calcaires à bivalves.

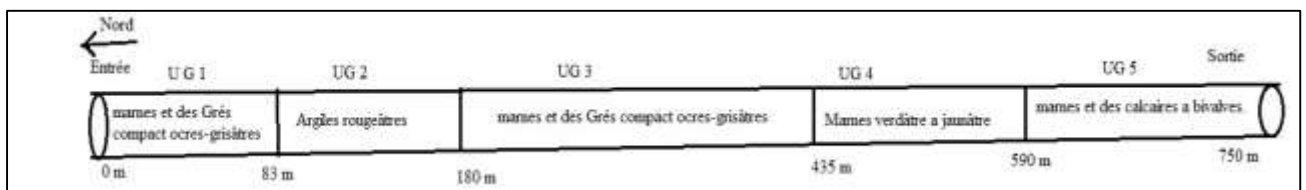


Figure 2.9 : Schéma de lithologie traversant par le tracé du tunnel.

En outre, il y a deux failles géologiques probables mais la faille identifiée est de pendage 62° travers la deuxième unité géologique qui contient des argiles rougeâtre.

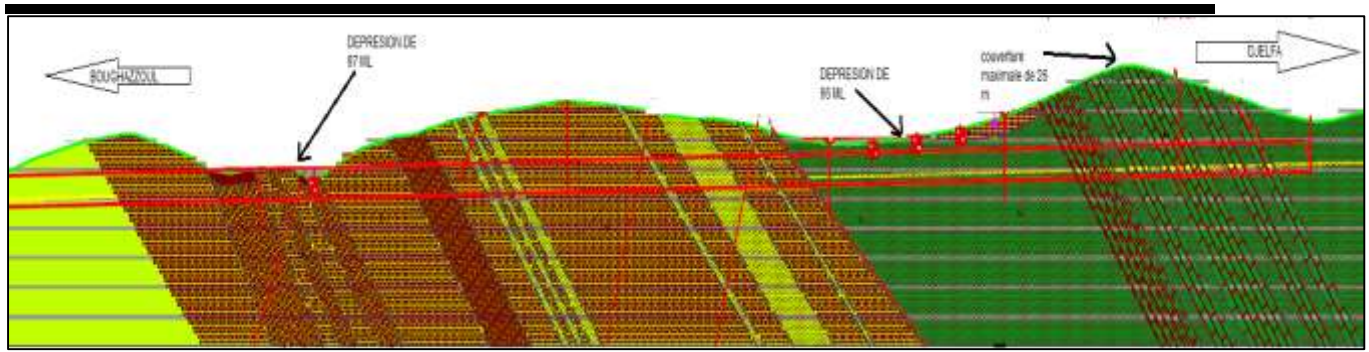
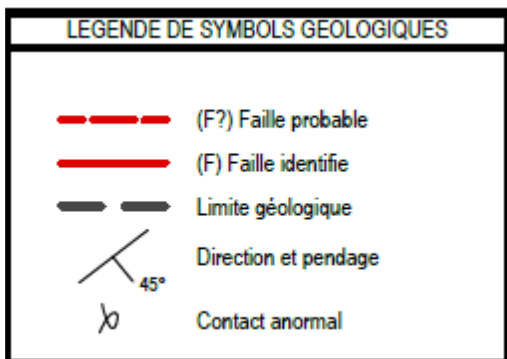


Figure 2.10 : Profil géologique de tunnel.

LEGENNDE :



2.2.5. Risques géologiques :

La zone étudiée dans la région de Djelfa est située dans la partie faiblement affectée par les mouvements de terrain (séismes) car elle est éloignée – environ 300 km -de la ligne d’affrontement séparant les deux grandes plaques tectoniques : Afrique/Eurasie, s’inscrivant dans la dynamique globale du globe terrestre, où l’Afrique tend à se rapprocher et s’insinuer sous l’Eurasie par un mouvement de subduction lent et continu.

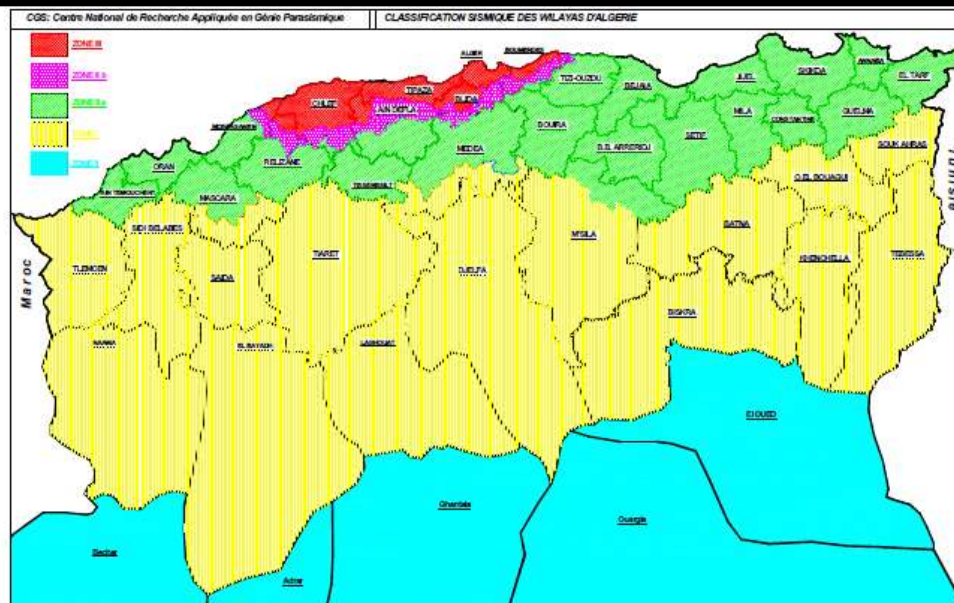


Figure 2.11 : Carte de zonage sismique du territoire national.

2.2.6. Condition tectonique de la région d'étude :

Toute cette région- Synclinal de Djelfa- marquée par un substratum sédimentaire hérité des transgressions marines du secondaire et du tertiaire, aurait connu vers la fin de l'Oligocène une phase d'orogénèse extrêmement active qui a entraîné la surrection de l'Atlas saharien. À la fin du Tertiaire, une phase d'érosion aboutit au façonnement des formes jurassiques et au comblement des dépressions par des dépôts continentaux. Au Villafranchien, il en résulte un ensemble homogène (vaste plaine) qui va constituer le cadre de processus morphogénétiques du Quaternaire avec des séquences d'érosion (POUGET, 1980).

2.3. Etudes Hydrogéologique.[7]

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 venue et ces types.
- ✓ Le régime hydraulique du secteur intéressé.
- ✓ La composition des eaux présentes.

Ces paramètres permettent de trouver 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...).

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

2.3.1. Moyens de reconnaissances hydrogéologiques.

a. 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, pompages,...)
- ✓ Inventaire des circulations souterraines.
- ✓ Documents climatiques et météorologiques.

b. Levé hydrogéologique de surface

Les synthèses des lèges hydrogéologiques figurent généralement sur le même document que les lèges géologiques, et ils peuvent comprendre :

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

c. 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

d. Géophysique.

La méthode de résistivité électrique peut servir pour la recherche des nappes, pour la recherche de la profondeur et de la continuité d'un horizon étanche (argileux ou marneux) sous une formation perméable (grès ...). L'interpolation des données électriques est délicate, elle doit être étalonnée par sondages.

2.3.2. Les conditions hydrogéologiques :

Avant tout la situation hydrologiques sur le long du tracé est caractérisée dans une vue global par la morphologie du terrain encaissant, ils sont des Grés compacts fins et moyens ocres, grisâtres et rougeâtres (oxyde) très fissuré, qui peu lissé l'eau de surface infiltré avec des débits d'eau important. D'abord, l'entreprise de l'investigation géologique et hydrogéologique a installé deux piézomètres dans les forages carottés.

Plus, Les Venues d'eau mesurer pour 10 m de tunnel sont inférieures à 10 litre par minute.

En suite les cours d'eau (Oueds), ils sont de type endoréique pour toute la région de la ville de Djelfa (Synclinal de Djelfa) en particulier de l'emplacement de l'ouvrage. Ils sont caractérisés par l'absence d'Oueds permanents qui sont à sec durant une grande partie de l'année (6-10 mois), des crues violentes et abondantes sont enregistrées durant les orages et les pluies d'hiver.

C'est pourquoi ils ré profilent les terrains naturels sous forme des talus et construisent des gabions (Figure 2.12.1 et 2.12.2), à objectif de stabiliser le remblai technique (ciment +tuf), de plus ils fondent des seuils en roche dans la ligne d'eau pour minimisera sa vitesse.

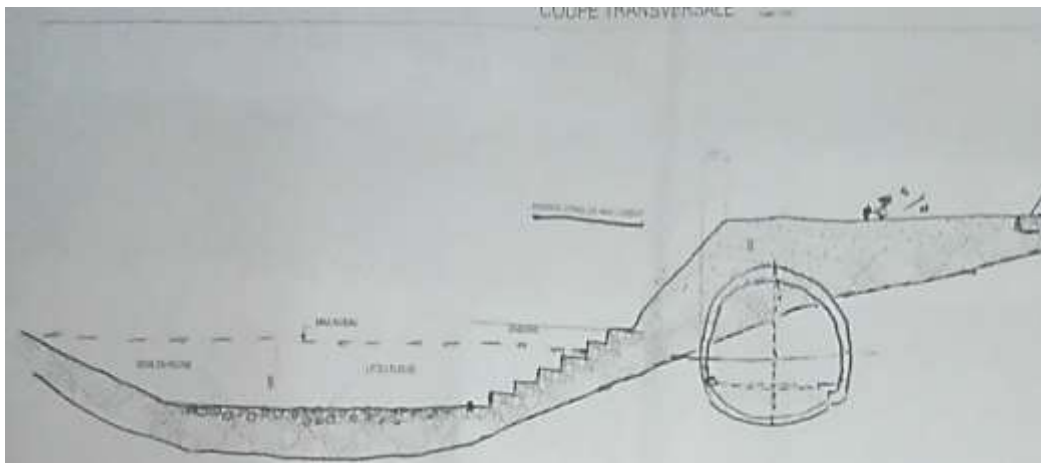


Figure 2.12.1 : Coup transversale montrent les gabions et le terrain stabilisé avec ciment.

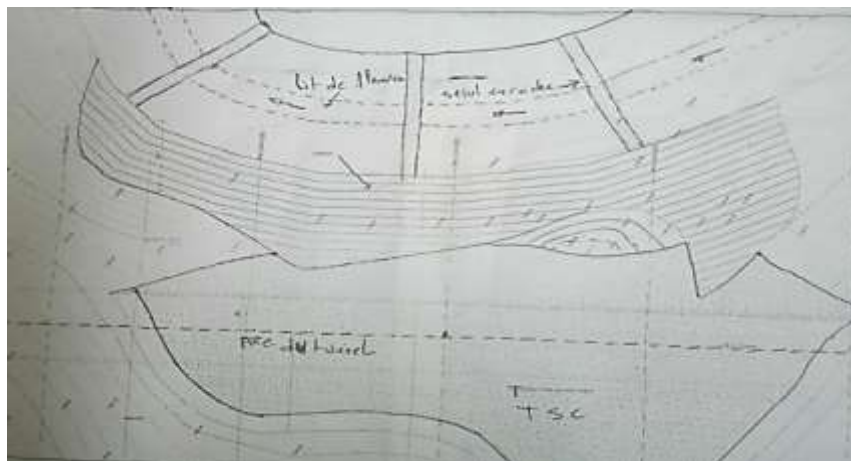


Figure 2.12.2 : Vue en plan de terrain stabilisé avec ciment.

On signale le cas de sondage S308, la nappe est localisée au niveau de 28 m à partir de surface. Enfin, les conditions hydrogéologique en vue de la construction des ouvrages doivent être supposées sèches, dû au fait que le niveau de la nappe se situe en dessous du ouvrage.

2.4. Études géotechniques : [07]

Les études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie. Elles doivent permettre de préciser la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de tunnel, enfin, de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

Ils ont pour but de révéler la présence de tout facteur géotechnique 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 le collectage 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 des sols ou de celui des roches.

2.4.1. Moyens de reconnaissances géotechniques

2.4.1.1. Sondage et essais in situ.

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.
- ✓ l'essai pressiométrique permet de définir trois caractéristiques fondamentales, à savoir le module de déformation, la pression de fluage et la pression limite.

2.4.1.2. Essais de laboratoire.

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

Cas des sols :

Essais d'identification : masse volumique, teneur en eau naturelle, indice des vides, limites d'Atterberg, granulométrie, identification minéralogique. Pour déterminer les caractéristiques mécaniques des sols et calculer la déformation de la surface : essais de cisaillement à la boîte, essais triaxiaux, essais œdométriques, essais de compression simple...etc.

Cas des roches :

- ✓ 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, œdométriques, 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 géotechniques.

2.4.1.3. Galerie de reconnaissance.

Il s'agit d'une technique beaucoup plus coûteuse qui n'est généralement mise en oeuvre 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 a 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).

2.4.2. Mesures des reconnaissances géotechniques.

2.4.2.1. Forages carottés

Dans le cadre de investigation géotechnique la campagne de reconnaissance a effectuée quatre puits de reconnaissance de 3 m de la profondeur ; et huit 8 sondages carottés de 101 de diamètre, puis dont deux forages on installe des piézomètres pour mesurer la charge hydraulique.

Tableau 2.3 : Les sondages et ces emplacements. [19]

Sondage	PK	DIST (m)	Profondeur (m)
S300	234+90	0	21
S301	234+125	0	27
S302	234+214.86	13.59	22
S303	234+350	0	24 m, i=26°
S304	234+400	0	32
S305	234+550	0	22
S306	234+650	0	28
S307	234+750	0	39
S308	234+225	0	21

Tableau 2.4 : Les puits de reconnaissance.

Puits de reconnaissance	PK	Profondeur (m)
PZ 1	234+200	3
PZ 2	234+255	3
PZ 3	234+575	3
PZ 4	234+625	3

2.4.2.2. Essais in situ :

2.4.2.2.1. Essai de pénétration au carottier (SPT).

L'essai de pénétration dynamique est sans doute le plus ancien des essais géotechniques in situ, son principe demeurant très simple, à l'instar du clou que l'on enfonce dans une planche grâce à un marteau.

Il permet de simuler le battage d'un pieu et de déterminer la résistance dynamique que le terrain oppose à l'enfoncement de celui-ci. Il consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges lisses, muni à son extrémité d'une pointe de section connue. Le battage est assuré par une masse, appelée mouton, tombant d'une hauteur bien déterminée.

Pour une énergie de battage constante, fonction des caractéristiques de l'appareillage utilisé, on compte le nombre N de coups de mouton correspondant à un enfoncement donné du train de tiges dans le terrain. Ce nombre purement empirique peut par la suite être transformé en une résistance dynamique en fonction du type du pénétromètre utilisé.

Ainsi, l'essai de pénétration dynamique permet d'obtenir des renseignements relatifs :

- ✓ à la succession des différentes couches de terrain,
- ✓ à l'homogénéité globale d'une couche donnée (présence d'anomalies locales),
- ✓ au repérage d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue.

L'essai de pénétration dynamique est un outil économique, facile à mettre en oeuvre, ce qui permet la reconnaissance des sols sur un assez grand nombre de points, et ce en un minimum de temps.

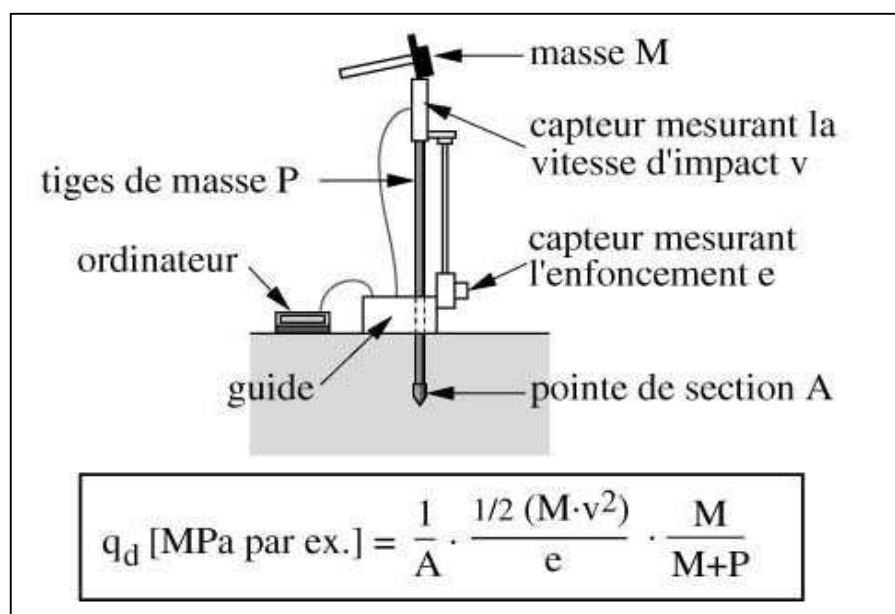


Figure 2.13 : Principe de pénétration dynamique.

a. Le Module de rigidité de sol ES à base des essais SPT.

Le module de la rigidité du sol ES pour les différents types de sol est calculé en fonction du nombre des coupes N des essais de pénétration dynamique SPT. La détermination des valeurs est faite selon les corrélations suivantes :

$$ES = \nu * \sigma_w \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

Avec $\sigma = \text{profondeur} * g$

$$\nu = 217 * \log N + 146 \quad w = 0,5 \text{ (sable)}$$

$$\nu = 4 * N + 50 \quad w = 0,6 \text{ (argile)}$$

ν coefficient de poisson

g accélération de la pesanteur

b. Le Module de déformation E à base des essais SPT.

Le module de la déformation E pour les différents types de sol est en fonction du nombre des coupes N des essais de pénétration dynamique SPT, selon la formule suivante :

$$E = \frac{(1 + \nu) * (1 - 2\nu)}{1 - \nu} * E_S$$

Compacité D et l'indice de densité ID à base des essais SPT.

La compacité des différentes couches des sous – sol, situées au – dessus de la nappe est déterminées sur la base du nombre des coups N . Les corrélations entre N et la compacité D et l'indice de densité ID sont donnés dans les formules suivantes :

$$D = 0,02 + 0,4 * \log N \text{ [%]}$$

$$ID = 0,1 + 0,385 * \log N \text{ [%]}$$

2.4.2.2.2. Essais Pressiométrique Menard.

Le pressiomètre MÉNARD est un essai de chargement de sol en place, réalisé à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable, laquelle est disposée au sein du terrain, dans un forage préalable. Cette sonde, constituée de trois cellules, est gonflée par de l'eau et de l'air comprimé, exerçant ainsi sur la paroi du forage des pressions rigoureusement uniformes. Les déplacements de cette paroi s'accompagnent donc d'une augmentation de volume de la sonde qui est alors lue, pour chacune des pressions, en fonction du temps. Le pressiomètre représente un type d'essai géotechnique évolué puisqu'il permet d'obtenir une relation entre contrainte (pression appliquée) et déformation (variation du volume d'eau dans la sonde).

Le pressiomètre est constitué de trois éléments principaux :

1) un contrôleur pression-volume (C.P.V)

Il permet d'exercer les pressions dans la sonde et de mesurer la variation correspondante de volume de celle-ci. Il comprend un réservoir de liquide à niveau visible (eau additionnée d'un peu d'antigel coloré afin d'améliorer la visibilité du ménisque) ainsi qu'un système de mise en pression (manomètres pouvant atteindre 100 bars).

2) une sonde Pressiométrique

Cette sonde se présente sous la forme d'un unique cylindre en acier, dont la partie centrale de mesure est recouverte d'une membrane souple. Une gaine plus rigide recouvre ensuite l'ensemble de la sonde, isolant donc de part et d'autre de la cellule centrale deux petites cellules de garde. Lors de l'essai, l'opérateur met sous pression ces deux dernières grâce à un gaz comprimé, tandis que la cellule de mesure est remplie par le liquide du C.P.V.

3) **une tubulure de liaison.**

Les trois grandeurs déduites de l'essai Pressiométrique sont : La pression de fluage PF ; La pression limite PL et Le module de déformation pressiométrique E :

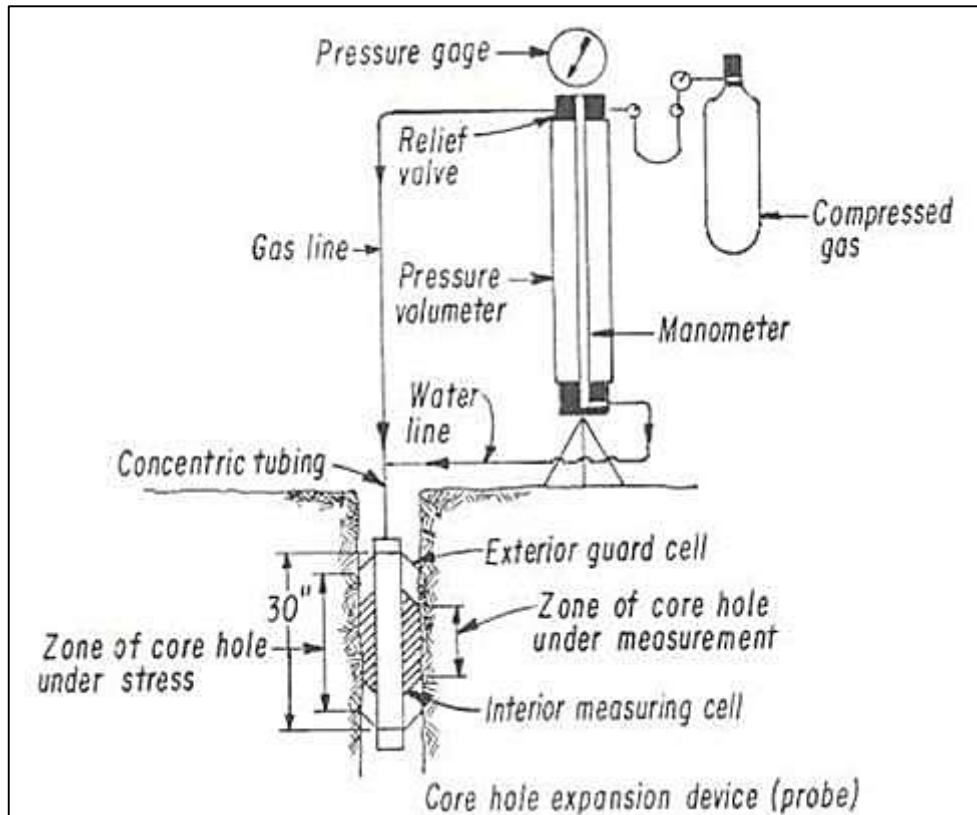


Figure 2.14 : Schéma du principe de pressiomètre MÉNARD.

a. Le module de rigidité de sol ES à base des essais Ménard.

La corrélation entre le module Menard EM et le module de rigidité de sol ES doit être postulé de la façon suivante :

$$EM = \alpha * ES$$

En fonction de type de sol, et la corrélation entre le module Menard EM et la pression limite PL Des essais, le coefficient α est dérivé comme expliqué dans la table suivant :

Tableau 2.5 : Relation entre EM et PL avec α

Type de sol	EM/PL	α
Argile	> 16	1.00
	10 – 16	0.67
	07 – 09	0.50
Sable	> 12	0.67
	07 – 12	0.50
Gravier	> 10	0.50
	06 – 10	0.33

2.4.2.3. Essais en laboratoire.

2.4.2.3.1. Essai œdométrique :

Dans cet essai on place une éprouvette de sol dans un cylindre métallique indéformable entre deux pierres poreuses destinées à permettre la consolidation du sol par dissipation des pressions interstitielles. L'éprouvette est prélevée au moyen d'une trousse coupante puis est placée sous eau de manière à éviter la dessiccation du sol.

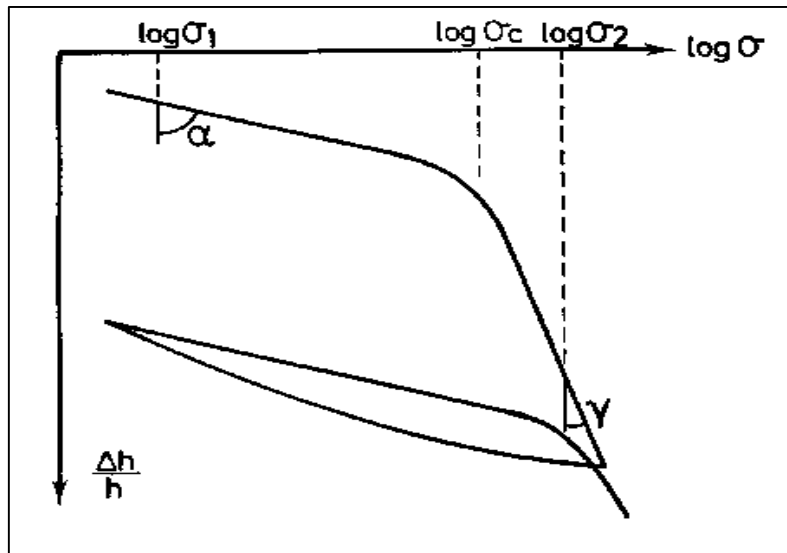


Figure 2.15 : Diagramme de consolidation de sol (essai œdométrique).

La procédure de mise en charge a pour effet de briser la structure des sols structurés et de donner des mesures de compressibilité plus élevées que celles des sols en place. Ce qui précède ainsi que le remaniement inévitable des éprouvettes ont pour effet que les calculs réalisés à partir des résultats œdométriques sont généralement largement surévalués.

Pour chaque charge, on mesure le tassement en fonction du temps puis lorsqu'on a atteint la stabilisation du piston on mesure l'enfoncement ou tassement final correspondant. On porte ensuite ce tassement final en fonction du logarithme de la pression exercée.

On constate qu'un tel diagramme établi pour un sol à caractère argileux, présente deux branches à peu près rectilignes reliées entre elles par une branche courbe dans la zone d'une certaine pression $\bar{\sigma}$. Cette pression $\bar{\sigma}$ constitue la fraction mémorisée de la plus grande pression verticale effective que l'échantillon de sol a subie dans son histoire géologique, c'est-à-dire de la pression de consolidation naturelle parfois appelée pression de préconsolidation.

On utilise aussi l'expression de simple proportionnalité :

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{E_0}$$

Dans laquelle E_0 est appelé module œdométrique et correspond à la pente de la sécante dans le diagramme linéaire (non logarithmique). (Figure 2.16)

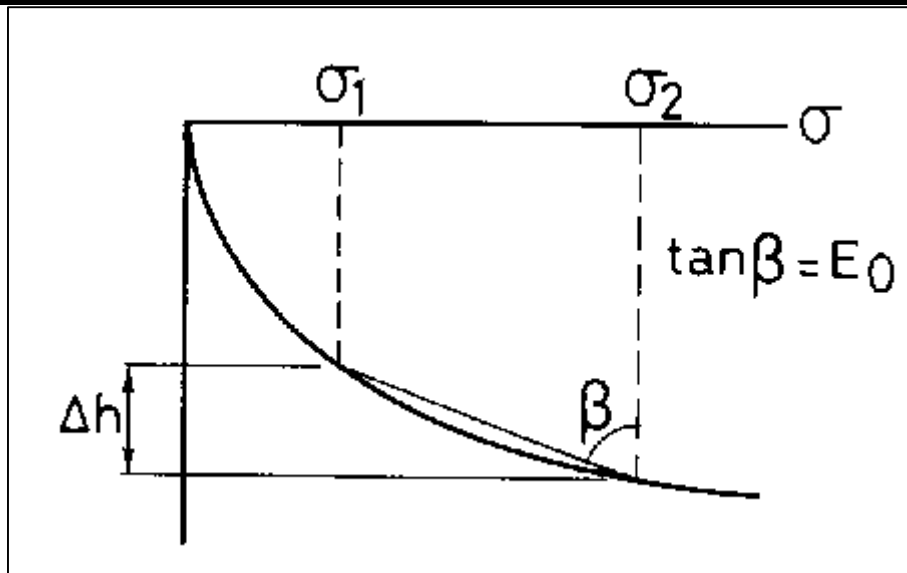


Figure 2.16 : Diagramme linéaire non logarithmique.

2.4.2.3.2. Densité humide à base des essais en laboratoire.

L'essai consiste à sécher puis à mesurer la masse et le volume d'un échantillon. La masse de l'échantillon est obtenue par pesage, après séchage dans une étuve à 105°C , et son volume déduit à l'aide d'un picnomètre. La densité est déterminée par la formule suivant.

$$\text{Densité humide} = \gamma_h / \gamma_w \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

2.4.2.3.3. Paramètres de cisaillement.

L'essai consiste à soumettre les différentes couches de sol à un cisaillement direct, rectiligne, suivant un plan imposé. L'éprouvette de sol (section circulaire ou carrée dont l'épaisseur est de 4 cm) est placée à l'intérieur deux de demi boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement, l'une par rapport à l'autre.

Puis, un piston permet d'exercer sur le sol un effort normal N constant pendant toute la durée de l'essai. Une demi-boîte est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force de cisaillement T est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique.

Un capteur de déplacements permet de déterminer le déplacement relatif des deux demi boîtes, un second capteur, vertical, permet de mesurer la variation de hauteur de l'échantillon (tassement ou gonflement).

On exerce sur le plan de séparation AB des deux demi boîtes une contrainte dont les composantes normale et tangentielle ont pour valeur moyenne :

$$\sigma = N / S_c \quad \text{et} \quad \tau = T / S_c$$

S_c est la section corrigée de l'éprouvette

L'essai consiste, en maintenant N constant, à faire croître T jusqu'à la rupture.

Si : L : longueur (ou diamètre) de l'échantillon ; ΔL : déplacement relatif horizontal

À chaque essai correspond, dans le plan de Mohr ($O\sigma\tau$), un point de la courbe intrinsèque de coordonnées (σ, τ) . La courbe intrinsèque est obtenue en portant pour plusieurs essais, effectués avec des valeurs de σ différentes, les points correspondant à la rupture dans le plan de Mohr. Les essais ont montré l'existence d'une résistance au cisaillement sous contrainte normale nulle dans les différentes couches de sol, cette résistance est appelé la cohésion C . La droite de

Coulomb est définie par la cohésion C et l'angle de frottement interne φ par la relation suivante :

$$\tau = C + \sigma * \tan \varphi$$

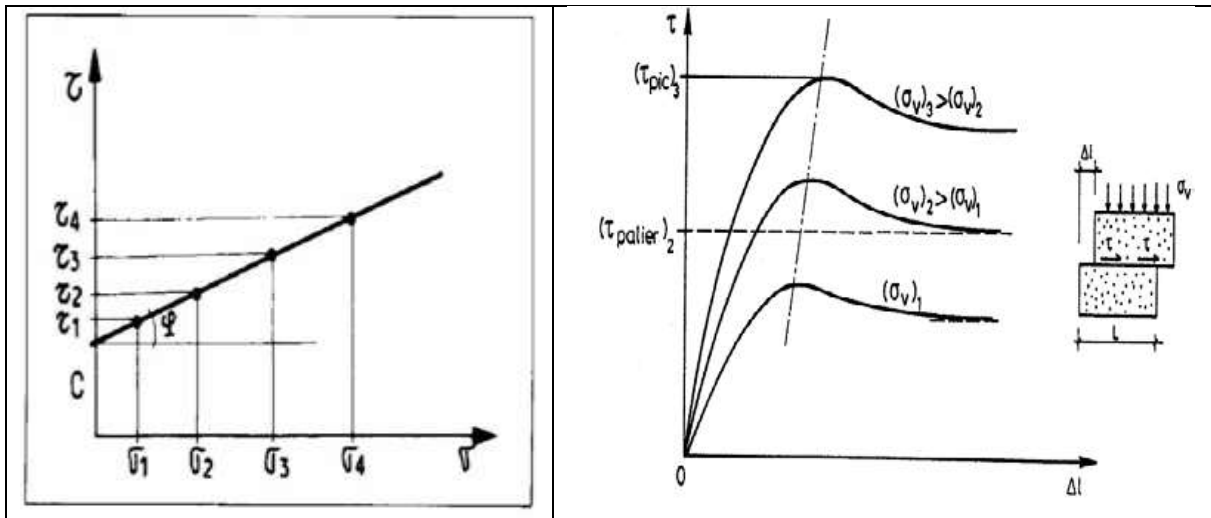


Figure 2.17 : La courbe intrinsèque de Mohr – Coulomb.

2.4.2.3.4. Essai de compression simple.

L'essai de compression simple est une forme très simplifiée d'essai triaxial dans laquelle l'éprouvette n'est pas soumise à une pression latérale σ_3 lors de la compression. Cette essai est exécuté sur des éprouvettes cylindriques posées simplement sur le plateau d'une presse capable de les déformer à vitesse constante.

L'essai n'est pas exécuté que sur des éprouvettes de sols fins cohésifs.

L'essai de compression simple est donc une essai de type UU dans lequel la pression appliquée initialement à l'éprouvette (σ_3) est nulle. Dans le cas des sols saturés, on détermine la résistance à la compression simple R_c , égale au déviateur des contraintes, c'est-à-dire au double de la cohésion non drainée :

$$R_c = 2 c_u$$

Figure 2.18 : Outil d'essai de compression simple (Presse).



2.5. Conclusion :

Les valeurs recommandées pour le tunnel T3 sont les suivant :

Tableau 2.6 : Les résultats géotechniques du tunnel T3. [18],[19],[20].

Unité géologique	Unité géologique (83 m)		Unité géologique (97 m)		Unité géologique (255m)		UG (155 m)	Unité géologique (113m)	
	Masse rocheuse	Plans de faiblesse	Masse rocheuse	Dépôt récentes	Masse rocheuse	Plans de faiblesse	Masse rocheuse	Masse rocheuse	Plans de faiblesse
Classification de RMR (Bieniawski 1989)	III	IV	IV	IV-V	III	IV	IV	III	III - IV
Résistance globale du massif σ_{cm} [MPa]	7000	950	5500	800	7000	950	850	7200	750
Poids volumique γ [kN/m ³]	22-24	24-26	22-24	20-24	22-24	24-26	24-26	24-26	24-26
Cohésion drainée c' [kPa]	220-260	40-60	100-140	20-50	240-280	50-70	50-70	280-300	60-80
Angle de frottement ϕ [°]	24-26	20-22	22-24	18-20	24-26	20-22	24-26	24-26	22-24
Module de déformabilité E young [MPa]	720-1150	350-540	460-730	65-370	740-1200	370-580	90-370	980-1450	350-570
Coefficient de poisson ν [-]	0.3	0.35	0.3	0.4	0.3	0.35	0.35	0.3	0.35
Coefficient de pousse a repos k_0 [-]	0.55	0.6	0.55	0.65	0.55	0.6	0.6	0.55	0.6
Conductivité K [m/s]	1e-5/1e-6	1e-6/1e-7	1e-4/1e-6	1e-6/1e-7	1e-5/1e-6	1e-6/1e-7	1e-6/1e-7	1e-5/1e-6	1e-6/1e-7

Comme les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques sont des facteurs déterminants le degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain, il faut que la campagne de reconnaissance doive toujours être menée avec méthode et précision pour le choix de d'outil et d'essai en fonction de la nature de terrain.

Il est rare qu'une seule investigation donne les résultats présentables mais il faut accumuler tout document existant de passé en particulier dans les études géologiques.

Les essais in situ et de laboratoire sont des étapes irremplaçables à objective de préciser la description des terrains traversées, leur état des contraintes in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de tunnel.

CHAPITRE 3 :
EXCAVATION
DUTUNNEL.

3.1. Introduction.

Au cours de ces dernières années les creusements des tunnels dans les sols meuble ou dure à faible profondeur, c'est beaucoup développé notamment pour la réalisation des lignes ferroviaires.

La construction des long tunnels ont conduit à la création d'un marché important, ce dernier a permis à aux ingénieurs de développer des nouvelles méthodes de creusement comme NATM et des technologies très développées (les tunneliers...).

Ces méthodes ont plusieurs caractéristique, on site les suivantes :

- Moins couteuse tout on assurant la sécurité du chantier durant les travaux même dans les terrains extrêmement difficiles.
- Permettant la réduction maximale des nuisances vis-à-vis d'existant (Déformations en surface, vibration et bruits induits par le chantier).

3.2. Ouverture et accès.

Après l'implantation des points topographiques de tracé du tunnel, on début la réalisation de l'ouvrage par l'aménagement de portail de tunnel, Autrement dit stabilisation des talus à l'entrée de tunnel dans le but d'éviter les glissements de terrain et la protection de l'ouvrage contre les écoulements d'eau.

Les conditions de stabilité des talus étant liée à l'écoulement d'eau, altération des sols par les agents météoriques (eau, vent,...), surcharge et à la pente du terrain voisin.

En réalité, Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, et le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel.

3.2.1. Terrassement.

On peut distinguer trois groupes des méthodes de la stabilisation par terrassement :

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

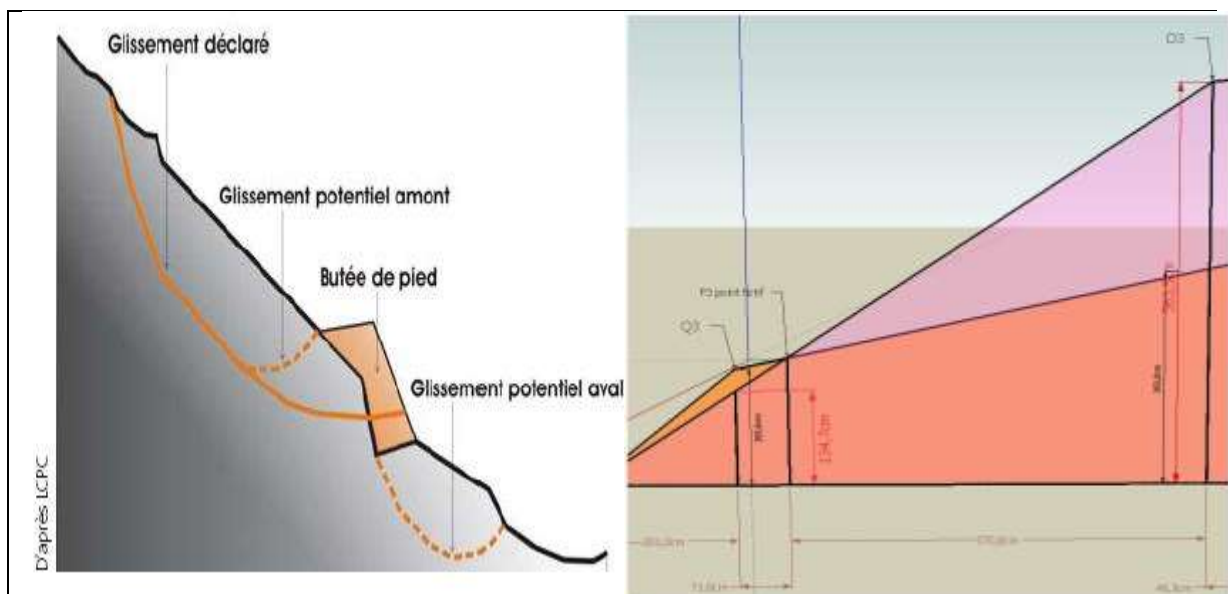


Figure 3.1 : Remblai de pied.

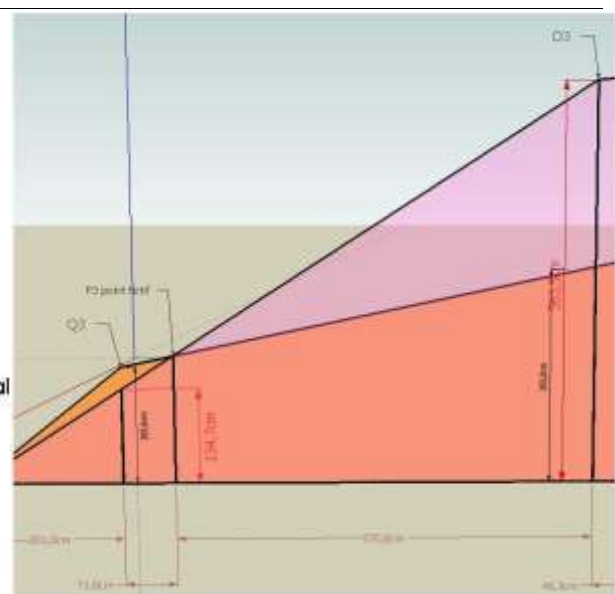


Figure 3.2 : Reprofilage d'un talus.

3.2.1.1. Remblai de pied :

Le chargement en pied d'un glissement des terrains à l'entrée des tunnels est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Voir la figure 3.1.

3.2.1.2. Allègement en tête.

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée sur le tracé de la ligne Ferroviaire en prenant en compte la modification de géométrie en tête.

3.2.1.3. Reprofilage.

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Voir la figure 3.2.

3.2.1.4. Purge.

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment des purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

3.2.1.5. Substitution totale.

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

3.2.2. Le cloutage des sols (talus) [21].

Le cloutage est une technique de renforcement des sols. C'est une méthode de construction permettant d'assurer la stabilité des talus en plaçant des inclusions rigides, en général métalliques soit par forage et injection d'un coulis pour lier l'inclusion au terrain, soit par battage des barres métalliques. (Figures 3.3, 3.4)

Le clouage est une méthode de renforcement de la stabilité d'un talus qui est réalisée pendant le terrassement de ce talus, en descendant. Elle est nécessaire quand on désire donner à un talus une pente supérieure à la pente de talus naturel.

Les éléments (barres, cornières, tubes, etc.) Peuvent être soit mis en place par fonçage ou battage, soit mis en place dans des forages et scellés par un coulis.

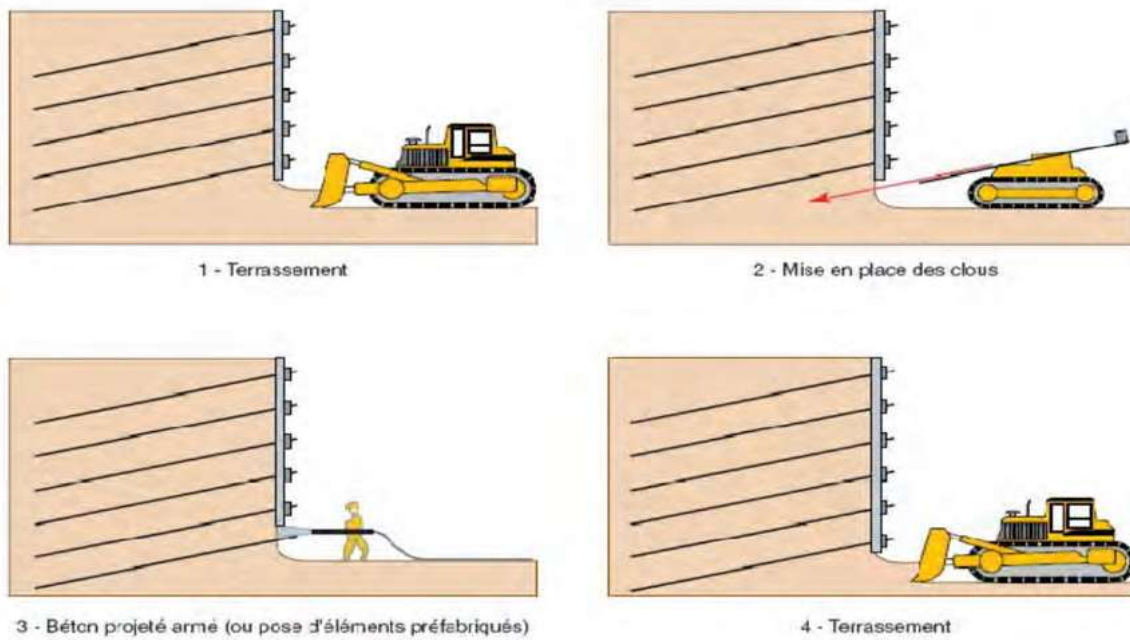


Figure 3.3 : Phases de réalisation d'une paroi clouée



Figure 3.4 : Mise en place des boulons d'ancrages dans le sol. (D'après les Recommandations Clouterre 91).

3.2.3. Réalisation d'un parement :

Le parement désigne la couche superficielle extérieure d'un talus ; il est constitué d'une nappe de treilles à soudé et d'une couche de béton projetés.

3.2.4. Drainage d'eau à l'entrée.

Dans la plupart des cas de glissement affectés les talus, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- * Eviter l'alimentation en eau du site ;
- * Expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, et les alimentations. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements).

On peut spécifier les méthodes de drainage suivantes :

3.2.4.1. Collecte et canalisation des eaux de surface.

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zone source, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement des eaux de ruissellement.

3.2.4.2. Tranchées drainantes.

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.)

3.3. Processus de choix d'une méthode de creusement [8]

3.3.1. Première phase.

Le choix résulte, en première phase, d'un arrangement entre les exigences suivantes :

- ✓ L'état du terrain encaissant ;
- ✓ Du site et de l'environnement ;
- ✓ De la géométrie du tunnel ;
- ✓ Du procédé de construction lui – même.

3.3.2. Deuxième phase.

La règle est alors en priorité l'étude de ces procédés de construction, qui assurent le mieux possible et dans un ordre décroissant d'importance :

- ✓ La sécurité de l'ouvrage, pendant et après sa construction ;
- ✓ Une uniformité de méthode sur toute la longueur de l'ouvrage (car les changements nécessitant l'amenée de nouveaux matériels sont toujours longs et coûteux) ;
- ✓ La souplesse d'emploi (de façon à s'adapter aux difficultés souvent imprévisibles) ;
- ✓ La limitation des nuisances engendrées sur l'environnement en site urbain notamment.

3.3.3. Troisième phase.

Ultérieurement, lors du choix définitif, interviennent des nouveaux critères liés à la conjoncture, à la technicité propre des entreprises, à l'économie du projet, etc.

- ✓ Conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés ;
- ✓ Niveau technique des entreprises concurrentes (personnels spécialisés, matériels disponibles, expérience acquise) ;

- ✓ Insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution ;
- ✓ Coût de la solution et aléas correspondants.

En matière de travaux souterrains, la procédure de consultation doit conserver une certaine souplesse, la solution proposée par le maître d'oeuvre étant rarement la seule possible. Il est souhaitable dans certains cas, d'autoriser les soumissionnaires à présenter des variantes d'exécution utilisant des méthodes particulières dont ils ont l'expérience ou des matériels déterminés en leur possession.

3.4. Méthodes de creusement. [8]

L'excavation peut se faire suivant différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré.

- ✓ Creusement en pleine section ;
- ✓ Creusement en demi – section ;
- ✓ Creusement en sections divisés.

3.4.1. Creusement en pleine section.

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois. Le creusement en pleine section est bien adapté aux terrains homogènes, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté. La méthode de creusement en pleine section permet des avancements très importants. On peut atteindre jusqu'à 12 m par jour en procédant par volées de 4 m.

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 soutènement.
- ✓ 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 déconfiné.

Inconvénient.

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

3.4.2. Creusement par demi – section.

Il est adapté en présence des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Il peut alors être utilisé très largement en faisant varier le pas d'avancement de creusement. D'une part de creusement, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, d'autre part la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps. Ils sont appelé calotte et stross avec un décalage suffisant pour attendre la stabilisation des convergences.

En ce qui concerne le soutènement, il doit éventuellement être mis en place avant le creusement, en partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté) et inférieure (micro pieux, "jet grouting").

Finalement, le revêtement définitif est généralement mis en place après la réalisation de l'excavation de la totalité de la section.

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, il peut être réalisé une fois le creusement du tunnel en demi – section supérieure terminé, ou avec un certain décalage (20 m à plusieurs centaine des mètres).

La méthode de creusement par demi-section peut être réalisée en trois temps ou quatre temps

✓ Méthode en 3 temps :

On début le creusement par une galerie pilote de forte section avec mise en sécurité immédiate de la voûte, puis le retrait de stross et le radier.

✓ Méthode en 4 temps :

- Creusement d'une galerie pilote de faible section.
- Elargissement et mise en sécurité de la voûte.
- Etablissement d'une cunette et retrait des stross.
- Réalisation du radier.

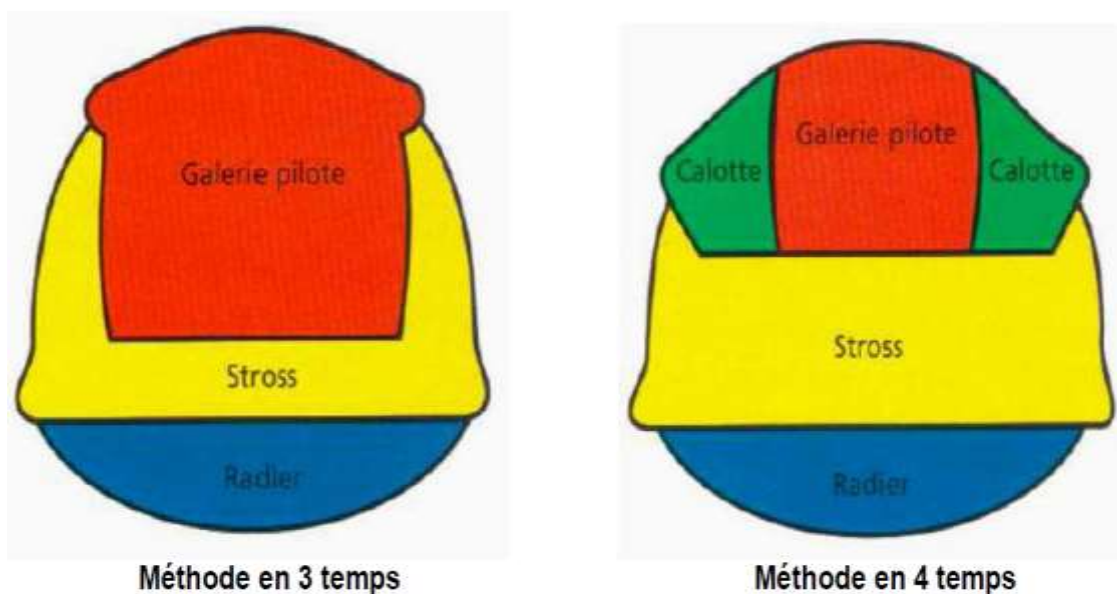


Figure 3.5 : Creusement par demi-section.

3.4.3. Creusement en sections divisées :

Dans les terrains assez fragiles, le creusement en plein section ou par demi-section présente plus de risque sur les employeurs et les machines de foration et les équipements d'installation de soutènement provisoire, de ce fait que la méthode de creusement en section divisé mis en jeu car il est plus efficace et présente moins de risque de instabilité.

La méthode de creusement en section divisée consiste en l'ouverture préalable d'une (ou plusieurs) galeries de petite section (figure 3.6) dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser. La section peut être divisée des 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.

La division de la section à excaver est en fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire qui peut rester stable par elle – même avant mise en place du soutènement. La position par rapport au tunnel fini de la première galerie excavée ainsi que la succession des phases d'excavation suivantes peuvent être très variées. Elles doivent être adaptées à la situation de l'ouvrage, à sa forme et au matériel disponible.

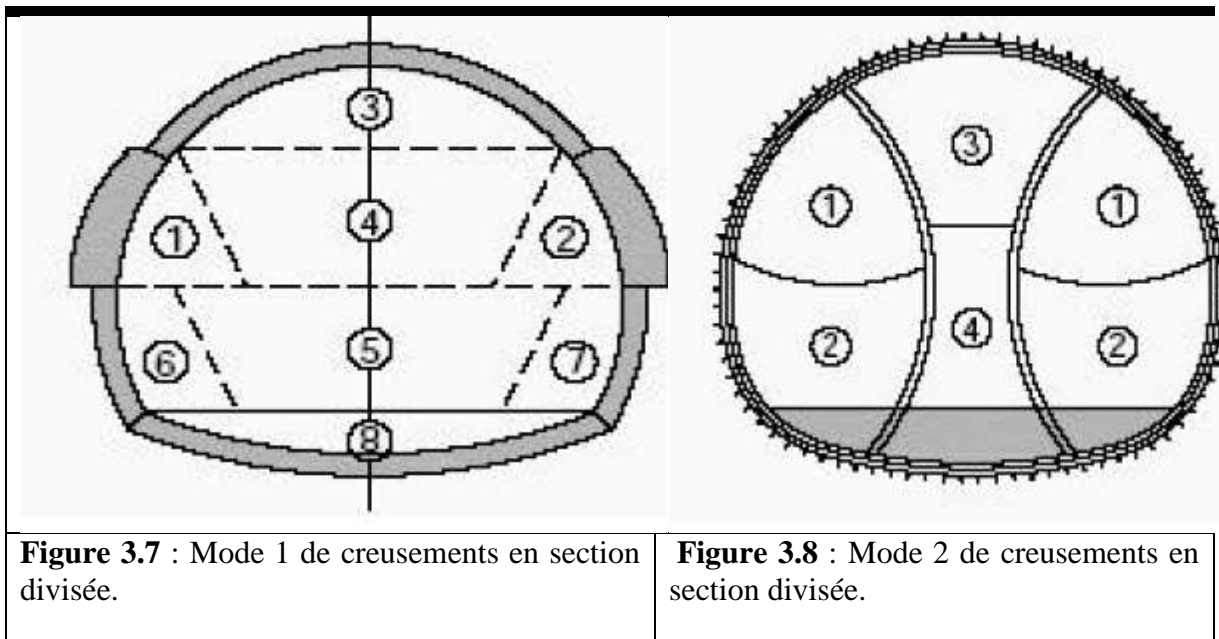


Figure 3.6 : Creusement en section divisée.

En réalité il y a deux modes de creusement à sections divisées :

Le premier mode d'excavation (figure 3.7) consiste à creuser, dans une première phase, une galerie de faite en clé de voûte (3), puis élargir latéralement pour achever le demi – section supérieure (1) et (2). Le terrassement de la demi-section inférieure (5), (6), (7) et (8) peut ensuite être réalisé par des tranches horizontales à l'abri du soutènement de la voûte.

Le deuxième mode (figure 3.8) consiste à commencer par deux galeries de base (2), au niveau des piédroits, pour constituer les appuis rigides du soutènement et permettre l'abattage ultérieur de l'ensemble de la section (1), (3) et (4).



De plus il existe plusieurs variantes de cette méthode (section devisé) :

3.4.3.1. Méthode de la galerie de faite (Méthode franco-belge).

Le principe de cette méthode consiste à exécuter rapidement la voûte pour protéger le chantier par-dessous et terminer le revêtement par pieds droits. Dans le cas d'un bon terrain on procède d'abord à l'exécution d'une galerie d'avancement, de faible section, à l'axe supérieur du tunnel étayé par des cadres métalliques, on procède alors à l'abattage de la calotte et à son soutènement progressif par cintres métalliques, et l'exécution du revêtement de la voûte. Par la suite la cunette du stross est creusée, pour permettre la mise en place des cintres et le revêtement des pieds droits.

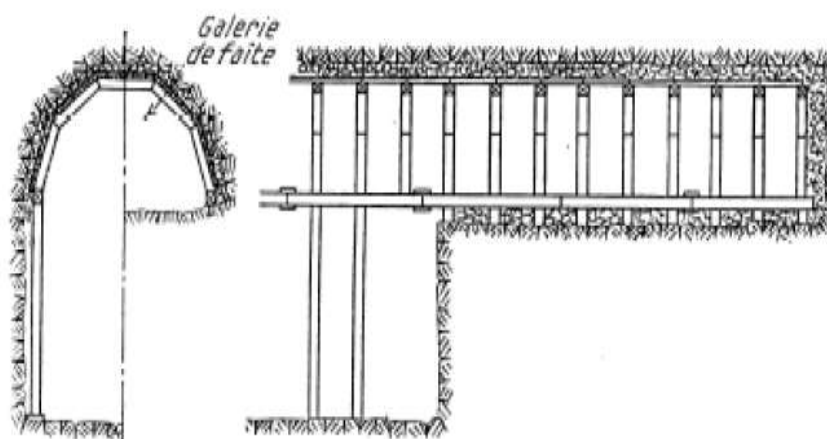


Figure 3.9 : Méthode de la galerie de faite.

3.4.3.2. La méthode des deux galeries.

La différence qui existe par rapport à la méthode franco – belge est l'exécution de deux galeries une à l'axe supérieur et l'autre à l'axe inférieur relié par un puits pour permettre l'évacuation des déblais.

3.4.3.3. Méthode des trois galeries (méthode Allemande).

Le principe de cette méthode consiste à creuser deux galeries de base de part et d'autre de la cunette du stross, ainsi que d'une galerie supérieure. Cette méthode est utilisée pour des sections des très grandes importances (> 50 m² environ).

3.4.3.4. Méthode contre voûtée (méthode Italienne).

Cette méthode est utilisée dans les terrains particulièrement mauvais. Après l'exécution de la galerie de base, on met en place la maçonnerie du radier, l'exécution de la voûte du radier précède celle des murs latéraux. La phase suivante consiste à l'excavation du rocher de la calotte, et l'exécution de la voûte. Les travaux débutent par le creusement d'une galerie de faite, on procède alors à l'abatage du terrain de part et d'autre de la galerie.

3.4.3.5. Méthode de creusement à pleine calotte.

Cette méthode consiste à excaver une galerie de faite étayée par des cadres métalliques, le soutènement est assuré par des cintres métalliques. Lorsque les cintres sont complets, les étais peuvent être supprimés, cela permet l'intervention des gros engins (pour le marinage), et le bétonnage de la voûte. Après la construction de la voûte, la cunette de stross est terrassée, les piédroits abattus et bétonnés. L'exécution est achevée par le terrassement et le bétonnage du radier.

3.5. Modes d'excavation. [10] [13]

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 la nappe phréatique).

On distingue deux modes d'excavation selon la nature de terrain :

- ✓ L'excavation du tunnel dans les terrains meubles et aquifères.
- ✓ L'excavation du tunnel dans les terrains durs.

3.5.1. Excavation dans les terrains meubles :

Les terrains meubles sont les terrains fragiles qui ne nécessitent pas une grande force mécanique pour les détruire et les excavés, on peut citer les machines utilisées :

3.5.1.1. Bouclier :

Les boucliers sont des tunneliers conçus pour forer des tunnels dans les sols meubles et aquifères, l'excavation se fait par attaque globale à l'aide d'une roue de coupe à l'avant de bouclier, ce dernier joue en plus un rôle de soutènement provisoire. Un bouclier mécanisé doit être à même d'assurer les fonctions suivantes. (Figure 3.10)

- ✓ Abatage du terrain en pleine section ou au moyen d'une machine à attaque ponctuelle.
- ✓ Soutènement des parois latérales de l'excavation (virole métallique articulée et monolithique).

- ✓ Progression du bouclier (appui sur le revêtement mis en place ou, exceptionnellement par gripper ancrés sur le terrain en place).
- ✓ Mise en place du revêtement à l'abri d'une jupe métallique et injection de remplissage du vide annulaire ou mise en œuvre de béton extrudé.
- ✓ Evacuation des déblais à l'arrière de la machine et transport jusqu'aux installations de décharge.

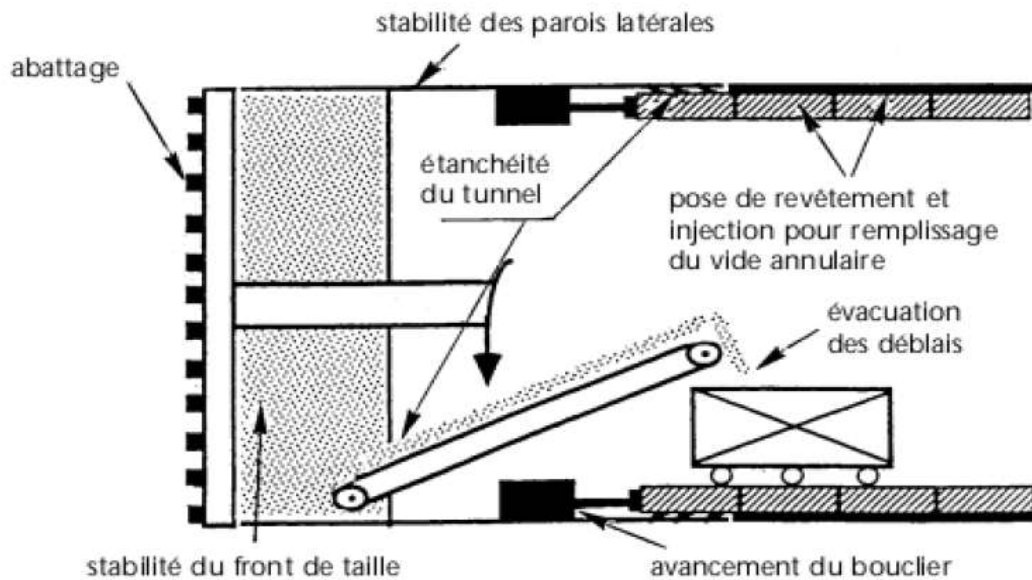


Figure 3.10 : Schéma montrant le fonctionnement d'un bouclier.

En se basant sur le choix du mode de stabilisation du front de taille, on peut classer les différents types de bouclier de la manière suivante :

3.5.1.1.1. Les boucliers ouverts (non pressurisés) :

Ils ne sont utilisables que lorsque la stabilité du front de taille est assurée naturellement.

Le creusement peut se faire avec abattage manuel, le bouclier ne constitue donc qu'un soutènement latéral et peut être équipé d'un système d'abattage mécanisé (outils ponctuelle, pelle, fraise montée sur un bras).

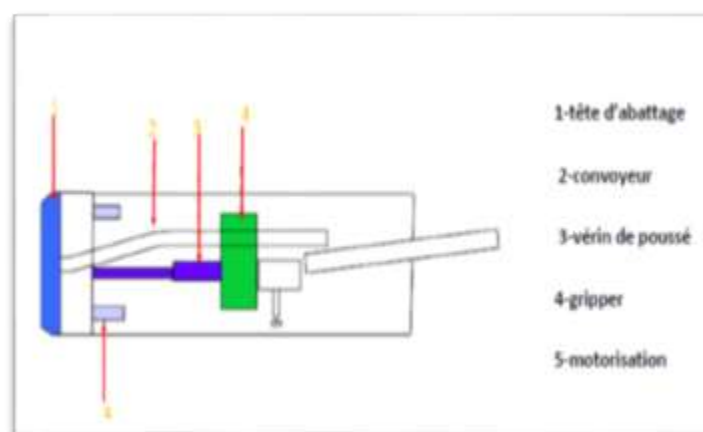


Figure 3.11 : Schéma de Bouclier non pressurisé.

Les trois configurations des tunneliers à soutènement latéral sont :

- ✓ Bouclier mécanisé à appui longitudinale.
- ✓ Bouclier mécanisé à appui radiale.
- ✓ Bouclier mécanisé à appui mixte.

3.5.1.1.2. Bouclier pressurisé :

Dans les terrains meubles et aquifères, où la stabilité du front de taille n'est pas assurée, il faut le soutenir par une pression qui peut être appliquée :

- Soit par l'air comprimé (bouclier à air comprimé).
- Soit par la roue de taille elle-même (à pression mécanique).
- Soit par un liquide dense comme la boue bentonite (bouclier à pression de boue).
- Soit enfin par le marinage.

3.5.1.2. Pelle hydraulique :

C'est un engin mécanique constitué d'un bras mobile (pelle) pouvant se déplacer aisément sur le front de taille et les parois latérales. Dans le cas où l'on rencontrerait des passages des terrains durs on peut prévoir un changement de la pelle par un marteau piqueur.

3.5.2. Excavation dans les terrains durs.

Pour les terrains durs ou les roches on peut avoir deux types d'excavation :

- ✓ Excavation mécanisé.
- ✓ Excavation à l'explosif.

3.5.2.1. Excavation à l'explosif. [9]

L'abattage avec emploi d'explosifs a été pendant de nombreuses années la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée, à tel point qu'elle est également connue comme la méthode ' conventionnelle ' d'excavation.

Il est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquelles un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique.

La séquence de tir prévoit normalement de faire sauter d'abord les charges situées au centre du front de taille, afin de dégager un bouchon, puis de faire sauter les charges de plus en plus périphériques avec un retard des quelques micro- secondes.

En souterrain on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation > 4000 m/s) dont l'effet sur la roche est double :

- ✓ L'énergie de choc véhiculée par une onde fissure le terrain ;
- ✓ L'énergie de gaz engendrée par le dégagement d'un important volume de gaz à haute température et pression, ouvre ces fissures et disloque le matériau. Le "surplus" de cette énergie expulse les blocs disloqués.

3.5.2.1.1. Les détonateurs :

Les explosifs actuels sont dits de sûreté car ils ne peuvent détoner sous l'action d'un simple choc ou d'une élévation de température. Ils détonent sous l'action d'une onde de choc générée par l'un des quatre types de détonateurs :

- a. À mèche (non-utilisés en tunnel) ;
- b. Électriques instantanés ou à retard (très utilisés en tunnel) ;
- c. Non-électriques ;
- d. Électroniques.

a. Mèche lente

La mèche lente est constituée d'une âme de poudre noire, entourée des plusieurs enveloppes de fils tressés, recouverts d'une gaine de PVC. D'une bonne résistance aux efforts mécaniques, elle offre une résistance élevée à l'eau. sa vitesse de combustion est de 90 à 120 m/s. Mais elle n'est utilisée en tunnels.

b. Les modèles à retard

Les modèles à retard comportent une poudre intermédiaire de longueur variable, dite retardatrice. Ceci permet à plusieurs détonateurs mis à feu simultanément de faire détonner les charges auxquelles ils sont reliés avec un décalage dans le temps. On distingue les détonateurs "courts-retard" (20 ms) de ceux classés "retards" (>500 ms). Chaque retard porte un numéro réglementaire.

c. Les détonateurs électriques

Ils sont sensibles aux courants vagabonds, surtout à faible intensité ; il est donc interdit de les utiliser par temps d'orage, dans les terrains chargés en électricité statique et les téléphones portables doivent être éteints dans la galerie en cours de chargement. C'est la raison pour laquelle on utilise essentiellement les "HI" (Haute-Intensité). (Figure 3.12)

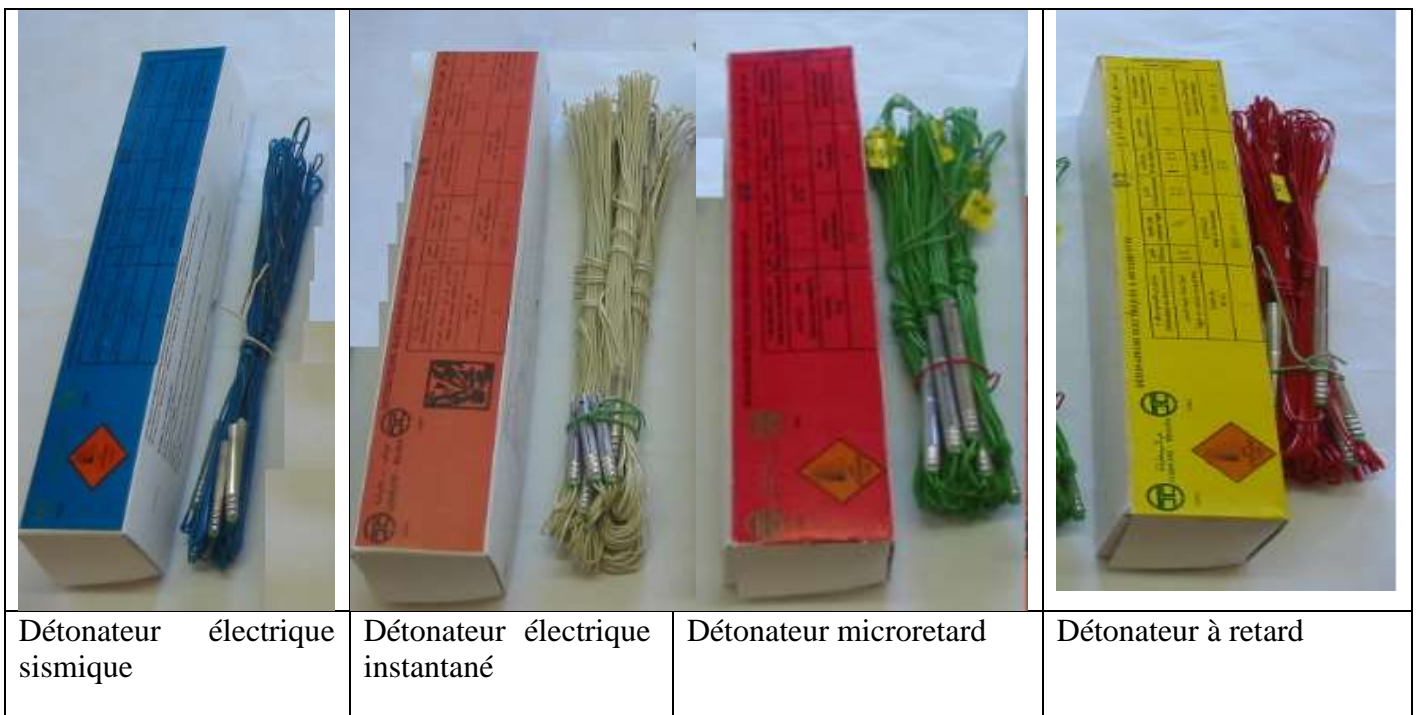


Figure 3.12 : Les détonateurs électriques [16].

3.5.2.1.2. Le plan de tirs :

Avant tout, le traçage du plan de tir souvent commun aux opérations de pilotage de la galerie (implantation et vérification de l'axe de la galerie, contrôle du pourtour de l'excavation), il est exécuté sur la base d'un plan de tir théorique (Figure 3.13) adapté aux conditions particulières du front de taille, (fracturation, hétérogénéité, hors profile et en profile), et à la qualité des roches rencontrées.

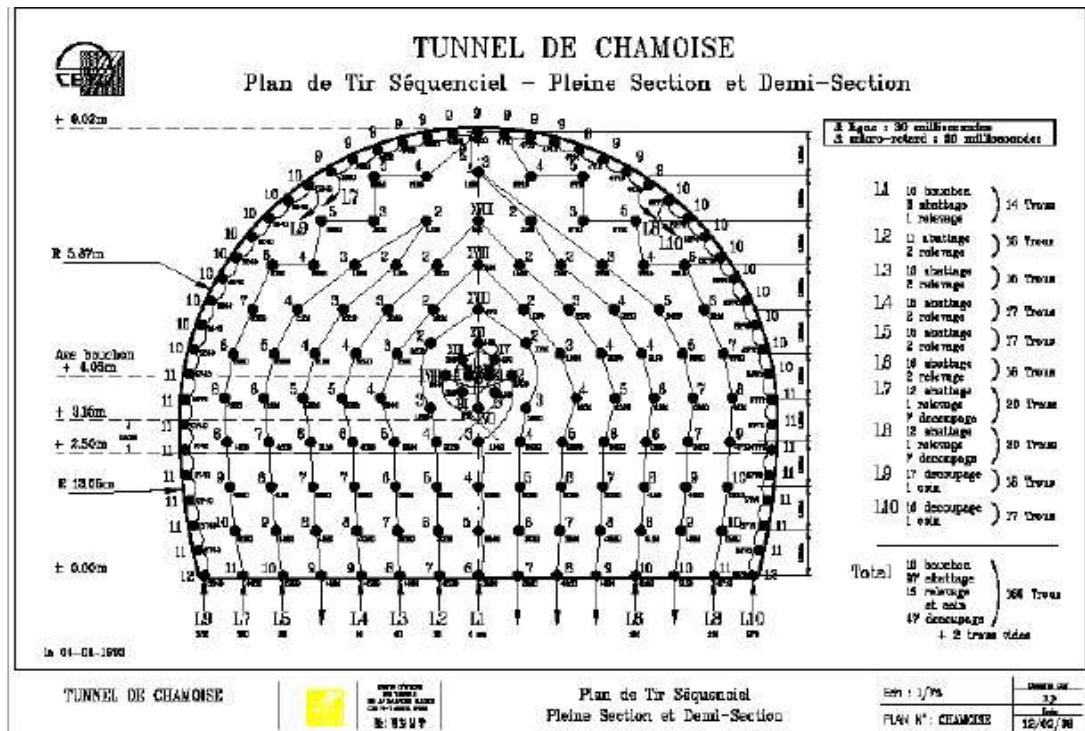


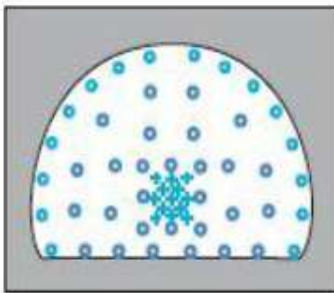
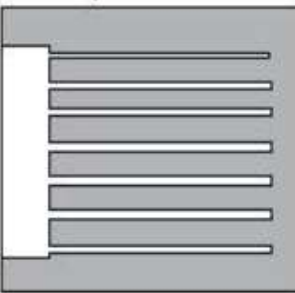
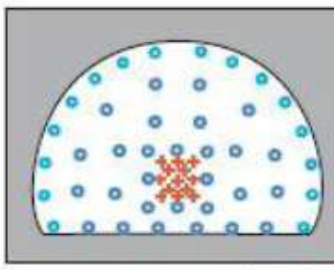
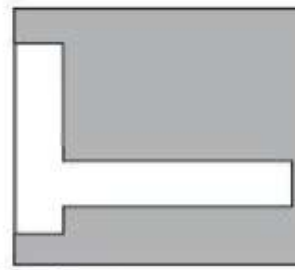
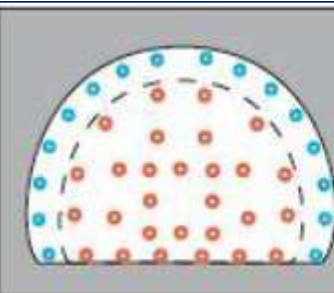
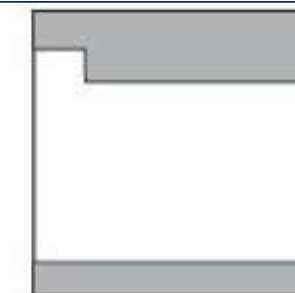
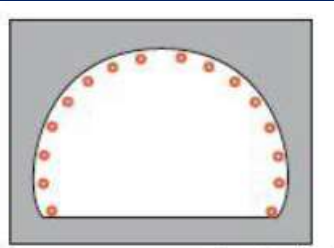
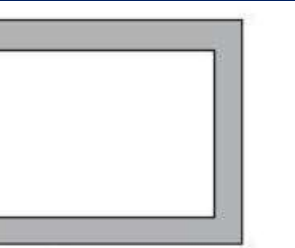
Figure 3.13 : Plan de tir séquentiel optimisé pour le tunnel de Chamoise. [9]

Pour améliorer la qualité du traçage et pour réduire les délais nécessaires à cette opération, il est procédé à une projection de plan de tir théorique au moyen d'un appareil optique installé en galerie à proximité du front de taille. Le dernier développement consiste à mémoriser le plan de tir dans un logiciel de perforation automatique au moyen d'un ordinateur embarqué sur le jumbo de forage.

La perforation se fait premièrement au centre (le bouchon), ensuite on réalise un maillage des trous rapproché autour du bouchon en forme de cercle qui est alimenté avec un autre détonateur de façon que l'abattage se fasse après le bouchon. Dans le voisinage des extrémités de la section du front de taille, le troisième maillage est composé des trous moins chargés pour ne pas avoir d'hors profils.

En fait le tir est divisé en trois parties distingué, ils sont présentés dans le tableau suivante.

Tableau 3.1 : Résumé des principales étapes du tir. [15]

	Vue de face du front de taille	Vue de profil du terrain
<p>A- Le repérage et la foration des trous sur le front de taille sont réalisé par des << Jumbos >> dans le pilotage est généralement assisté par l'ordinateur.</p>	 <p style="text-align: center;"><i>a - Foration</i></p>	
<p>B- Au centre du front de taille, le bouchon est abattu en premier .le maillage des trous est plus reproché et certain sont vides d'explosive pour un meilleur dégagement des roches.</p>	 <p style="text-align: center;"><i>b - Tir du bouchon</i></p>	
<p>C- Autour de bouchon, les explosives sont reliés à une ou plusieurs ligne de tirs, les roches sont expulsé vers la cavité centrale qu'élargit. Il s'agit de l'abatage.</p>	 <p style="text-align: center;"><i>c - Tir d'abatage</i></p>	
<p>D- près des bords de la section, et de profile théorique, les trous sont plus rapprochés et moins chargés pour réaliser un découpage soigné.</p>	 <p style="text-align: center;"><i>d - Tir de découpage</i></p>	

3.5.2.1.3. Cycle de creusement à explosif et soutènement primaire.

Une technique d'abatage s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes. (Figure 3.14)

- 1- Traçage et perforation du plan de tir.
- 2- Chargement des trous de mines et tir de la volée.
- 3- Ventilation et purge de l'excavation.
- 4- Évacuation des déblais du front de taille (Marinage).
- 5- Emplacement de soutènement primaire.

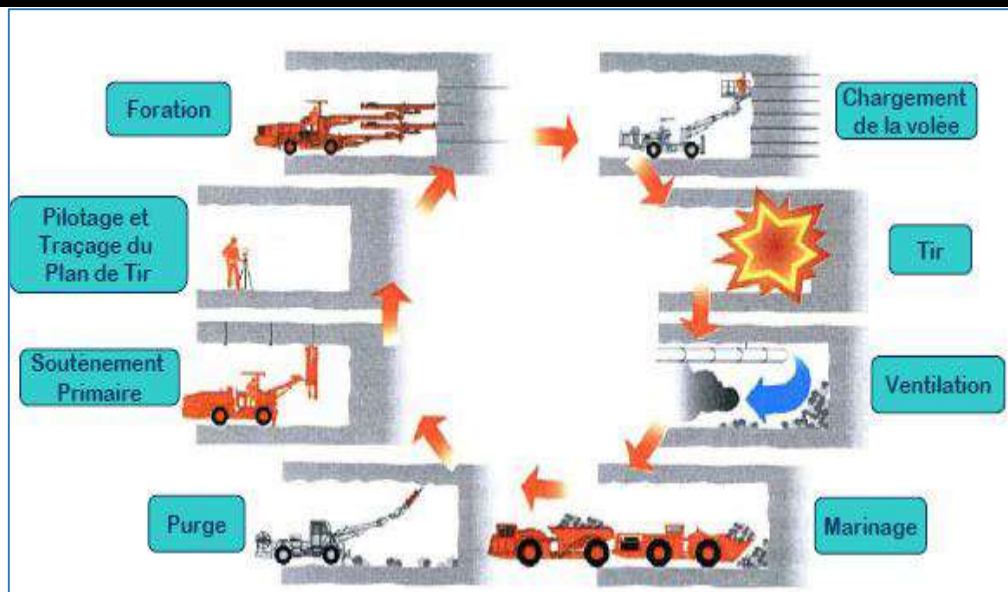


Figure 3.14 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif et de soutènement primaire [19]

3.5.2.1.4. Les Avantages et les inconvénients d'utilisation d'explosifs.

Les Avantages :

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

Les 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-profil d'excavation et/ou d'une zone de massif fortement perturbée au pourtour de l'excavation.

3.5.2.1.5. Nuisances dues aux explosifs.

Suivant l'environnement, la géologie, la topographie et la densité d'habitations autour du tunnel, les nuisances causées par les tirs sont plus ou moins importantes : projections de blocs, bruits, vibrations, etc. Les vibrations transmises au terrain peuvent engendrer des désordres sur les habitations voisines, à plusieurs centaines de mètres du front de taille. La mesure de ces vibrations est réalisée par des capteurs appelés géophones.

On peut estimer la vitesse de vibration maximale grâce à la formule d'amortissement dite "Loi Chapot "

$$V = K * \left(\frac{D}{Q_i^n}\right)^{-\alpha}$$

V est la vitesse maximale estimée (mm/s), D la distance au front (m), n souvent pris à 0.5,

Qi la charge unitaire d'explosif (kg), K et α sont deux paramètres fonction du terrain et du type de tir.

3.5.2.1.6. Note et remarque.

En particulier une seule personne compétente et diplômée est autorisée à placer les charges explosives dans les forages. C'est le travail du préposé aux tirs, aussi appelé "boute-feu". Il place d'abord le détonateur en fond de trou, puis la charge et enfin la bourre qui confine et bouche le forage.

Après le tir, il faut ventiler et disperser les gaz toxiques (CO, CO₂,...) Pour les diluer. Une réglementation très stricte existe à ce sujet.

Au sujet de vibration, le creusement par explosif ne présente pas un danger pour les habitants de la ville Djelfa, car la plus proche point été éloigné de 4.5 km de la ville.

En définitive cette méthode – creusement à explosif – est plus utilisée dans ce projet à cause de leur rendement et ça cout minimale par rapport à les méthodes de creusement mécanique.

3.5.2.2. Excavation mécanique.

A la fin du 19e siècle, l'emploi de l'explosif dans les mines et les travaux souterrains a marqué vraiment une étape décisive pour le développement de ces travaux, il est vrai que l'une des préoccupations majeures des techniciens, aujourd'hui, est de s'affranchir des inconvénients liés à l'explosif qui sont essentiellement : l'ébranlement et la désorganisation du terrain encaissant, les hors profils, les risques d'accidents spécifiques, les coûts induits par ces inconvénients, notamment en matière de soutènement et de revêtement.

En outre, La diminution des équipes des mineurs-personnel très spécialisé- a accéléré l'évolution, alors qu'une meilleure connaissance théorique des conditions d'attaque du terrain par des outils mécaniques et les progrès dans la configuration des têtes d'abattage permet d'en élargir le champ d'application à des gammes des terrains de plus en plus variées et d'en améliorer le rendement.

On classe deux types des outils réalisant le creusement mécanique

3.5.2.2.1. Machine à attaque ponctuelle.

L'usage de l'explosif est efficacement remplacé par l'emploi des machines à attaque ponctuelle dans les roches tendres (craies, marnes, schistes altérés...), ces machines s'inspirent directement du travail du mineur : un bras articulé vient "gratter" et abatte le terrain du front. Progressivement l'engin excave la section entière par un cheminement adapté. Ces machines mobiles peuvent être une adaptation directe des haveuses à pics de l'industrie minière, un Brise-Roche Hydraulique (BRH) ou bien simplement une pelle retro de chantier. Lorsque le terrain s'y prête ($R_c < 80\text{mpa}$), le rendement de cette méthode est bien meilleur que celui de l'explosif.



Figure 3.15 : Machine à attaque ponctuelle.

Avantages par rapport à l'explosif.

- ✓ Limitation des ébranlements dans le terrain encaissant.
- ✓ Diminution du soutènement et du béton de remplissage.
- ✓ Cycle continu d'excavation autorisant de meilleurs rendements.

Et par rapport à une machine foreuse pleine section :

- ✓ Grande accessibilité au front de taille,
- ✓ Maniabilité et souplesse d'emploi dans les variations de qualité des terrains.

Inconvénients.

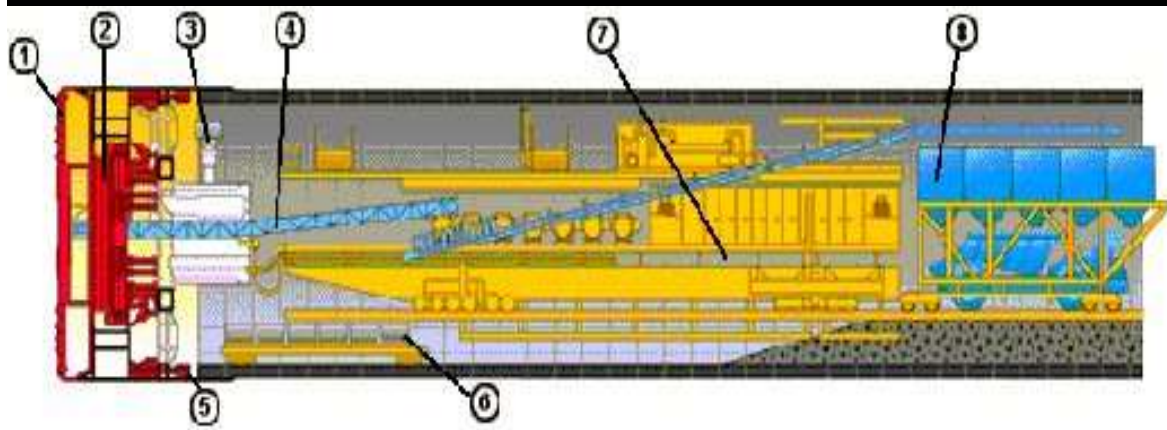
- ✓ Limite d'emploi dans les terrains présentant une résistance à la compression maximale de 120 MPa, soient les classes R3 à R5 selon la classification d'AFTES (Association Française des Travaux en Souterrain).
- ✓ L'usage de ce type de machine est déconseillé au fur et à mesure que les terrains deviennent de plus en plus tendres ou de plus en plus durs.
- ✓ L'attaque des faciès argileux en présence d'eau peut entraîner un phénomène de collage ou de colmatage des outils d'abattage.

3.5.2.2.2. Machine à attaque globale « TBM » [9].

Contrairement à la machine à attaque ponctuelle les Machine à attaque globale été produit à condition qui elle travaillant de manière continue et en pleine section, ces tunnelier – bouclier- est un système de protection constitué d'une structure métallique complète ou partielle à l'abri de laquelle s'effectuent les opérations de terrassement. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en œuvre à l'abri du bouclier.

Les tunneliers d'aujourd'hui sont de véritables bijoux de technologie. En effet, en plus de creuser les tunnels, cet engin permet de poser le soutènement du tunnel.

En particulier pour les tunnels ferroviaires, c'est cette technique qui est souvent utilisée car elle est très rapide.



- | | |
|--------------------------|---|
| 1- Tête de coupe | 5- Vérins de poussée (au niveau de la jupe) |
| 2- Transmission | 6- Réservoir à voussoirs |
| 3- Érecteur de voussoirs | 7- Train suiveur |
| 4- Tapis convoyeurs | 8- Wagon de stockage des déblais |

Figure 3.16 : Schéma d'un tunnelier.

Les différents types des tunneliers.

Il existe plusieurs types de tunneliers selon la nature du sol principalement (Figure 3.17). Il doit en effet s'adapter aux caractéristiques et donc aux contraintes du sol à attaquer. Le choix du tunnelier dépend du type de tunnel à construire : routier, ferroviaire, hydraulique, ...

- 1- Tunnelier avec bouclier à front ouvert :
- 2- Tunnelier avec bouclier à front confiné
 - ✓ Confinement par air comprimé
 - ✓ Confinement hydraulique
 - ✓ Confinement pâteux

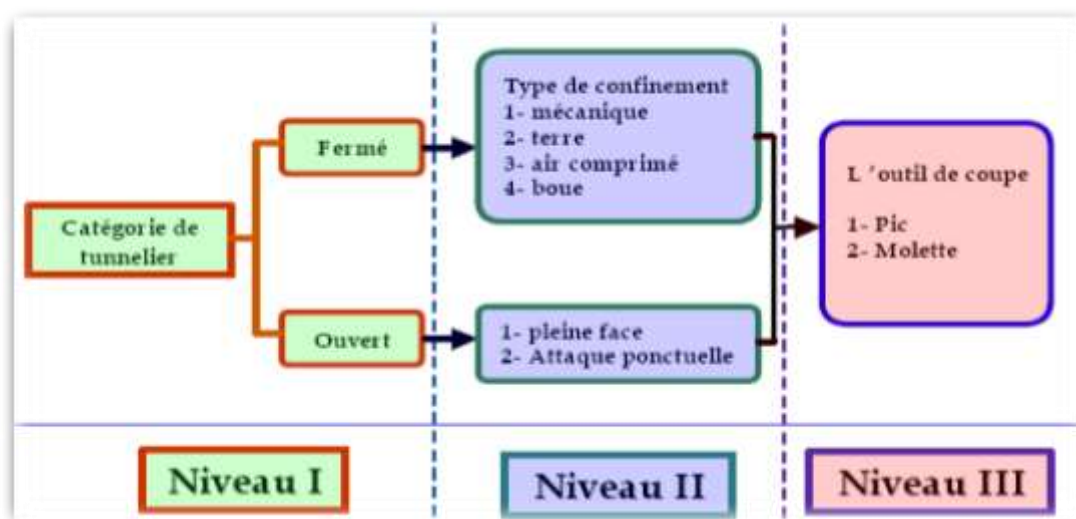


Figure 3.17 : les catégories des tunneliers.

Les Avantages et inconvénients de tunnelier.

Avantages.

- ✓ Rapidité d'exécution.
- ✓ Rendement et rentabilité.
- ✓ Petits délais.
- ✓ Possibilité de projet énorme.
- ✓ Simultanéité des différentes étapes des constructions.
- ✓ Adaptable à différents sols.

Inconvénients.

- ✓ Coût.
- ✓ Encombrement ou assemblage.
- ✓ Demande du personnel qualifié.
- ✓ Usage unique.

3.6. Autres types de creusement.

Voici quelques méthodes futuristes de creusement qui ont fait l'objet d'essais de laboratoire ou même des quelques applications industrielles et qui reposent sur des principes assez différents de l'explosif ou de l'excavation mécanique.

3.6.1. La percussion lourde :

Consiste à lancer sur le front de taille un projectile dont l'impact provoque la fissuration et l'éclatement de la roche.

Le Bureau des Mines des USA a fait procéder à des expériences intéressantes dans cette voie en utilisant un canon de 10 m à 15 m du front et des projectiles en béton d'environ 5 kg percutant le front à la vitesse de 1500 m/s.

La fissuration dans le granit intéresse une profondeur de 30 à 50 cm et il faut 8 coups pour permettre de progresser de 30 cm sur un front de 15 m².

3.6.2. Le jet hydraulique :

A haute pression (jet cutting) se caractérise par la réalisation des saignées dans la roche par un jet d'eau concentré à faible débit, mais à très forte pression.

Ainsi, en Allemagne, avec une buse de 0,5 mm, un débit de 18 L/min et une pression de 3800 bars, on a réalisé dans le granit des saignées de 6 mm de profondeur à la vitesse de 10 cm/s.

3.6.3. La vibration :

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

3.7. Purge et marinage [9] :

L'opération de purge est assez délicate, puisqu'elle consiste à faire tomber de la voûte et du front les blocs et les écailles non stables. Elle se fait à l'aide d'un pic manuel spécialement conçu pour cet usage, la pince à purger. Son but c'est de tracer la section utile de tunnels et continue l'emploi d'explosive.

L'autre opération simultanée, qui consiste à charger et évacuer les déblais, s'appelle le marinage. Il est réalisé à l'aide d'une pelle classique et d'un camion benne (dumper).

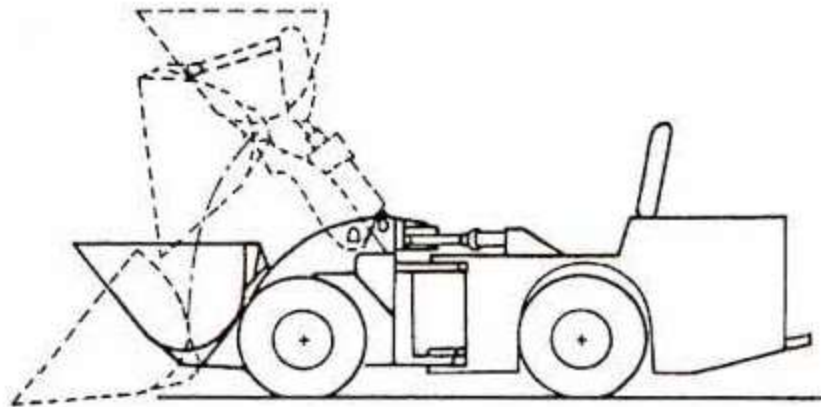


Figure 3.18 : Chargeuse sur pneus, type « charge et roule »

De plus, Le mode de marinage dépend de la consistance des déblais, c'est-à-dire à la fois des caractéristiques du terrain et de son mode d'excavation. Il dépend aussi de la section et de la longueur du tunnel, et de l'organisation générale du chantier.

En récapitule, l'opération de marinage peut être décomposée en : chargement, transport, déchargement.

3.8. Conclusion :

La stabilisation des talus au portail du tunnel est l'un des tâches principales pour débiter le creusement. De ce fait elle prend dans l'état normal des travaux plus de trois mois.

Puis, Il existe plusieurs méthodes d'exécution -creusement - du tunnel (excavation mécanique ou à explosifs), mais il y a parmi les facteurs géologique et technique (type de terrain traversé, les fissures dans le front d'attaque, vibrations engendrées par le tir, la forme et les dimensions du profil transversal du tunnel, et de plus le cout et le rendement de la méthode) qui limitent ces méthodes et facilitent le choix pour le maitre de l'ouvrage et les ingénieurs.

CHAPITRE 4 :
SOUTENEMENT
PROVISOIRE

4.1. Introduction :

Le creusement d'un tunnel nécessite généralement la mise en place d'un soutènement d'importance variable selon la nature du terrain, la dimension de l'excavation et la méthode utilisée.

Celui-ci peut être inexistant dans les cas les plus favorables (galerie forée dans une roche résistante homogène et peu fracturée).

Le soutènement a pour but :

- ✓ De garantir la sécurité du personnel travaillant dans le tunnel,
- ✓ D'assurer la stabilité des parois de celle-ci dès la phase d'abattage du terrain et, si nécessaire, d'en limiter les déformations.

Autre mot dite, Le soutènement assure la stabilité de la galerie pendant l'exécution des travaux, mais participe aussi à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement qui est mis ensuite à l'intérieur.

4.2. Classification des modes de soutènement :

Si on classe les soutènements provisoires en fonction de leur mode d'action par rapport au terrain, on peut en distinguer quatre catégories différentes :

a. Les soutènements agissant par supportage :

Il y a plusieurs méthodes de supporter le terrain contre l'éboulement et pour assurer la stabilité du front d'attaque ; on cite les suivantes :

- ✓ Cintres lourds,
- ✓ Cintres légers,
- ✓ Plaques métalliques assemblées,
- ✓ Voussoirs en béton,
- ✓ Tubes préforés (voûte parapluie),
- ✓ Boucliers ;

b. Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant

Ils sont essentiellement :

- ✓ Le béton projeté seul,
- ✓ Le béton projeté associé à des cintres légers.

c. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant ;

Il s'agit du boulonnage sous diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :

- ✓ Boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine),
- ✓ Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier),
- ✓ Barres falcées ;

d. Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques :

- ✓ Injections de consolidation,
- ✓ Air comprimé,
- ✓ Congélation.

L'action de supportage 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 de confinement, la résistance du soutènement est faible et le terrain joue le rôle essentiel ; le rôle du soutènement se limite à développer le long de la paroi 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.

4.2.1. Les soutènements agissant par supportage [14].

4.2.1.1. Cintres lourds.

Les cintres métalliques lourds (figures 1 et 2) sont constitués des profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide, sont capables d'agir comme de véritable soutènement dans la mesure où la section du souterrain n'est pas trop importante.

Les profils les plus fréquemment utilisés vont du H 140 ou H 160. On peut aussi classer dans cette catégorie les cintres mobiles ou télescopables que l'on déplace au fur et à mesure de l'avancement du front.

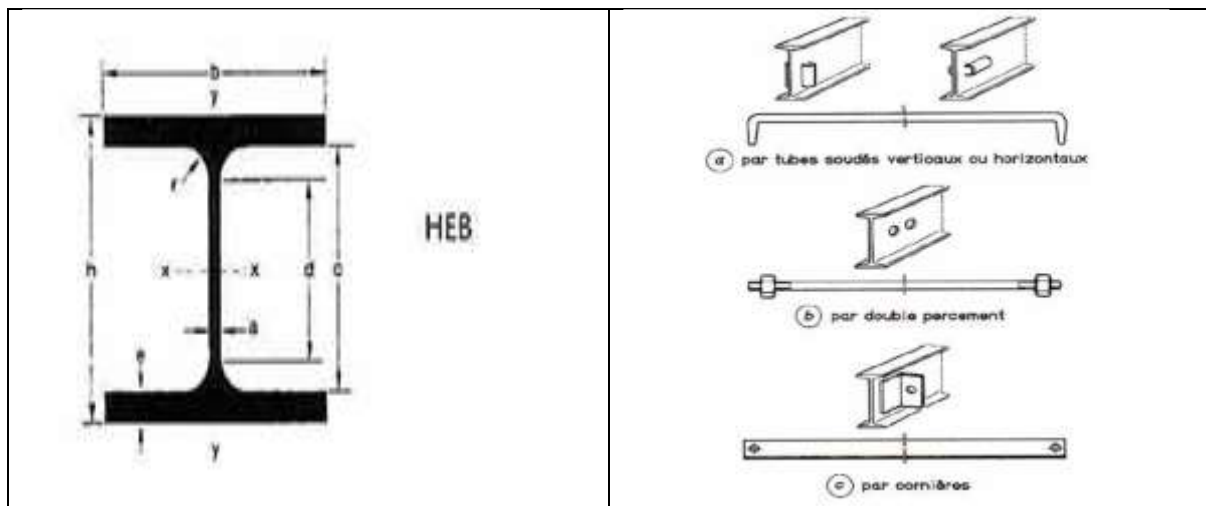


Figure 4.1 : Profile de cintre lourd Figure 4.2 : Dispositifs d'entretoisement de cintres lourds

4.2.1.2. Les cintres métalliques légers.

Les cintres métalliques légers et coulissants sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, dont le dispositif d'assemblage permet le coulisement contrôlé des éléments d'un même cintre les uns par rapport aux autres (Figure 4.3). Leur capacité de portance est ainsi limitée à l'effort nécessaire pour provoquer le glissement de l'assemblage. Lorsque les efforts sont importants, la convergence des parois n'est pas arrêtée mais seulement freinée.

Lorsque cette condition est acceptable, ces cintres sont recommandés en raison de leur facilité d'emploi.

Les cintres coulissants existent en plusieurs sections dont la masse linéique varie de 13 à 36 kg/m.

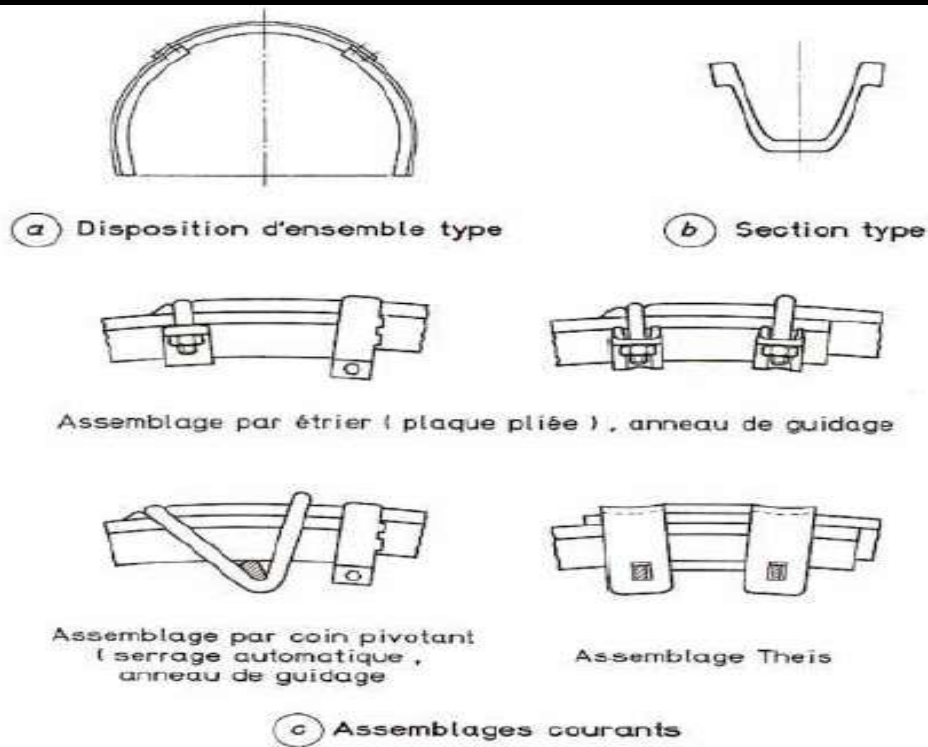


Figure 4.3 : Les cintres coulissants

4.2.1.3. Plaques métalliques assemblées.

Pour être efficace dans l'action du supportage, les cintres doivent être utilisés concurremment avec certains éléments complémentaires destinés à assurer l'interaction intime entre les déformations du cintre et celles du terrain. Ces éléments sont les appuis des cintres, Les entretoises (voir figure 4.2) et les plaques métallique (blindage).

Ces plaques métalliques sont en tôle pliée de 2 à 4 mm d'épaisseur et de 1 à 3 m de longueur. De telle façon que 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.

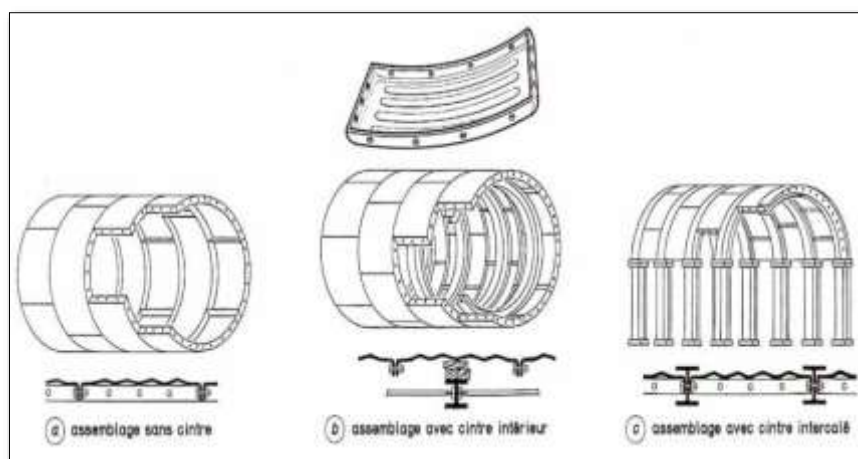


Figure 4.4 : Plaques métalliques assemblées [14]

4.2.1.4. Voussoirs en béton.

Il s'agit en général de voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 cm d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs.

Dans la solution des voussoirs universels, ces voussoirs sont légèrement pincés par rapport à l'axe du tunnel, ce qui permet de suivre le tracé dans toutes les directions.

De plus, Ils assurent à la fois une fonction de soutènement et de revêtement dans les ouvrages réalisés au tunnelier.

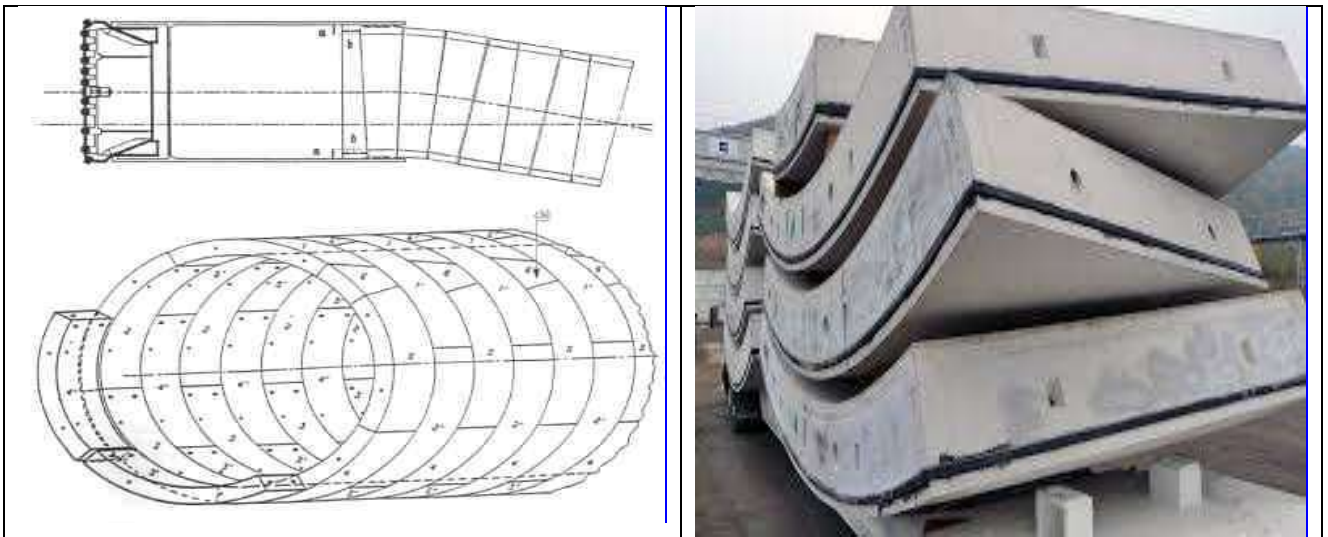


Figure 4.5 : Voussoirs universels [10].

4.2.1.5. Tubes préforés (voûte parapluie).

La voûte parapluie peut se rencontrer sous trois formes particulières :

- a. L'enfilage en calotte
- b. Les voûtes parapluies emboîtées
- c. Structures plus rigides (arc cellulaire)

a. L'enfilage en calotte.

Il consiste à mettre en place des barres ou des plaques d'acier longitudinales, à la périphérie du front de taille, le plus souvent sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence.

L'objectif de l'enfilage est d'assurer la sécurité immédiate de l'excavation avant la pose du soutènement.

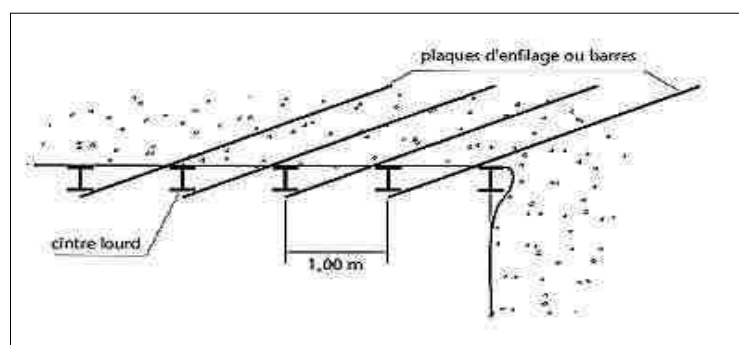


Figure 4.6 : Les barres d'enfilages.

b. La voûte-parapluie.

C'est une extension du procédé précédent -l'enfilage- ; 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.

Elle convient bien aux terrains hétérogènes : marraines, alluvions grossières, éboulis ou roches fortement fracturées.

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.

En bref, l'objectif est de créer une véritable structure de soutènement, constituée de tubes métalliques (ou plus généralement de pieux) disposés en couronne subhorizontale suivant les contours de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement.

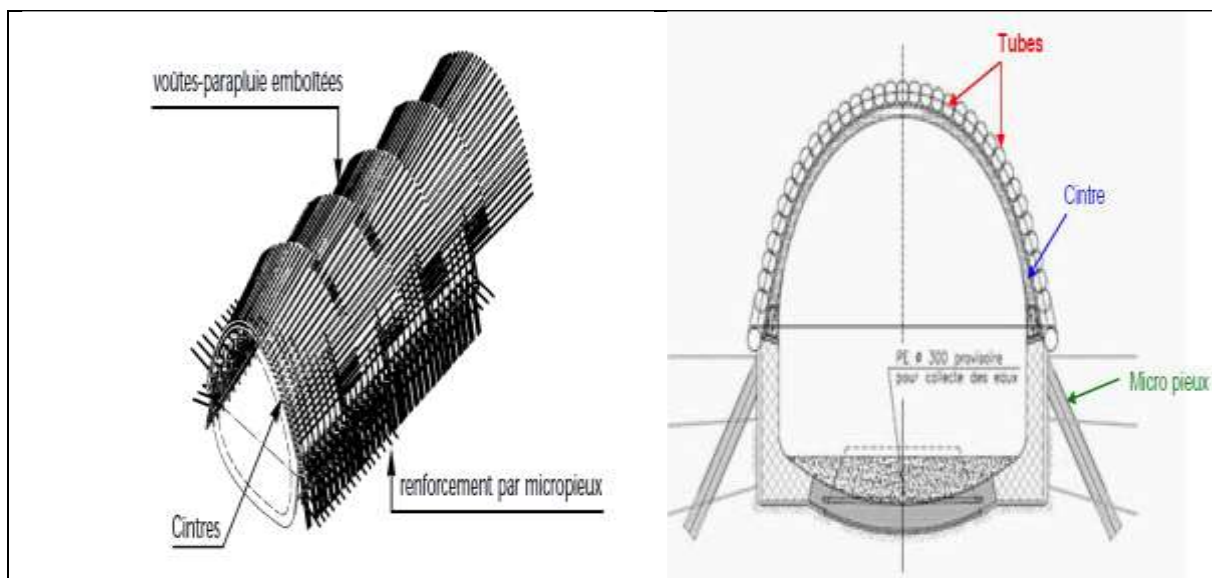


Figure 4.7 : Voûte parapluie emboîtées [10]. **Figure 4.8 :** Coup d'un tunnel montrent les tubes de la voûte parapluie.

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

c. Structures plus rigides.

Il s'agit de structures beaucoup plus rigides pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres de longueur, constituées de tubes métalliques de forte inertie. Si nécessaire, ces structures peuvent être renforcées : tubes remplis de béton, jointifs, connectés.

Le procédé peut nécessiter des opérations complémentaires importantes si l'on veut en plus limiter les déformations du massif : injections de serrage, blocage des tubes sur les cintres, confortement de l'appui des cintres.

4.2.2. Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant.

Ce sont essentiellement le béton projeté seul ou associé à des cintres légers.

4.2.2.1. Béton projeté : [04]

Le béton projeté, ou gunite, est un béton propulsé après malaxage sur un support sous forme de jet. Il a prise rapide inclut ou non, suivant les cas, des fibres métalliques de quelques centimètres de longueur.

Le béton est mis en place par coques minces successives et réalise un confinement du terrain lui permettant de garder sa résistance initiale.

De plus, Il 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. Son épaisseur comprise entre 10 et 25 cm. Il est le plus souvent mis en place en plusieurs passes et armé de treillis.

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

- ✓ La surface doit être à peu régulière.
- ✓ Éviter dans le cas de venues d'eau importantes.
- ✓ Le terrain doit présenter une cohésion c 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.

Il existe deux techniques de projection, la projection par voie humide ou par voie sèche, chacune ayant des avantages et des inconvénients

A. Projection par voie humide.

Le béton est généralement préparé en centrale (sable + ciment + eau) et est amené sur le chantier par camion toupie. Le camion verse ensuite son contenu dans un rotor connecté à un compresseur. Le béton est acheminé à travers les tuyaux pour atteindre son lieu d'application.

B. Projection par voie sèche.

Le béton est généralement préparé en centrale mais n'est pas hydraté (sable + ciment). Le mélange est versé dans un rotor à air comprimé qui l'envoie dans un tuyau jusqu'au bout du canon. À l'arrivée dans le canon, le mélange est humidifié et devient alors du béton.

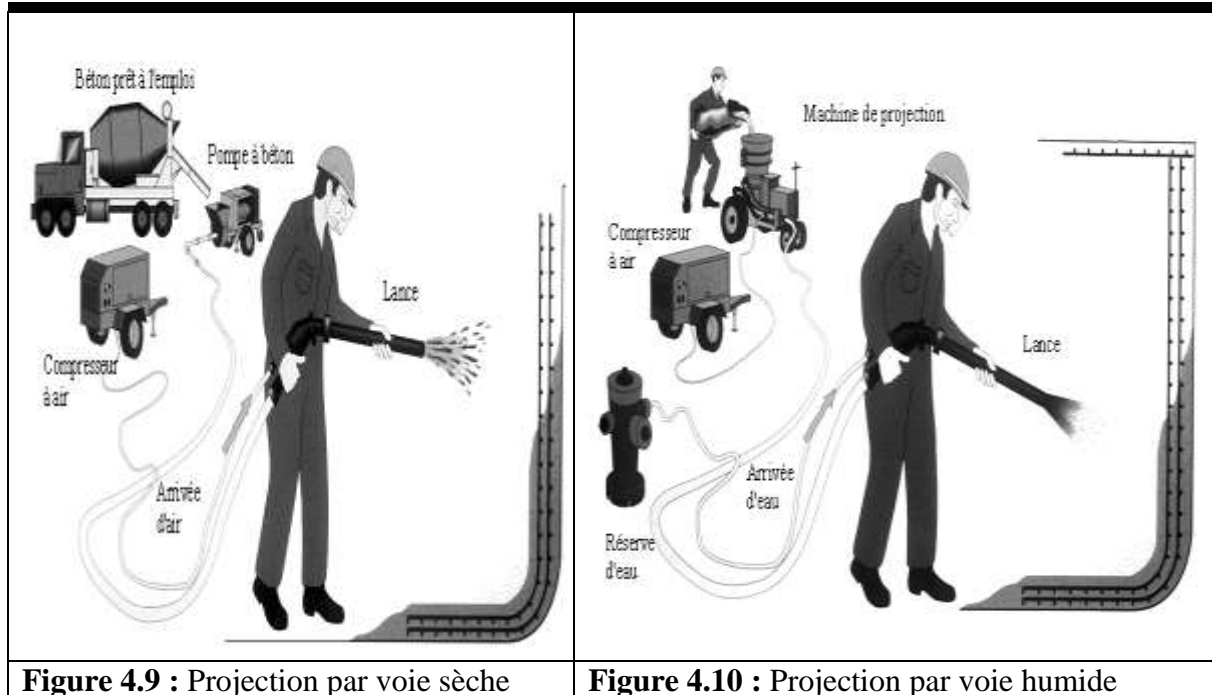


Figure 4.9 : Projection par voie sèche

Figure 4.10 : Projection par voie humide

C. Avantages et inconvénients du béton projeté.

La technique du béton projeté a un certain nombre d'inconvénients :

Investissement important : contrairement au béton traditionnel mis en place dans des banches, le béton projeté nécessite du matériel lourd : un compresseur avec machine à rotor et une équipe d'au moins quatre personnes.

La technique du béton projeté a aussi de nombreux avantages :

Vitesse d'exécution rapide la technique du béton projeté ne nécessite pas de coffrage autre que celui sur lequel elle projeté.

4.2.3. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant. (Boulonnages)

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 :

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 voûte 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.

Suivant leur configuration, il existe plusieurs types des boulons :

4.2.3.1. 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 oeuvre et son utilisation possible même en cas de venue d'eau dans le forage. Les tiges utilisées sont des tiges lisses dont le diamètre varie entre 16 et 25 mm. La longueur de ces boulons peut varier de 1 à 4 m, exceptionnellement de 5 ou 6 m.

A. Fente et coint.

Cette première version du boulonnage à ancrage ponctuel a aujourd'hui totalement disparu.

L'extrémité de la tige est fendue sur une longueur de 150 mm environ. la fente est insérée dans un coin en acier de 130 mm de longueur.

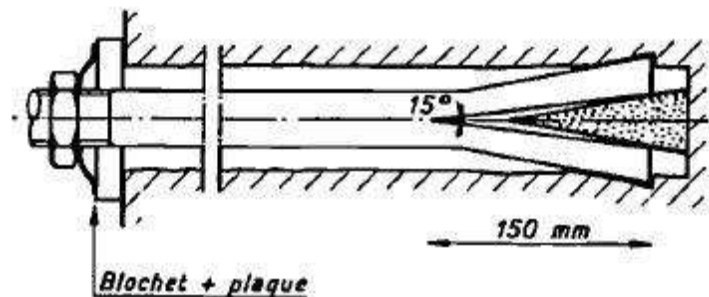


Figure 4.11 : Boulon à fente et coin.

B. Coquille d'expansion.

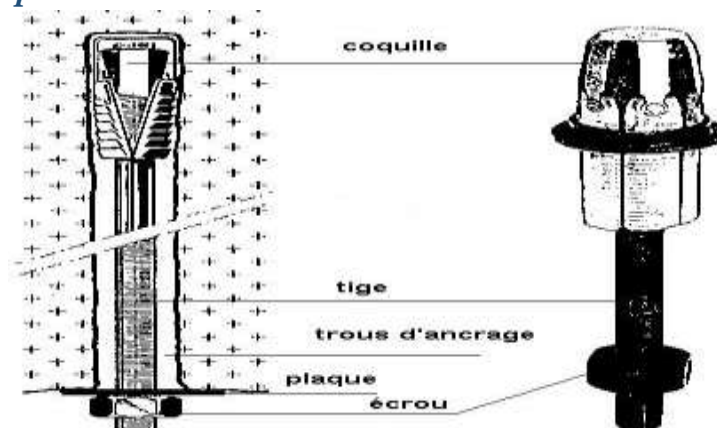


Figure 4.12 : Boulon à coquille d'expansion

C. Scellement à la résine ou ciment.

Un scellement à la résine ou ciment de la tige sur une longueur suffisante, environ 50 cm, peut assurer un ancrage satisfaisant au fond du forage. Ce procédé d'ancrage permet de réaliser des économies substantielles par rapport aux boulons à coquille expansive.

En contrepartie, ancrage ponctuel nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas fluer 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.

Et de plus si le scellement est réalisé sur toute la longueur du boulon, on a alors à faire à un ancrage réparti.

4.2.3.2. Boulons à ancrage réparti.

Ils sont ainsi nommés boulonnage à scellement réparti 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.

Le boulonnage est calé à la paroi à l'aide d'une plaque métallique servant d'appui et d'un système de serrage par écrou, de manière identique au boulonnage à ancrage ponctuel, ils sont des longueurs comprises entre 1 et 8 m.



Figure 4.13 : Boulon à ancrage réparti.

4.2.3.2.1. 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.

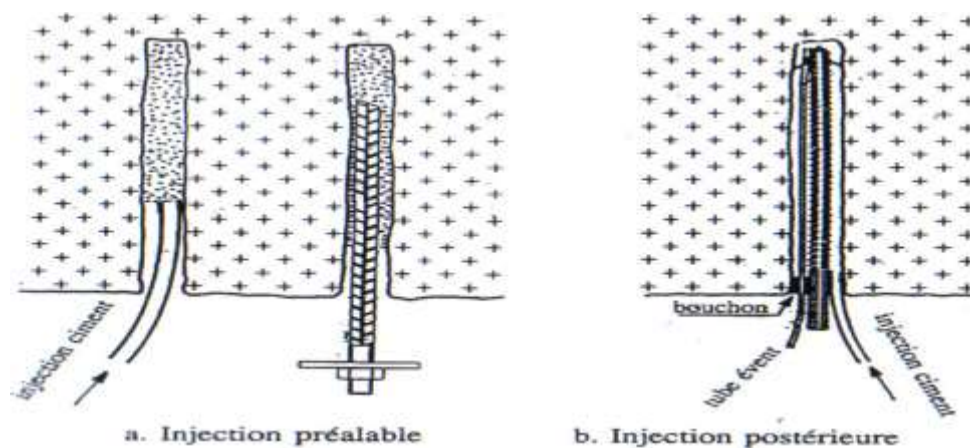


Figure 4.14 : Mise en place d'un boulon cimenté

4.2.3.2.2. 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.

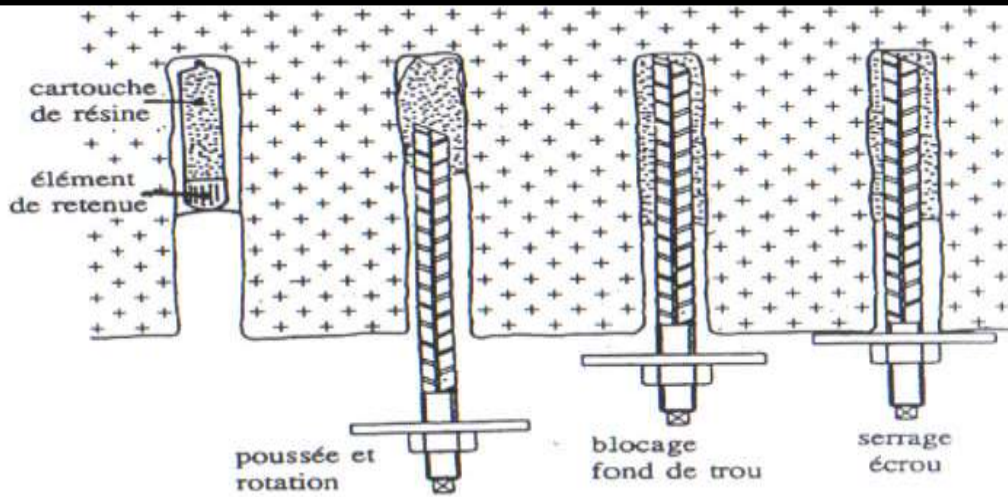


Figure 4.15 : Mise en place d'un boulon à la résine.

4.2.3.3. Le boulonnage à friction.

Les boulons à friction sont le développement le plus récent de la technologie du boulonnage. Il s'agit de tube creux dont la liaison avec le terrain est générée lors de la mise en oeuvre 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 Split-set et les Swellex. (Figure 4.16)

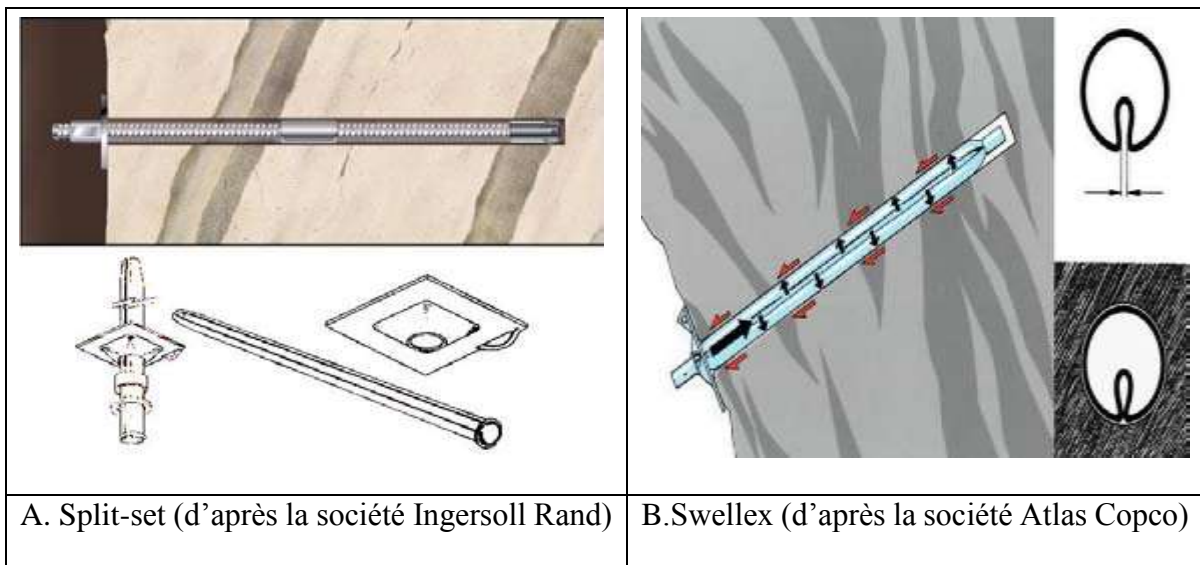


Figure 4.16 : Les boulons à friction

4.2.3.4. Barres foncées dans le terrain.

Elles s'utilisent lorsqu'il est impossible de forer un trou dont les parois soient stables pendant le temps nécessaire à la mise en place d'un boulon. On peut dans ce cas foncer, à l'aide d'une perforatrice, des barres nervurées qui sont vissées dans le terrain. La résistance à l'arrachement dépend de la nature du terrain.

4.2.3.5. Le choix d'un boulonnage. [14]

Ces différentes techniques de boulonnage ont des avantages et des inconvénients qui doivent être analysées pour choisir celle qui convient le mieux à une situation donnée, les principaux facteurs du choix sont :

- ✓ Nature de l'interaction entre le boulon et le terrain.
- ✓ La facilité d'installation.
- ✓ La rapidité de l'action de soutènement.
- ✓ La possibilité de d'effectuer un contrôle de qualité.
- ✓ La sensibilité aux vibrations dues tirs de mine.
- ✓ La résistance à la corrosion.

À propos de la foration il y a Plusieurs mal formation des trous peuvent exister lors de l'implantation des trous, elles sont notamment due à :

- ✓ Exécution des trous mal orientés.
- ✓ Forage avec des taillent très petits ou très grands.
- ✓ Exécution des trous à diamètre irrégulier.

4.2.4. Soutènement agissant par consolidation du terrain encaissant.

Dans ce cas il s'agit plus de technique de traitement de terrain que de soutènement, cela consiste à modifier les caractéristiques géotechnique propres du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même.

Ainsi donc pour améliorer les qualités mécaniques d'une masse de sol, on a recours à plusieurs techniques dont le choix va dépendre essentiellement de l'état de la nature du terrain en lui-même généralement ces technique sont utilisées quand les autres méthodes d'excavation ne permettent pas de maintenir la stabilité de l'excavation.

Ces techniques sont :

- ✓ Les injections,
- ✓ La congélation
- ✓ Et le drainage.

4.3. La nouvelle méthode Autrichienne. [22]

L'excavation du tunnel T3 de la ligne ferroviaire DJELFA-BOUGHAZOULE est faite suivant la Nouvelle Méthode Autrichienne. (N.A.T.M. selon l'abréviation anglaise)

4.3.1. Description.

Une définition officielle de la Nouvelle Méthode Autrichienne pour l'excavation des tunnels (NATM) a été publiée en 1980 par le Comité National Autrichien pour la Construction des Cavités :

"La nouvelle méthode Autrichienne de construction des tunnels suit une conception qui utilise le terrain autour de la cavité (sol ou roche) comme élément de support par activation d'un anneau de terrain portant. "

Elle se caractérise par :

- ✓ La mise en place, aussi rapidement que possible, du soutènement provisoire
- ✓ 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 soutènement provisoire suivant NATM 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 suivant NATM peut se faire suivant différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré, 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 adéquate.

Le soutènement comprend :

- ✓ Des ancrages scellés (mortier ou résine) contribuant à créer dans le terrain une voûte armée ;
- ✓ Une coque mince de béton projeté, généralement armée de treillis soudé ou de fibres métalliques solidaire du terrain. Son rôle est de protéger le terrain contre l'altération, de créer une continuité entre les éléments du terrain et d'apporter une certaine pression radiale de confinement.
- ✓ Éventuellement, des cintres légers coulissants qui renforcent la coque de béton projeté.

Le dispositif de mesure comprend essentiellement :

- ✓ Des mesures de déplacement par chaînes de convergence, tassomètre, extensomètre.
- ✓ Des mesures de contraintes au contact béton-terrain (mesures radiales) ou dans le béton lui-même (mesures tangentielles).

En bref, cette méthode c'est une multiplication des phases a pour but de sécuriser les travaux par le fait qu'à la fin de chaque phase, le massif traité autour de l'excavation converge et s'auto-équilibre tout en réduisant les contraintes appliquées sur le soutènement.

Enfin, le revêtement définitif mis en place après stabilisation des déformations à l'intérieur de la voûte de béton projeté, augmente la sécurité par un confinement supplémentaire.

4.4. Classification des massifs rocheux.

Généralement, la description d'un massif rocheux pour un projet de travaux souterrains est réalisée en appliquant l'une ou l'autre des méthodes suivantes (ou les deux) :

- 1- L'utilisation des systèmes de classification, notamment ceux proposés par Bieniawski (RMR : Rock Mass Rating) en 1989 et Barton (Q-system) en 1974.
- 2- L'application des recommandations de l'Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES), relatives à la description géologique des massifs rocheux publiés en 1993.

Ces méthodes, essentiellement basées sur des retours d'expériences, présentent en effet l'avantage d'aboutir à des préconisations des soutènements à mettre en oeuvre.

4.4.1. Classification de Bieniawski. [5]

La classification de Z. Bieniawski est une classification géo mécanique, elle va essayer de décrire le massif au sein duquel vient se loger le tunnel par l'utilisation des différents paramètres. À chaque paramètre qualitatif on lui donne un indice ou une note (Voir les tableaux B1 et B2 dans l'annexe B).

Et la somme de ces indices est égale à le RMR, qui comprend entre 0 et 100. ces paramètres sont :

4.4.1.1. Fracturation (R.Q.D) :

Le R.Q.D -Rock Quality Designation - 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 :

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

Les morceaux d'une dimension inférieure à 10 cm ne sont calculables il faut entendre morceaux de roche saine.

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. (Tableau 4.1).

Tableau 4.1 : Classification de la roche suivant R.Q.D.

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

4.4.1.2. La Résistance à la compression :

Z. Bieniawski reprend la classification de la résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte proposée par Deere. Il propose 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 l'Is (Appelé Indice Franklin).

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

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

D le diamètre de la carotte (en mm)

Puis la résistance à la compression uniaxiale égale à :

$$BC = (14 + 0,175D) * I_s$$

4.4.1.3. L'espace des discontinuités.

Le terme discontinuités reprend ici les joints, failles ou diaclases, stratifications et autres plans de faiblesse.

4.4.1.4. La nature des discontinuités.

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

4.4.1.5. Les venues d'eau.

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.

4.4.1.6. L'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 talus ; les fondations ou les tunnels. Remarquons que la valeur prise par cette note d'ajustement est le fruit d'une estimation qualitative. (Annexe B, Tableau B.3)

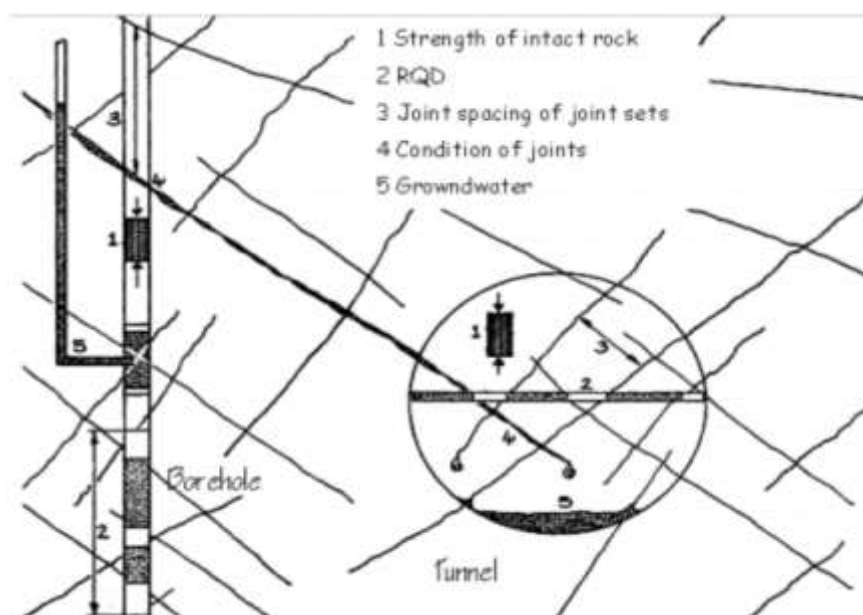


Figure 4.17 : Illustration graphique des paramètres de caractérisation du RMR (Bieniawski).

Après l'addition des cinq notes obtenues et la note d'ajustement, on trouve le RMR qu'il caractérise la qualité de roche et lui classe, ensuite on utilise le tableau 4.2 pour connaître le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement.

Tableau 4.2 : Classe de rocher (RMR).

Note globale RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classe de roche 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	10mm pour 0.5m de portée

Pour chaque classe de rocher, Z.BIENIAWSKI propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place. (Annexe B, Tableau B4).

4.4.2. La classification de Barton (Q-system). [3]

La classification de Barton a été présentée en 1974. Elle repose sur le même principe que la classification de Bieniawski, c'est-à-dire qu'elle attribue une note de qualité au massif rocheux, en combinant plusieurs paramètres. Cette classification fait intervenir les paramètres suivants :

- Le RQD ;
- Jn : indice des familles de joints ;
- Jr : indice de rugosité des joints ;
- Ja : indice d'altération des joints ;
- Jw = : conditions hydrauliques ;
- SRF : conditions de contraintes.

À chaque paramètre correspondent plusieurs classes, chacune étant associée à une note.

Q est calculé comme suit : $Q = (RQD/Jn) \times (Jr/Ja) \times (Jw/SRF)$

Sa valeur est comprise entre 0.001 et 1000. La qualité du massif rocheux selon Barton est représentée par 9 classes. (Annexe B , Tableau B.5)

4.5. Choix d'un mode de soutènement :

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

1/ 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.

2/ 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 et le délai à respecter.

Dans le projet du Tunnel T3 de longueur égale à 700 ml, les dimensions de soutènement provisoire utilisé sont :

Tableau 4.3 : Les types de soutènement des zones géologiques.

SOUTÈNEMENT	ZG1	ZG2	ZG3
Rayon d'excavation	6,36 ml	6,51ml	6,56 ml
Boulon d'encrage	Ø25 de 4 m, 13 u /1,5 ml	Ø32 de 6 m, 8 u /1,5 ml	Ø32de 6 m, 8 u /1,5 ml
Treillis a soudé	Une seule nappe de 26,5 m ² /ml.	Une seule nappe de 26,5 m ² /ml.	Double nappe de 55,3 m ² /ml.
Béton projeté	7,2 m ³ /m ² Avec ép. : 0.15 m	8,5 m ³ /m ² Avec ép. : 0.20 m	9,46 m ³ /m ² Avec ép. : 0.25 m

4.6. Revêtement [4].

4.6.1. Revêtement.

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.

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 ou de la capacité hydraulique.
- ✓ Fonction esthétique et d'imperméabilisation (Étanchéité).



Figure 4.18 : Le support de revêtement. Entrée de tunnel T2/ COSIDER M26.

4.6.2. Étanchéité des tunnels :

L'étanchéité est la fonction qui fait qu'un produit ou un ensemble de produits s'oppose au franchissement par un liquide tel que l'eau. On peut rendre un ouvrage étanche en mettant en oeuvre au contact ou à l'intérieur de sa structure un ensemble de produits d'étanchéité, cet ensemble est appelé système d'étanchéité.

À propos de T3 on installe sur toute la longueur le système d'étanchéité car les terrains voisins sont fissurés et le site du tunnel n'est pas éloigné des cours d'eau de la surface.

4.6. Conclusion :

Ils bien en évidence que presque tous les tunnels besoin d'un soutènement contre l'éboulement de terrain et pour assurer la continuité des travaux et la sécurité des personales travaillent avec les machines dans le tunnel.

Comme étant le soutènement de tunnel dépend principalement des caractéristiques géotechniques et mécaniques du terrain, nous avons évoqué dans ce chapitre les différents types de soutènement avec leur mode de fonctionnement par rapport au terrain.

En suite le choix entre ces modes de soutènement comprend deux phases une phase complémentaire et la phase principale qu'était l'analyse technique du problème.

Dans analyse technique, les responsables utilisent les classifications de terrain que sont basées sur des retours d'expériences, démarrent par des paramètres qualitatif et quantitatifs afin de classifier le terrain traversé dans des familles et donnent le type de soutènement convient.

*CHAPITRE 5 : EVALUATION
DES PRESSIONS DES TERRAINS*

5.1. Introduction.

Les principales charges agissantes sur le tunnel proviennent généralement des couches qui constituent le terrain. Le calcul de ses charges dépend de l'état de contrainte du massif avant le creusement de tunnel. Et pour faciliter la détermination des actions agissantes sur l'ouvrage on va avoir recours aux hypothèses simplificatrices suivantes :

- Le terrain est supposé homogène, élastique et isotrope ;
- La déformation est bidirectionnelle ;
- Les actions extérieures considérées sont dues aux poids des terres au-dessus de l'ouvrage.

Ces actions extérieures se définissent en contraintes verticales agissant sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs du tunnel. Afin d'évaluer quantitativement ces contraintes, il existe des nombreuses méthodes et formules empiriques qui souvent sont différentes selon les hypothèses adoptées. Certaines de ces méthodes ont une bonne confirmation expérimentale.

5.2. Types de poussées souterraines. [23]

Les causes de la poussée souterraine peuvent être réparties en trois groupes :

- Décompression de la masse rocheuse ;
- Poids des masses du terrain situé au-dessus du tunnel ;
- Augmentation du volume de la roche, gonflement d'origine chimique ou physique.

Les effets énumérés ci – dessus peuvent être respectivement à l'origine des trois sortes de poussées :

- Poussées de détente ;
- Poussées géologiques ;
- Poussées de gonflement.

5.2.1. Poussées de détente.

La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité, elle induit une diminution du champ de contrainte au voisinage de la cavité qui se traduit par une décompression du sol, ceci provoquera le détachement progressif d'un coin du rocher de la masse principale. Le phénomène de détente commence par l'affaissement d'une partie du rocher en calotte, le mouvement se poursuit sous forme d'un élargissement en direction des piédroits, puis par une extension vers le haut sous forme d'ogive, jusqu'à ce que les côtés du triangle forment un angle. Les risques d'accroissement de la poussée de détente se présentent avant la mise en place du soutènement provisoire. Plus on retarde la pose du soutènement, plus on laisse la chance à l'évolution de cette poussée, dont le développement ne se fait qu'après un certain temps.

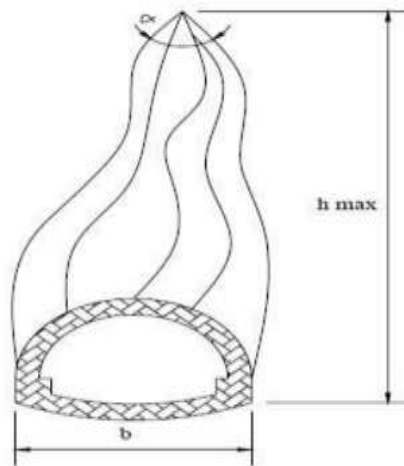


Figure 5.1. Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation

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

$$h_{max} = \frac{H}{2 * \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right)} = \frac{b}{2 * \sin \varphi} \quad [m] \quad (Eq. 5.1)$$

Avec :

H : Hauteur de couverture [m] b : Largeur de l'excavation [m]
 α : Angle de sommet du profil d'équilibre [°] φ : Angle de frottement interne [°]

5.2.2. Poussées géologiques.

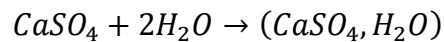
Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers mouvements tectoniques. Elle apparaît suite aux travaux d'excavations dans l'entourage du profil où l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales, atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche non seulement en calotte mais aussi sur les piédroits. Le processus de mouvement suscité par les travaux d'excavation débute au moment où à la suite du regroupement des poussées le long des piédroits, la pression atteint le double de sa valeur initiale, si bien qu'elle finisse par dépasser la résistance à la compression simple de la roche.

5.2.3. Poussées de gonflement.

Dans quelques roches argileuses, nous retrouverons sous certaines conditions, cette forme de poussée souterraine. Cette poussée peut être :

- D'origine physique, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provoquant une augmentation de volume.
- D'origine chimique, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates.

Parmi les plus connues des causes chimiques provoquant le gonflement est la transformation de l'anhydrite $CaSO_4$ en gypse au contact de l'eau :



5.3. Evaluation des charges verticales.

Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la prise en compte ou non de la zone de détente entourant la cavité. Cette zone dépend en premier lieu de la nature du terrain. Pour les terrains meubles ou peu résistants, cette zone de détente est intimement liée à la profondeur du tunnel, dans ce cas on utilise des méthodes qui tiennent compte de l'influence de la profondeur. Par contre, dans les terrains résistants, la zone de détente est indépendante de la profondeur de tunnel, dans ce cas on utilise des méthodes ne tenant pas compte de la profondeur.

5.3.1. Théorie de TERZAGHI.

Cette théorie a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux secs et sans cohésion, cependant sa validité a été élargie aux terrains cohérents. Conformément à la réalité, il admet que le terrain ne comporte pas plus d'humidité que celle nécessaire, d'après les expériences, pour lui conférer une cohésion suffisante, permettant d'assurer sans soutènement la stabilité du front d'attaque d'une galerie de faibles dimensions. TERZAGHI admet que la masse du sol qui entoure la galerie se déplacera déjà lors de l'excavation et ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement. Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surfaces de glissement fasse apparition. Il convient donc de définir la largeur de la masse de terrain qui se déplace dans le plan de la calotte de l'évidement, en partant d'un angle du plan de rupture de $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ donnant l'inclinaison de la surface de glissement de la poussée active des terres.

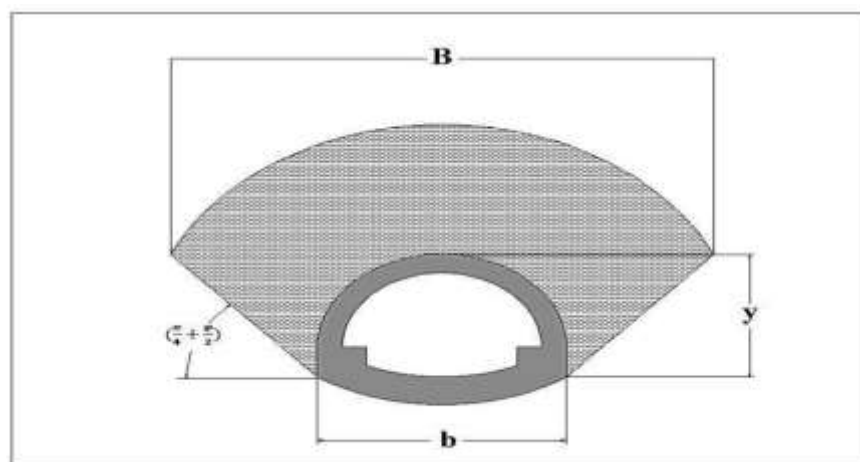


Figure 5.2. Schéma des hypothèses d'évaluation des charges verticales selon TERZAGHI

D'après le schéma précédent :

$$B = b + 2 * y * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad [m] \quad (Eq. 5.2)$$

- H Couverture de terre [m]
 y Hauteur de l'excavation [m]
 b Largeur de l'excavation [m]

Ainsi la contrainte verticale σ_v est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{B\gamma - 2c}{2K \tan \varphi} * \left[1 - e\left(-\frac{2KH \tan \varphi}{B}\right)\right] + q e\left(-\frac{2KH \tan \varphi}{B}\right) \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 5.3)$$

- c Cohésion de terrain [kN/m^2]
 φ Angle de frottement interne [$^\circ$]
 K Coefficient de poussée des terres au repos $K = 1 - \sin \varphi$

5.3.2. Théorie des poids des terres.

La charge verticale qui surmonte la voûte du tunnel est déterminée par une descente totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage. L'expression de la pression verticale est :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i * \gamma_i + q \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 5.4)$$

- γ_i Poids volumique de la couche i [N/m^3]
 h_i Epaisseur de la couche i [m]
 q Surcharge à la surface [kN/m^2]

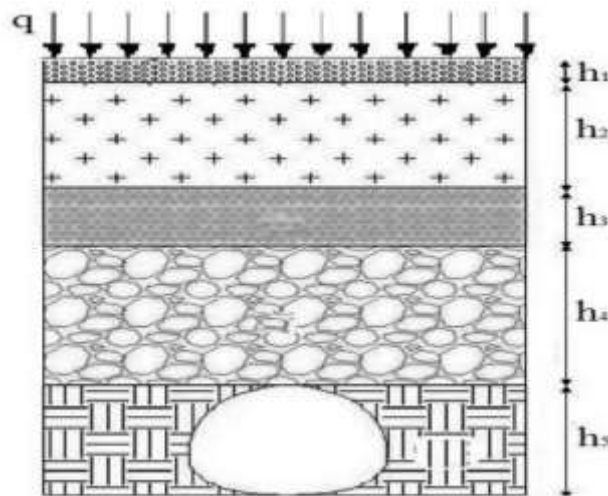


Figure 5.3. Hypothèses de la théorie des poids des terres.

5.3.3. Théorie de BIERBAÜMER.

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse rocheuse délimitée par une parabole de hauteur $h = \alpha * H$. Le calcul du coefficient de réduction α se fait suivant une méthode selon laquelle la masse de roche aura tendance à se déplacer vers le bas suivant des surfaces de glissement inclinées de $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ par rapport à la horizontale.

$$\sigma_v = \gamma * h = \gamma * \alpha * H \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 5.5)$$

Avec :

H Couverture de terrain [m]

h Hauteur de la parabole de charge [m]

α Coefficient de réduction α est fonction de H

Où :

$$B = \begin{cases} b + 2y * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Section fer à cheval rectangulaire} \\ 2R * \tan\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4}\right) & \text{Section circulaire} \end{cases} \quad (Eq. 5.6)$$

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{si } H < 15 \text{ m} \\ 1 - \frac{H * \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B} & \text{si } 15 \text{ m} \leq H \leq 200 \text{ m} \\ \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{si } H > 200 \text{ m} \end{cases} \quad (Eq. 5.7)$$

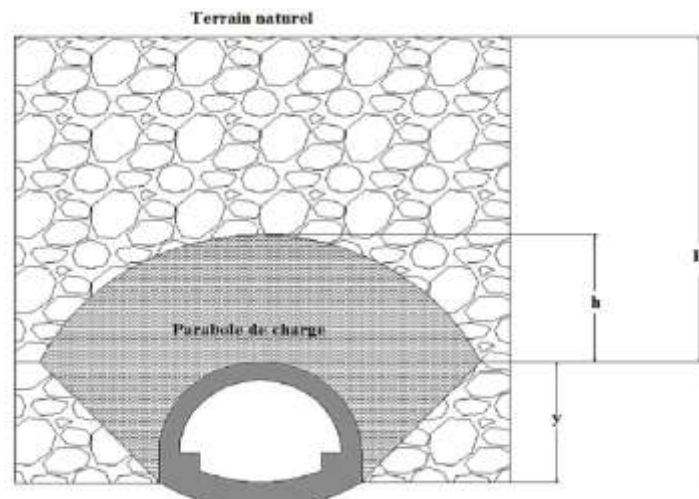


Figure 5.4. Hypothèses de la théorie de BIERBAÜMER

5.3.4. Théorie de PROTODIAKONOV.

Cette théorie est basée sur la définition statique d'une voûte naturelle située au – dessus des terrains excavés de forme parabolique et de hauteur h_p et dont l'équilibre est assuré par les efforts de compression agissant tout au long de la voûte. La contrainte verticale est égale à :

$$\sigma_v = \gamma * h_p \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 5.8)$$

$$h_p = \frac{B}{2f} = \frac{B}{2 * \tan \varphi} \quad [m] \quad (Eq. 5.9)$$

$$B = b + 2 * y * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [m] \quad (Eq. 5.10)$$

$$f = \begin{cases} \tan \varphi & \text{sol granuleux} \\ \tan \varphi + \frac{c}{R_c} & \text{sol cohérent} \\ \frac{\sigma_k}{100} & \text{sol rocheux} \end{cases} \quad (Eq. 5.11)$$

h_p hauteur maximal de la voûte au déplacement [m]

B Largeur de la masse de terrain concernées par le déplacement [m]

f Coefficient de résistance pour différents terrains

R_c Résistance à la compression [kN/m²]

σ_k Résistance de dureté de la roche [kN/m²]

La méthode de PROTODIAKONOV est satisfaisante pour les tunnels situés à une profondeur H_c telle que :

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

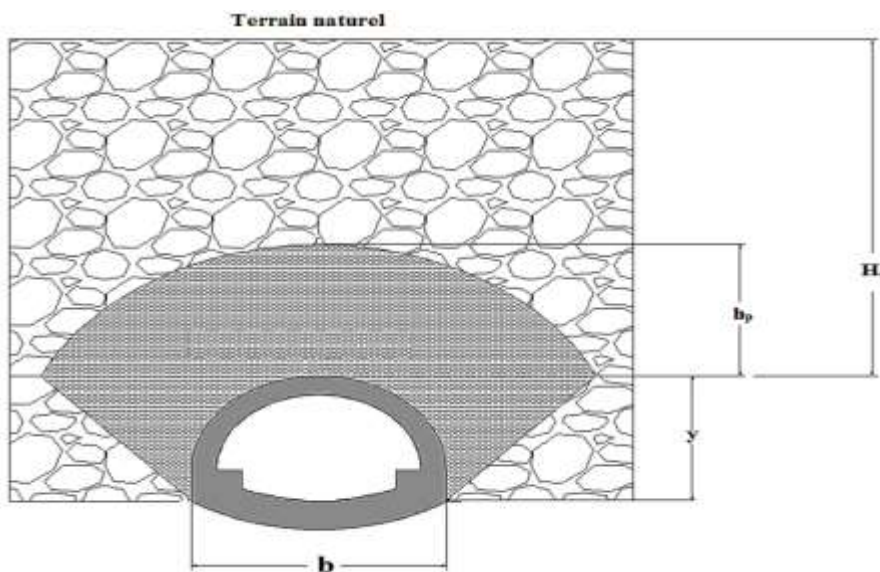


Figure 5.5. Hypothèses de la théorie de PROTODIAKONOV

La théorie de PROTODIAKONOV ne tient pas compte de l'influence de la profondeur, elle estime que le poids de la masse se trouvant en clé de voûte est diminué par l'effet de frottement, c'est à dire que ce n'est pas toute la hauteur de couverture qui agira en charge. La théorie de TERZAGHI, tient compte de l'influence de la profondeur et ceci en prenant toute la hauteur de couverture et ses caractéristiques.

Tableau 5.1. La résistance des terrains selon la théorie de PROTODIAKONOV.

Catégorie	Résistance	ρ [kg/m^3]	φ [°]	f
I	Terrain de résistance supérieure	> 2000	87	20
II	Terrain très résistant	1500	85,5	15
III	Terrain de bonne tenue	900	82	8
IV	Terrain assez résistant	550	75	6
V	Terrain de résistance moyenne	350	70	3
VI	Terrain assez inconsistant	200	65	1,5
VII	Terrain inconsistant	150 – 200	50	1
VIII	Terrain meuble	100 – 150	30	0,6

5.4. Evaluation des charges horizontales. [23]

Bien que le but principal de l'étude des charges agissant sur le souterrain soit de déterminer l'importance de la charge verticale, il n'est pas moins capital de connaître la grandeur des pressions latérales dont on a également besoin pour le calcul du profil.

5.4.1. Théorie de TERZAGHI.

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

$$\sigma_h = \begin{cases} 0,3\gamma * (0,5y + H_p) & \text{Cas général} \\ \gamma H * \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Terrains granuleux} \\ \sigma_v * \frac{\nu}{1 - \nu} & \text{Roches de bonne tenue} \end{cases} \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 5.12)$$

Avec :

ν Coefficient de Poisson

H_p La hauteur du noyau de détente [m]

$$H_p = \frac{b}{2 * \sin \varphi} \quad [m]$$

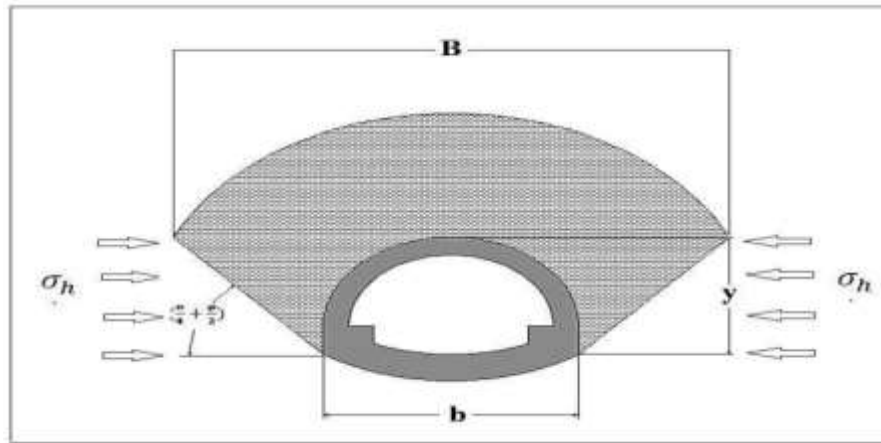


Figure 5.6. Hypothèses de TARZAGHI pour l'évaluation des charges horizontales.

5.4.2. Théorie de PROTODIAKONOV.

Selon PROTODIAKONOV, la pression latérale agissant sur une paroi de hauteur y et de largeur b est :

$$\sigma_h = \gamma * y * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) * \left[\frac{2b}{3 \tan \varphi} + y * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{y}{2} \right] \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 5.13)$$

5.4.3. Théorie de COULOMB - RANKINE.

On peut calculer la pression horizontale qui est de répartition trapézoïdale en fonction de la pression verticale d'après COULOMB et RANKINE par les formules suivantes :

Au niveau de la calotte.

$$\begin{aligned} \sigma_{h1} &= k_a * \sigma_v \quad [kN/m^2] && \text{A court terme (soutènement provisoire)} \\ \sigma_{h1} &= k_0 * \sigma_v \quad [kN/m^2] && \text{A long terme (revêtement définitif)} \end{aligned} \quad (Eq. 5.14)$$

σ_v : contrainte verticale de TERZAGHI

$$\begin{cases} k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) & \text{Coefficient de poussées actives} \\ k_0 = (1 - \sin \varphi) * X_1 X_2 X_3 & \text{Coefficient des terres au repos} \end{cases}$$

Où

X_1 : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain

X_2 : Coefficient d'influence de la genèse du terrain

X_3 : Coefficient rhéologique

Au niveau du radier.

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 5.15)$$

$$\sigma_{h2} = \gamma * y * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 5.16)$$

Tableau 5.2. Les valeurs des facteurs selon les types des terrains

Nature de terrain	X_1	X_2	X_3
Remblais	1,00	1,00	1,00
Argile	0,70	1,00	0,50
Sable	1,00	1,00	1,00
Marne	0,70	1,00	0,70

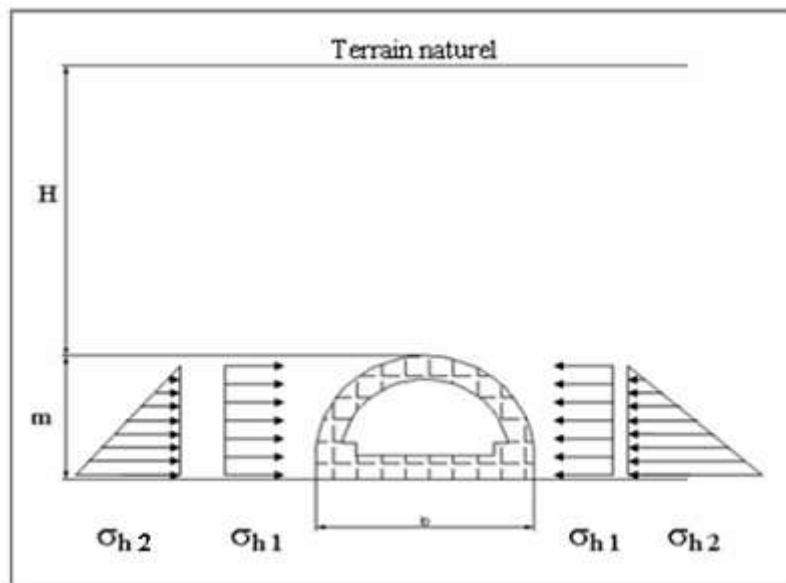


Figure 5.7. Théorème de COULOMB - RANKINE

5.4.4. L'expérience soviétique.

L'expérience soviétique a déduit que la répartition de poussée latérale est trapézoïdale devra être déterminée en fonction de deux valeurs de poussées extrêmes au niveau de la calotte ainsi qu'au niveau du radier.

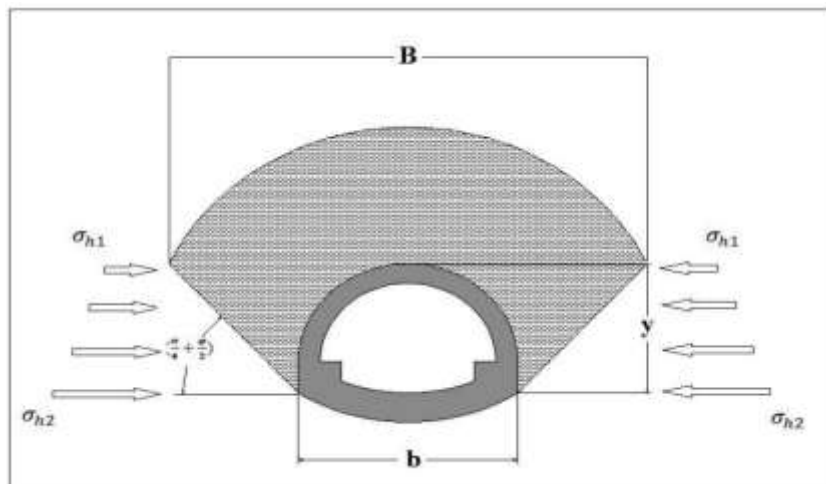


Figure 5.8. Hypothèses de l'expérience soviétique

La poussée spécifique est :

Au niveau de la calotte.

$$\sigma_{h1} = \gamma * h_p * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 5.17)$$

Au niveau des stross.

$$\sigma_{h2} = \gamma(h_p + y) * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2] \quad (Eq. IV. 18)$$

Tel que :

$$h_p = \frac{b}{2 * \sin \varphi} \quad [m]$$

5.5. Evaluation de la pression agissant au niveau du radier.

Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains non durs et plus particulièrement dans les sols plastiques et dans les argiles mouillées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous le radier. Si les contraintes géostatiques ainsi libérées lors de l'excavation sont importantes, la zone décomprimée peut intéresser un grand volume de terrain et entraîner son fluage de bas en haut vers l'intérieur de la galerie. Plusieurs chercheurs ont tenté de définir ce phénomène. Nous exposerons deux des plus importantes méthodes, nous citons celle donnée par TERZAGHI et celle donnée par TSIMBARIEVITCH.

5.5.1. Méthode de TERZAGHI.

TERZAGHI a démontré que l'ordre de grandeur de la pression au niveau du radier est approximativement la moitié de la pression à la calotte, la poussée latérale étant à peu près au niveau de cette valeur.

Pour un terrain à cohésion parfaite où $c \neq 0$ et $\varphi = 0^\circ$, l'effort agissant sur le plan est :

$$Q_0 = \left(\frac{b\gamma}{2} \right) * \left(3H_1 - y - \frac{2f}{3} \right) - H_1 * c \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 5.19)$$

La résistance d'une bande de terrain de largeur b est :

$$bgbvbQ = P_{max} * b = (2 + \pi) * c * b \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 5.20)$$

Le coefficient de sécurité sera donc exprimé par le rapport suivant :

$$n = \frac{Q}{Q_0} = \frac{2c * (2 + \pi)}{\gamma * \left[H_1 * \left(3 - \frac{2c}{b\gamma} \right) - \frac{2f}{3} - y \right]} \geq 1,5 \quad (Eq. 5.21)$$

Pour un terrain granuleux sans cohésion où $c = 0$ et $\varphi \neq 0^\circ$, la résistance au cisaillement agissant le long des plans de glissement verticaux sera égale à :

$$Q_0 = \left(A + \frac{b}{2}\right) H_1 \gamma - \frac{b\gamma\gamma}{2} - \frac{bf\gamma}{3} - \frac{\gamma}{2} * \left[H_1 * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \right]^2 * \tan \varphi \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 5.22)$$

Avec,

$$A \text{ Largeur de la zone (ae) } [m]$$

La charge de rupture exprimant la résistance de terrain pour le cas $c = 0$ s'écrit sous la forme suivante :

$$Q = A^2 * \gamma * n_0 \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 5.23)$$

Avec, n_0 le coefficient de la résistance empêchant le glissement du terrain qui est fonction de φ , pouvant être tiré du tableau suivant :

Tableau 5.3. Les valeurs de coefficient de résistance selon les angles de frottement interne

φ [°]	0	10	20	25	30	35	40	44	48
n_0	0	1	5	10	20	40	140	260	780

Notons que si $A = 0$, la sécurité vis-à-vis du glissement du radier est inexistante, il faudra donc prendre le soin de mettre en place un étayage.

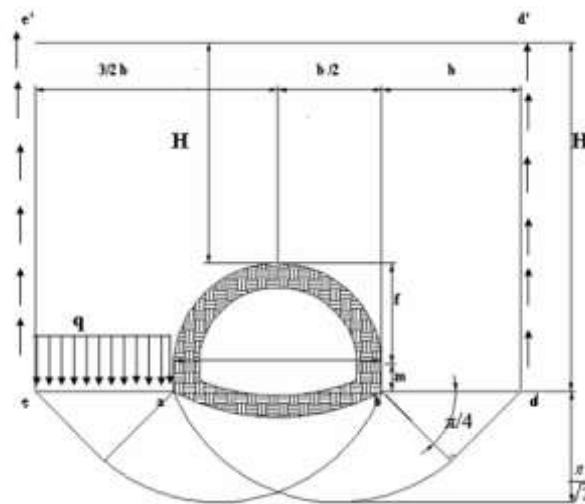


Figure 5.9. Les charges agissant sur le radier selon TERZAGHI

5.5.2. Méthode de TSIMBARIÉVITCH.

À cause de l'influence de la poussée verticale exercée par les masses de terrains latérales, un coin du radier se déplacera vers l'intérieur de l'excavation. Ce déplacement étant équilibré par l'effet de butée des terrains situés sous l'évidement.

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

$$\text{La poussée } E_a = (p + \gamma Z) * K_a - 2c * \sqrt{K_a} \quad [kN/m^2] \quad (\text{Eq. 5.24})$$

$$\text{La butée } E_p = (\gamma Z) * K_p - 2c * \sqrt{K_p} \quad [kN/m^2] \quad (\text{Eq. 5.25})$$

P Contrainte géostatique verticale au niveau du piedroit

Avec :

$$K_{a,p} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} \mp \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{Eq. 5.26})$$

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

$$Z = \frac{p * K_a - 2c * (\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}{\gamma * (K_p - K_a)} \quad [m] \quad (\text{Eq. 5.27})$$

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

$$E = E_a - E_p = \frac{\gamma Z}{2} * (Z + 2H) * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{1}{2} \gamma * Z^2 * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2]$$

L'effort horizontal agissant en la direction de l'excavation peut être décomposé en deux composantes : T parallèle et S perpendiculaire à la série des plans de glissements.

$$\begin{cases} T = E * \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2] \\ S = E * \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2] \end{cases} \quad (\text{Eq. 5.28})$$

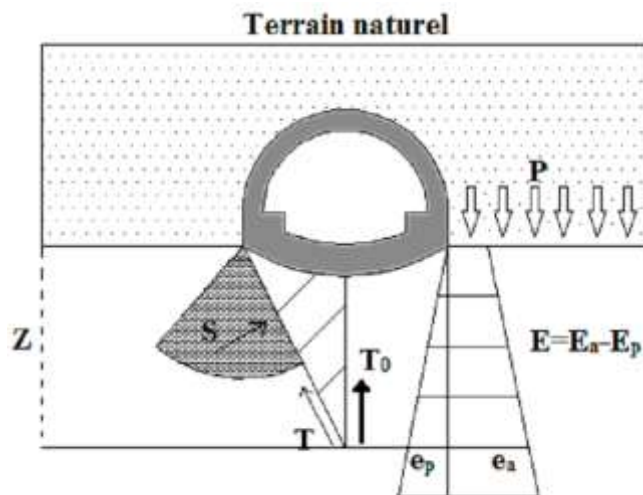


Figure 5.10. Les charges sous le radier selon TSIMBARIÉVITCH

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain soit provoqué par des efforts survenant des deux côtés on retrouve une résultante T_0 telle que :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} * \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 5.29)$$

La résultante T_0 exerce son action dont l'axe central étant verticale.

Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une surcharge q ou par une forme en contre voûte du radier, la charge q doit être répartie sur une longueur Y calculée par l'équation suivante :

$$Y = \frac{Z}{\tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \quad [m] \quad (Eq. 5.30)$$

Ainsi la contrainte engendrée sous le radier est :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} = \frac{T_0}{Z} * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 5.31)$$

Vérification de non soulèvement :

Il faudra également s'assurer que l'on ne doit pas dépasser l'état limite de rupture au niveau du radier donné par la relation suivante :

$$\sigma \leq \left[\frac{4c}{1 - \sin \varphi} \right] * (2 + \sin \varphi) * \cos \varphi \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 5.32)$$

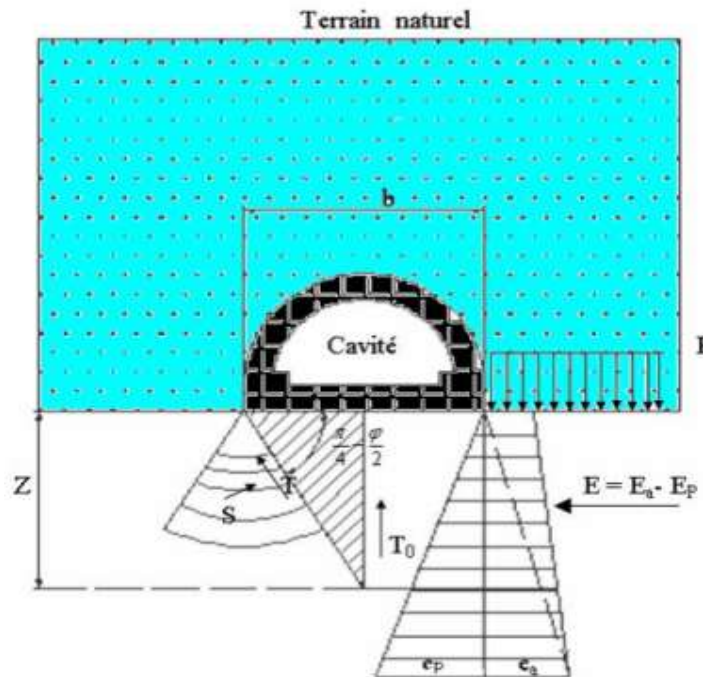


Figure 5.11. Les pressions sous le radier

5.6. Evaluation des pressions hydrostatiques.

Lorsque le revêtement d'un ouvrage est plus imperméable que le terrain considéré, la pression hydrostatique est calculée en général le long de la ligne moyenne du revêtement. Il est souvent commode de décomposer ces poussées en deux termes :

- Une pression uniforme sur le pourtour du tunnel égale à la pression qui s'exerce au sommet de la voûte et n'engendre qu'un effort normal de compression.
- Une pression triangulaire proportionnelle à la profondeur du point considérée par rapport à la voûte qui engendre des efforts normaux ainsi que des efforts de flexion.

5.6.1. Charges et surcharges.

a. Charges intérieures.

On néglige généralement les charges dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant l'intérieur du tunnel. C'est la raison pour laquelle, à l'exception des ouvrages soumis à des forces intérieures (galerie d'eau, réservoirs de gaz), les charges intérieures ne sont pas prises en considération, d'autant plus que ces charges travaillent dans le sens contraire des charges extérieures.

b. Charges extérieures.

C'est les charges provenant du poids de bâtiments et de véhicules circulant à la surface qui peuvent avoir une certaine influence sur le dimensionnement. Cependant ils ne doivent être en considération que s'il s'agit des tunnels à faible couverture.

5.7. Conclusion.

La théorie de PROTODIAKONOV ne tient pas compte de l'influence de la profondeur, elle estime que le poids de la masse se trouvant en clé de voûte est diminué par l'effet de frottement.

La théorie de TERZAGHI, tient compte de l'influence de la profondeur et ceci en prenant toute la hauteur de couverture et ses caractéristiques.

L'évaluation de la pression agissant au niveau du radier est exigé essentiellement cas des sols plastiques et des argiles mouillées d'eau.

Le choix de la méthode d'évaluation dépend de plusieurs paramètres tels que la profondeur d'excavation, les caractéristiques hydrogéologiques et géotechniques du site ainsi que la géométrie du tunnel.

CHAPITRE 6 :
APPLICATION NEMIRIQUE
DES PRESSIONS DE
TERRAIN

6. Calcule des pressions de terrain.

En prenant en compte les sondages effectués le long de tracé du Tunnel T3, le sondage choisi pour le calcul des charges représente est le sondage : S 304 localisé dans l'unité géologique 3 (UG3), et les résultats sont les suivants :

6.1. Poussées de détente.

Le tableau suivant résume les paramètres et les valeurs recommandées pour les calculs :

Tableau 6.1. Les paramètres et les valeurs recommandées pour le calcul de la poussée de détente

Paramètres	Valeurs recommandées
Hauteur de couverture : H [m]	22
Angle de frottement interne : φ [°]	25
Largeur de tunnel : b [m]	13.06

De (Eq. 5.1)

$$\text{Hauteur de profil d'équilibre } h_{max} = \frac{13.06}{2 * \sin 25} = 15.55 \text{ m}$$

$$\text{Angle du sommet de profil d'équilibre } \alpha = 2 * \tan^{-1} \left(\frac{h}{2 * h_{max}} \right) \text{ [°]}$$

$$\alpha = 70.56^\circ$$

6.2. Evaluation des pressions verticales.

Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la prise en compte ou non de la zone de détente entourant la cavité. Cette zone dépend en premier lieu de la nature du terrain. Pour les terrains meubles ou peu résistants, cette zone de détente est intimement liée à la profondeur du tunnel, dans ce cas on utilise des méthodes qui tiennent compte de l'influence de la profondeur. Par contre, dans les terrains résistants, la zone de détente est indépendante de la profondeur de tunnel, dans ce cas on utilise des méthodes ne tenant pas compte de la profondeur.

Les paramètres recommandés pour le calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 6.2. Les paramètres recommandés pour le calcul de la pression verticale.

Paramètres d'unité géologique 3	Valeur
<i>Densité humide</i> $[kN/m^3]$	23
<i>Module E</i> $[MN/m^2]$	13
<i>Module E_s</i> $[MN/m^2]$	21
<i>Cohésion c'</i> $[kN/m^2]$	60
<i>Cohésion c_u</i> $[kN/m^2]$	15
<i>Angle de frottement interne φ</i> $[^\circ]$	25

6.2.1. Théorie de TERZAGHI.

Le tableau suivant donne les paramètres pour le calcul des charges verticales selon la théorie de TERZAGHI.

Tableau 6.3. Les paramètres de calcul du plan de glissement selon TERZAGHI

<i>y</i> Hauteur de l'excavation $[m]$	6.4
<i>b</i> Largeur de l'excavation $[m]$	13.06
<i>φ</i> Angle de frottement interne $[^\circ]$	25,00

De (Eq. 5.2) :

La largeur du plan de glissement :

$$B = 13.06 + 2 * 6.4 * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right)$$

$$B = 21.21 \text{ m}$$

Ainsi, la contrainte verticale σ_v est calculé d'après la formule de (Eq. 5.3)

La charge verticale du sol sur une hauteur de 22 m est :

$$\sigma_v = 295.91 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Tableau 6.4. La pression verticale selon la théorie de TERZAGHI.

Strates	Paramètres	Valeur	Charge verticale
couverture	γ [kN/m^3]	23.00	$\sigma_v = 295.91 \text{ kN}/m^2$
	c [kPa]	60.00	
	φ [°]	25,00	
	H [m]	22.00	

6.2.2. Théorie des poids des terres.

La charge verticale qui surmonte la voûte du tunnel est déterminée par une descente totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage.

La pression verticale est déterminer selon (Eq. 5.4) :

$$\sigma_v = 0,00 + (22,00 * 23,00)$$

$$\sigma_v = 506,00 \text{ kN}/m^2$$

6.2.3. Théorie de BIERBAÜMER.

La contrainte verticale selon BIERBAÜMER est donnée par la formule (Eq. 5.5)

Puisque $H = 22.00 \text{ m}$ donc $15 < H < 200 \text{ m}$ alors on remplace dans (Eq. 5.7) :

$$\alpha = 1 - \frac{22 * \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right)}{21.21}$$

$$\alpha = 0.58$$

Et

$$\sigma_v = 23 * 0.58 * 22$$

$$\sigma_v = 293.03 \text{ kN}/m^2$$

De (Eq. 5.6)

$$B = 13.06 + 2 * 6.4 * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right)$$

$$B = 21.21 \text{ m}$$

6.2.4. Théorie de PROTODIAKONOV.

Cette théorie est basée sur la définition statique d'une voûte naturelle située au – dessus des terrains excavés de forme parabolique et de hauteur h_p et dont l'équilibre est assuré par les efforts de compression agissant tout au long de la voûte.

D'après (Eq. 5.10)

$$B = 13.06 + 2 * 6.4 * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right)$$

$$B = 21.21 \text{ m}$$

D'après (Eq. 5.11)

$$f = \tan 25 = 0,47$$

D'après (Eq. 5.9)

$$h_p = \frac{21.21}{2 * 0,47}$$

$$h_p = 22.75 \text{ m}$$

La contrainte verticale d'après (Eq. 5.8) est égale à

$$\sigma_v = 23 * 22.75$$

$$\sigma_v = 523.19 \text{ kN/m}^2$$

La méthode de PROTODIAKONOV est satisfaisante pour les tunnels situés à une profondeur H_c telle que :

$$23 < H_c < 46$$

Ce qui ne convient pas dans notre cas, car $H = H_c = 22 \text{ m}$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 6.5. Résultats des calculs des pressions verticales pour les différentes théories :

	TARZAGHI	Poids des terres	BIERBAÜMER	PROTODIAKONOV
σ_v [kN/m ²]	295.91	506.00	293.03	523.19

6.3. Evaluation des pressions horizontales.

6.3.1. Théorie de TERZAGHI.

La hauteur du noyau de détente est :

$$h_p = \frac{13.06}{2 * \sin 25} = 15.45 \text{ m}$$

La contrainte horizontale est calculée d'après la formule de (Eq. 5.12)

$$\sigma_h = 0,3 * 23 * (0,5 * 6.4 + 15.45)$$

$$\sigma_h = 128.69 \text{ kN/m}^2$$

6.3.2. Théorie de PROTODIAKONOV.

Selon PROTODIAKONOV, la pression latérale agissant sur une paroi de hauteur 9,09 m et de largeur 13.06m est d'après (Eq. 5.13) :

$$\sigma_h = 23 * 6.4 * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) * \left[\frac{2 * 13.06}{3 \tan 25} + 6.4 * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) + \frac{6.4}{2} \right]$$

$$\sigma_h = 1550.24 \text{ kN/m}^2$$

6.3.3. Théorie de COULOMB – RANKINE.

On peut calculer la pression horizontale qui est de répartition trapézoïdale en fonction de la pression verticale d'après COULOMB et RANKINE par les formules suivantes :

Au niveau de la calotte.

$$\text{Coefficient de poussées actives } k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$k_a = 0,41$$

$$\text{La contrainte horizontale } \sigma_{h1} = 295.91 * 0,41$$

$$\sigma_{h1} = 120.10 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau du radier.

$$\text{(Eq. 5.16) } \sigma_{h2} = 23 * 6.4 * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) - 2 * 60 * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = -16.71 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{(Eq. 5.15) } \sigma_h = 120.10 - 16.71.98$$

$$\sigma_h = 103.39 \text{ kN/m}^2$$

6.3.4. L'expérience soviétique.

L'expérience soviétique a déduit que la répartition de poussée latérale est trapézoïdale devra être déterminée en fonction de deux valeurs de poussées extrêmes au niveau de la calotte ainsi qu'au niveau du radier.

$$h_p = \frac{13.06}{2 * \sin 25} = 15,45 \text{ m}$$

La poussée spécifique est : *Au niveau de la calotte.*

$$(Eq. 5.17) \quad \sigma_{h1} = 23 * 15.45 * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) - 2 * 60 * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$\sigma_{h1} = 67.79 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau de stross.

$$(Eq. 5.18) \quad \sigma_{h2} = 23 * (15.45 + 6.4) * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) - 2 * 60 * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 127.53 \text{ kN/m}^2$$

Tableau 6.6. Résumé des pressions horizontales selon les différentes hypothèses.

σ_h [kN/m ²]	TERZAGHI	COULOMB		Soviétique		PROTODIAKONOV
		Calotte	Radier	Calotte	Stross	
	128.69					1550.24
		120.10	103.39	67.79	127.53	

6.4. Evaluation de la pression agissant au niveau du radier.

Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains non durs et plus particulièrement dans les sols plastiques et dans les argiles imbibées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous le radier.

6.4.1. Méthode de TERZAGHI.

L'effort agissant sur le plan est d'après (Eq. 5.19)

$$Q_0 = \left(\frac{13.06 * 23}{2} \right) * \left(3 * 22 - 6.4 - \frac{2 * 0,41}{3} \right) - 22 * 60$$

$$Q_0 = 10084.28 \text{ kN/m}^2$$

La résistance d'une bande de terrain de largeur $a = 13.06 \text{ m}$ est d'après (Eq. IV. 20)

$$Q = (2 + \pi) * 60 * 13.06 \quad Q = 4028.95 \text{ kN/m}^2$$

Le coefficient de sécurité sera donc exprimé d'après (Eq. 5.21) par le rapport suivant :

$$n = \frac{4028.95}{10084.28} = 0.40$$

6.4.2. Méthode de TSIMBAREVITCH.

À cause de l'influence de la poussée verticale exercée par les masses de terrains latérales, un coin du radier se déplacera vers l'intérieur de l'excavation. Ce déplacement étant équilibré par l'effet de butée des terrains situés sous l'évidement.

On calcule d'abord les coefficients de poussé et de butée d'après (Eq. 5.26)

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) = 0,41$$

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{25}{2} \right) = 2,46$$

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

$$(Eq. 5.27) \quad Z = \frac{295,91 * 0,41 - 2 * 60 * (\sqrt{2,46} - \sqrt{0,41})}{23 * (2,46 - 0,41)}$$

$$Z = 0,17 \text{ m}$$

les valeurs respectives de la poussée et de la butée seront :

$$(Eq. 5.24) \quad \text{La poussée} \quad E_a = (p + \gamma Z) * K_a - 2c * \sqrt{K_a}$$

$$(Eq. 5.25) \quad \text{La butée} \quad E_p = (\gamma Z) * K_p - 2c * \sqrt{K_p}$$

$$\text{La poussée} \quad E_a = (295,91 + 23 * 0,17) * 0,41 - 2 * 60 * \sqrt{0,41}$$

$$E_a = 45,26 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{La butée} \quad E_p = (23 * 0,17) * 2,46 - 2 * 60 * \sqrt{2,46}$$

$$E_p = -178,56 \text{ kN/m}^2$$

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

$$E = 178,56 + 45,26$$

$$E = 223,83$$

L'effort horizontal agissant en la direction de l'excavation peut être décomposé en deux composantes : T parallèle et S perpendiculaire à la série des plans de glissements.

$$\begin{cases} T = 188,77 \text{ kN/m}^2 \\ S = 120,26 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain soit provoqué par des efforts survenant des deux côtés on retrouve une résultante T_0 telle que :

$$(Eq. 5.29) \quad T_0 = \frac{2 * 223.83}{\cos 25} * \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$T_0 = 142.59 \text{ kN/m}^2$$

La résultante T_0 exerce son action dont l'axe central étant verticale.

Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une surcharge q ou par une forme en contre voûte du radier, la charge q doit être répartie sur une longueur Y calculée par l'équation suivante :

$$(Eq. 5.30) \quad Y = \frac{0,17}{\tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)}$$

$$Y = 0.27 \text{ m}$$

Ainsi la contrainte engendrée sous le radier est :

$$(Eq. 5.31) \quad \sigma = \frac{142.59}{0.27} = \frac{142.59}{0,17} * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$\sigma = 525.43 \text{ kN/m}^2$$

Vérification de non soulèvement.

Il faudra également s'assurer que l'on ne doit pas dépasser l'état limite de rupture au niveau du radier donné par la relation (Eq. 5.32)

$$\sigma \leq \sigma_{vlim} = \left[\frac{4 * 60}{1 - \sin 25} \right] * (2 + \sin 25) * \cos 25$$

$$\sigma_{vlim} = \left[\frac{4 * 60}{1 - \sin 25} \right] * (2 + \sin 25) * \cos 25 = 912.66 \text{ kN/m}^2$$

On voit bien que :

$$\sigma = 525.43 \text{ KN/m}^2 \leq 912.66 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma \leq 912.66 \text{ kN/m}^2$$

Donc on n'a pas dépassé la limite de rupture au niveau du radier.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Notre travail atteint ses objectifs, quand on a développés les principales étapes de la réalisation du tunnel l'excavation et le soutènement avec leur avantages et inconvénients qui guident le choix de maitre d'œuvre et des ingénieurs.

Dans la première étape, il existe plusieurs méthodes d'excavation du tunnel plein section, demi-section ou section dévissé, Chaque un de ses méthodes à des contraintes ou condition limitant son adaptation. Ensuite la méthode en plein section était la plus économique.

Mais, lorsque cette méthode n'est applicables (cas de la section du tunnel est large) ou elle présente des risques sur la stabilité de front de tailles ; l'excavation est réalisée en demi-section (supérieur puis inférieure) avec un décalage au sens longitudinales du tunnel.

Si l'état de terrain encaissantes et front de tailles est délicat -pas autostable-on divise la section en plus de deux parties (les méthodes de section dévissé).

Les méthodes d'excavation section dévissé et demi section présentant l'avantage de réduire la dimension de front de taille et donc d'assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Dans la deuxième étape, nous avons évoqué dans cette mémoire les différents types de soutènement avec leur mode de fonctionnement par rapport au terrain.

Le temps de la mise en place de soutènement après l'excavation, permet d'augmenter la valeur de pression d'équilibre et améliore par conséquent la stabilité du tunnel (c'est la raison de la création de la nouvelle méthode autrichienne

Et Comme étant le soutènement du tunnel dépend principalement des caractéristiques géotechniques, géo mécaniques du terrain et en particulier la pression du terrain encaissante, on a évalué dans le chapitre cinq et six les pressions verticales et horizontales agissantes sur le tunnel.

L'application numérique des formules empiriques des pressions du terrain m'aident à trouver les valeurs des pressions verticale et horizontale, et puis ces valeurs obtenues des pressions verticales et horizontales sont représentatif de la couverture moyenne de 22 m et elles sont acceptables car on n'a pas dépassé la limite de rupture au niveau de radier.

Références Bibliographiques

- [1] Approche hydrogéologique et hydro chimique des eaux souterraines dans une zone semi-aride. Cas de la nappe Mio-Plio-quadernaire du synclinal de Djelfa, Université Larbi Tébessa - Magister 2016.
- [2] Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES) : Tunnels et ouvrages souterrains. P12-31, Lyon, 1993.
- [3] Barton N., Lien R., Lunde J. Engineering Classification of Rock Mass for the Design of Tunnel Support. NGI Publication 106, Oslo. Rock Mechanics 6 : No 4 : 189 236, 1974.
- [4] Béton projeté - Stress (2008).
- [5] Bieniawski Z.T. Engineering rock mass classifications. Wiley Interscience Publication.
- [6] Deere D. U., Peck R. B., Parker H. Design of tunnel support system.
- [7] Dossier pilote des tunnels génie civil section 2. géologie - hydrogéologie – géotechnique, Centre d'études des tunnels ,1998
- [8] Dossier pilote des tunnels génie civil section 4. procédés de creusement et de soutènement, centre d'études des tunnels ,1998
- [9] François. MARTIN, Adrien. SAÏTTA, Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches.1994.
- [10] Site internet : [Http://www.outils-cetu.fr](http://www.outils-cetu.fr).
- [11] Le site de l'AFTES. [Http : //www.aftes.asso.fr/](http://www.aftes.asso.fr/).
- [12] PANET.M « Le Calcul Des Tunnels Par La Méthode Convergence-Confinement ».
- [13] Philippe Autuori. Le calcul des tunnels. ENPC – ouvrages souterrains.
- [14] Pierre GESTA. Travaux souterrains. Techniques de l'ingénieur 1994. Paris.
- [15] Cours d'exploitation souterraine, Pr BACHAR ASSED Mohammed Aguid.
- [16] Présentation d'Office National des Substances Explosives. Alger.
- [17] Presse de L'ENPC, Paris 1995.
- [18] Profile en long géomécanique de Tunnel T3 COSIDER TP M26.
- [19] Rapport de stage Cosider TP M 26.
- [20] Rapport géotechnique de Tunnel T3/ COSIDER TP M26.
- [21] Recommandations CLOUTERRE, (1991) "pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols. " Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- [22] CETU. Procédés de Creusement et de Soutènement (Section 4) 1998. Paris.
- [23] MANSOUR Farid Aghilasse, GANA Houssam, Creusement et Soutènement Provisoire d'un Tunnel, MPFE ENP Alger 2014.
- [24] https://fr.wikipedia.org/wiki/Liste_des_tunnels_les_plus_longs_du_monde

ANNEXES

Annexe A

- **Abattage :**
Opération de désagrégation du terrain à excaver provoquant sa chute au pied de la paroi attaquée où les déblais sont repris par les engins de marinage. Ce terme est également employé, notamment au pluriel, pour désigner certaines phases d'exécution en section divisée (abattages latéraux).
- **Avancement :**
Longueur de tunnel sur laquelle une opération est effectuée pendant un temps donné (heure, jour, mois, poste). L'opération peut être une opération élémentaire (excavation, petite galerie, bétonnage, demi-section supérieure) ou l'ensemble d'un cycle d'opérations concourant à l'exécution de tout ou partie d'un tronçon d'ouvrage.
- **Blindage :**
Opération consistant à bloquer les terrains instables autour de l'excavation. Le blindage est obtenu la plupart du temps à l'aide de plaques en métal ou en béton, jointives ou non, bloquées au terrain encaissant et s'appuyant sur les cintres. Ce terme peut aussi désigner le matériel utilisé pour cette opération.
- **Blocage :**
Opération de mise en place d'un matériau (généralement du béton) utilisé pour le remplissage de l'espace vide entre un soutènement et la surface excavée.
- **Bouclier :**
Système de protection constitué d'une structure métallique complète ou partielle à l'abri de laquelle s'effectuent les opérations de terrassement. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en oeuvre à l'abri du bouclier.
- **Bouclier à air comprimé :**
Bouclier travaillant sous enceinte d'air comprimé. La pression d'air comprimé peut être limitée, soit au seul front de taille soit à l'ensemble du chantier d'avancement.
- **Bouclier à boue :**
Bouclier utilisant une boue qui, placée dans la partie avant du bouclier, assure à la fois la stabilité provisoire des parois et le transport des déblais.
- **Bouclier à front pressurisé :**
Bouclier à front fermé dont la chambre d'abattage est mis en pression contrôlée.
- **Boulon :**
Tige métallique destinée à renforcer la roche. Mise en place dans un forage.
- **Calotte :**
Partie supérieure et centrale de la voûte.
- **Cintre :**
Support en forme d'arc réalisé au profil du tunnel et mis en place contre la paroi pour soutenir le terrain, soit directement avec des calages, soit par l'intermédiaire d'un blindage. Il est généralement en acier.
- **Cintre lourd :**
Cintre réalisé à partir d'un profilé métallique (généralement de type IPN, HEA, HEB).
- **Cintre réticulé :**
Cintre constitué de barres d'acier à haute limite élastique (généralement armatures pour béton armé) liaisonnées par des aciers secondaires constituant une "réticulation".
- **Clé de voûte :**
Section de la voûte située dans son plan de symétrie.
- **Enfilage :**
Soutènement réalisé avant abattage par enfoncement dans le terrain de barres ou profilés métalliques en pourtour de la future excavation.
- **Excavation :** Ensemble des deux opérations d'abattage et de marinage. Peut désigner le résultat c'est-à-dire le volume vide laissé par celles-ci.

- **Forage :**
Opération consistant à réaliser un trou à l'aide d'un outil animé d'un mouvement de rotation et/ou de percussion (pour mise en place de mines ou de boulons).
- **Gabion :**
Gabion est un casier, le plus souvent constitué de solides fils de fer tressés et rempli de pierres non-gélives, utilisé dans les travaux publics et le bâtiment pour respectivement construire des murs de soutènement, des berges artificielles non étanches ou décorer une façade nue ou des aménagements urbains.
- **Grippeur :**
Ensemble destiné à supporter la poussée d'un tunnelier en bloquant la machine contre le terrain au moyen d'un patin d'appui mû par un vérin. S'utilise sur les machines pleine face en roche dure.
- **Machine à attaque ponctuelle :**
Machine n'attaquant qu'une partie du front de taille et dont la conception initiale n'est pas liée à une forme de section déterminée a priori.
- **Machine pleine face :**
Machine excavant en une seule fois la totalité du front de taille et assurant le ramassage des déblais. On emploie aussi le terme : machine foreuse pleine section.
- **Marinage**
Opération comprenant le chargement et l'évacuation à l'extérieur du tunnel des déblais provenant de l'abattage, ou "marin".
- **Piédroits :**
Parties verticales de la section transversale du tunnel, comprises entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Par extension, parties latérales de la section transversale d'un tunnel.
- **Plan de tir :**
Plan donnant la position, la profondeur, le diamètre et la direction des trous de mine dans le front de taille d'un tunnel ou d'un puits. Le plan de tir indique les charges mises en place dans chaque trou, le bourrage et l'amorçage utilisés.
- **Pleine section :**
Creusement en une seule phase de la totalité de la section d'un tunnel.
- **Pré voûte :**
Voûte réalisée par mise en place de béton dans une saignée pratiquée dans le terrain en avant du front de taille selon le contour de la section à excaver.
- **Radier contre-voûté :**
Radier bétonné en forme de voûte inversée, le point le plus bas du radier étant situé dans le plan de symétrie de l'ouvrage.
- **Radier :**
Partie inférieure du tunnel située entre les deux piédroits. Le radier peut être laissé brut ou être constitué par une dalle ou un arc en béton.
- **Revêtement :**
Ensemble des dispositifs à ajouter au soutènement pour assurer la stabilité définitive de l'ouvrage souterrain. Le revêtement constitue la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel.
- **Revêtement :**
Ensemble des dispositifs à ajouter au soutènement pour assurer la stabilité définitive de l'ouvrage souterrain. Le revêtement constitue la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel.

- **Section divisée :**
Méthode de creusement consistant en l'ouverture d'une (ou plusieurs) galerie (s) de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser.
- **Séquentiel (creusement) :**
Désigne une méthode d'exécution où les opérations de creusement et de soutènement sont bien distinctes, par opposition au creusement au tunnelier où la même machine réalise les deux opérations en continu.
- **Soutènement :**
Ensemble des dispositifs assurant la stabilité provisoire (jusqu'à la mise en place d'un revêtement définitif) de l'excavation et la sécurité du chantier : boulons, cintres, blindage, béton projeté. Opération consistant à mettre en oeuvre ces dispositifs.
- **Soutènement :**
Ensemble des dispositifs assurant la stabilité provisoire (jusqu'à la mise en place d'un revêtement définitif) de l'excavation et la sécurité du chantier : boulons, cintres, blindage, béton projeté. Opération consistant à mettre en oeuvre ces dispositifs.
- **Stross :**
Terrain à excaver situé dans la partie inférieure du profil comprise, en hauteur, entre la demi-section supérieure et le radier et, en largeur, entre les piédroits.
- **Terrain encaissant :**
Terrain dans lequel est réalisé un ouvrage. Le terrain encaissant peut être surmonté par des couches de terrain de nature différente.
- **Tunnelier :**
Machine destinée à réaliser des tunnels assurant des fonctions étendues pouvant aller de l'excavation à la pose du revêtement final.
- **Volée :**
Ensemble des trous de mine chargés. Désigne également le volume de terrain abattu au cours d'un tir ou la longueur de l'excavation correspondante.
- **Voussoirs :**
Éléments préfabriqués dont l'assemblage constitue le soutènement et/ou le revêtement d'un tunnel (généralement creusé au moyen d'un tunnelier). Ils peuvent être en acier, en béton, en fonte ou en fonte ductile.
- **Voûte active :**
Procédé consistant à réaliser une voûte constituée d'éléments de voussoirs préfabriqués mis en place par un portique de pose et mis en compression contre le terrain par l'intermédiaire d'une clé de voûte munie de vérins.
- **Voûte-parapluie :**
Voûte constituée de tubes métalliques disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement ; la voûte peut également être constituée de colonnes de jet-grouting armées.

Annexe B

Les tableaux utilisés dans la Classification de Z.Bieniawski.

Tableau [B.1] : Paramètres de classification des roches et notes de pondération.

class	es	parametres	plages de valeurs									
			>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	pour les faibles valeurs de σ_1 utilisé la résistance en compression uniaxiale					
1	résist de la roche (matrice)	indice Franklin Is	>250 Mpa	100-250 mpa	50-100mpa	25-50 mpa	résistance en compression uniaxiale					
							5-25 mpa	1-5 mpa	<1mpa			
							2	1	0			
2	Espacement des discontinuités	Notation	15	12	7	4	2	1	0			
			R.Q.D	90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%				
			Notation	20	17	13	8	3				
3	Notation	> 2m	0.5m-2 m	200 mm-500 mm	60mm-200 mm	<60 mm						
		20	15	10	8	5						
4	Nature des discontinuités	surfaces très rugueuse Non continue Epontes en contact epontes non altérées	surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1mm Epontes faiblement altérées	surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1mm Epontes fortement altérées	surfaces lustrés ou renlissage < 5 mm ou épaisseur de 1 à 5 mm joint continu	renlissage mou > 5 mm ou épaisseur > 5mm joint continu						
						30	25	20	10	0		
						Notation	aucun	< 10 l/min	10 l/min-25 l/min	25 l/min-125 l/min	>125 l/min	
5	Eau	ratio pression eau cont princ	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	Débitant					
							complètement sec	humide	mouillé	suintant		
							Notation	15	10	7	4	0

Tableau [B.2] : Note d'ajustement pour orientation des joints.

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

Tableau [B.3] : Description de l'orientation des joints :

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		Pendage
Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage		Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	
Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 45-90°	Pendage 20-45°			
Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très favorable	Moyen	Défavorable

Tableau [B.4]: Recommandations d'avant-projet Sommaire du soutènement d'après Z.BIENIAWSKI.

Classe de la roche	Types de soutènement						
	Boulons d'ancrages (1)		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacement
1	Généralement pas nécessaire						
2	1,5-2,0m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50 mm	Néant	Néant	Non rentable	
3	1,0-1,5m	Treillis soudé +30mm de béton projeté en voûte	100 mm	50 mm	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	50 mm	100 mm	Treillis soudé et boulons de 2 à 3 m d'espacement	Cintres moyenne + 50 mm de béton projeté	0,7- 1,5m
5	Non recommandé		150 mm	200 mm	Treillis soudé et boulons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintre lourds	0.7 m

Tableau B.5 : Qualité du massif rocheux selon Barton.

Intervalles de valeurs du coefficient Q	Qualité du massive
400-1000	Exceptionnellement bonne
100-400	Extrêmement bonne
40-100	Très bonne
10-40	Bonne
4-10	Moyenne
1-4	Mauvaise
0.1-1	Très mauvaise
0.01-0.1	Extrêmement mauvaise
0.001-0.01	Exceptionnellement mauvaise